Lehrstuhl und Prüfamt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe
Heft 21

Beiträge aus der Geotechnik

Festschrift anläßlich des 60. Geburtstages

von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss

München 1995

Schriftleitung für diese Festschrift:

Akad. Direktor Helmut Laier
Akad. Rat Gerhard Bräu

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss

Zum Geleit

Die Technische Universität München ist eine Stätte hohen, internationalen Ansehens. Wissenschaft, Forschung und Lehre werden erfolgreich vermittelt und umgesetzt.

Große Namen fähigen Ingenieurgeistes haben den Ruf unserer einzigen Technischen Universität im Freistaat Bayern geprägt. Schöpferische Kreativität und Erfindungsenergie herausragender Ingenieurpersönlichkeiten waren seit ihrer Gründung bis heute das Fundament der Denkfabrik für den wichtigsten Rohstoff unseres Landes, den "Rohstoff Geist".

Der Ordinarius des Lehrstuhles für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Professor Dr.-Ing. Rudolf Floss, Leiter des zugehörigen Prüfamtes, begeht seinen 60. Geburtstag. "Beiträge aus der Geotechnik" sind das Geburtstagsgeschenk seiner Mitarbeiter, Schüler, Freunde und Weggefährten aus Wissenschaft, Wirtschaft und Verwaltung.

Beiträge, die reiches, unermüdliches 15jähriges Schaffen, innovative Kraft, wissenschaftliches Breitbandspektrum, Wegweisung und Visionen aufzeigen. Sie zeugen von zukunftsweisenden Entwicklungen und neuen Strategien bei Planen, Berechnen und Bauen.

Dem verdienten Hochschullehrer Professor Dr.-Ing. Rudolf Floss, ausgezeichnet mit dem Bundesverdienstkreuz am Bande der Bundesrepublik Deutschland, entbiete ich meine herzlichen Glückwünsche und die aller Ingenieurkolleginnen und -kollegen Bayerns zu seinem Ehrentag. Glückauf für ein weiteres, erfolgreiches Schaffen.

Professor Dipl.-Ing. Karl Kling
Präsident der Bayer. Ingenieurekammer-Bau

Inhaltsverzeichnis

Zum Geleit
Karl Kling

Entwicklung von Forschung, Lehre und Anwendung seit 1980 1
Helmut Laier

Technische Regelwerke und Entwicklungen bei Erdarbeiten im Straßenbau 9
Ernst Neußner, Edgar Wittmann

Geokunststoffe in der Geotechnik 21
Karl Heinz Blume, Georg Heerten, Wilhelm Wilmers

Geotextilien für Meß- und Kontrolleinrichtungen im Staudammbau und im Wasserbau 45
Franz List

Verformungs- und Tragverhalten des bewehrten Zweischichtensystems 57
Gerhard Gold, Andreas Bauer

Einsatz und Eigenschaften von Bentonitmatten 75
Dirk Heyer

Anwendungsbezogene Untersuchungen an Geokunststoffen und Verbundsystemen 89
Andreas Bauer, Gerhard Bräu, Jochen Fillibeck

Verhalten bewehrter Erdkörper in Theorie und Praxis 115
Bernd Thamm

Untersuchung einer ungestützten Baugrubenwand mit der Methode der Finiten Elemente 135
Friedrich Scheele

Vergleich der bestehenden Berechnungsnorm DIN 1054 mit dem neuen Entwurf der DIN 1054 am Beispiel einer Schwergewichtsmauer 151
Bernhard Peintinger

Zum quantitativen Einfluß von statistischen Abnahmeprüfplänen auf die Bemessungswerte nach der Zuverlässigkeitstheorie 163
Wolfram Kudla

Flächendeckende Qualitätssicherungssysteme für die Bodenverdichtung 181
Michael Gahbauer, Norbert Gruber, Franz Schlögl

Numerische Simulation der Schwingungsvorgänge bei der Vibrationsverdichtung 203
Wolfgang Kröber

Entwicklungsstand der Baugrunddynamik 213
Wolfgang Haupt

Messungen in Unterbau und Untergrund von Eisenbahnstrecken 231
Peter Schwarz

Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie auf baugrundspezifische Aufgaben 245
Dirk Alber

Druckluftvortriebe im Münchner U-Bahn-Bau 261
Paul v.Soos, Joseph Weber

Baugrubenumschließungen in München - Ein Rückblick - 281
Hans Walter Koreck, Helmut Ostermayer

Qualitätskontrolle bei Entwurf und Ausführung von Baugruben im innerstädtischen Bereich durch eine baubegleitende meßtechnische Überwachung 295
Hans Fröhlich, Wulfdietrich Mager

Betrachtungen zur Entwicklung der Geotechnik Geologie und Hydrologie im Dienste des Grundbaus 317
Hans Oskar Hellerer, Detlef Ranis

Beitrag der geometrischen Kluftparameter zur Entwurfsplanung für Kraftwerkskavernen 331
Klaus Hönisch, Ulrich Trunk

Planung von neuen Eisenbahntunneln 345
Klaus Martinek

Gebirgs- und Bodenmechanik in der Tagebautechnik des rheinischen Braunkohlenbergbaus 359
Karl-Josef Pierschke, Karlheinz Winter

Bruch- und Rutschvorgänge in Tälern des Alpenvorlandes und des Schichtstufenlandes 375
Hans Jürgen Baumann

Deckwerks- und Dichtungsbauweisen an Donau und Main-Donau-Kanal 395
Werner Herboth, Hans Peter Seidel

Beitrag zum Entwicklungsstand der Baugrundverbesserung 411
Gerhard Chambosse, Klaus Kirsch

Grundlagen und praktische Erfahrungen bei der Bodenstabilisierung mit Kalkpfählen 427
Wolfgang Reitmeier

Wärmedämmende Schichten beim Bau von Straßen 441
25 Jahre Erfahrungen 1969 - 1994
Karl Listner

Frost in der internationalen Forschung im Straßenbau 459
Horst Bergler

Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat im frostsicheren Aufbau von Straßenbefestigungen 469
Bernd Vosteen

Risiken für Bauherrn und Grundstücksbesitzer durch Altlasten - Grundlagen und Vermeidungsstrategien - 489
Siegfried Rettinger

Bemessung von Deponieabdichtungssystemen für Schadstoffemissionen 503
Klemens Finsterwalder

Verfügbare Technologien zur Reinigung kontaminierter Böden 519
Manfred Nußbaumer

Beanspruchung erdverlegter flexibler Rohrleitungen 531
Roland Stiegeler

Straßenbau und Gewässerschutz - Stand und Entwicklungstendenzen - 549
Wolfgang Heide

Die Zukunft im Spezialtiefbau 561
Manfred Stocker

Autorenverzeichnis 577

Veröffentlichungen von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss 583

Forschungsarbeiten öffentlicher Auftraggeber 593

Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München 597

Entwicklung von Lehre, Forschung und Anwendung seit 1980

Helmut Laier

Als Herr Professsor Dr.-Ing. Rudolf Floss am 1.8.1980 den Lehrstuhl und das zugehörige Prüfamt von seinem Vorgänger, Herrn Professor Dr.-Ing. Richard Jelinek übernahm, fand er ein umfangreich und modern ausgestattetes Haus mit vielen auf bestimmte Zielsetzungen ausgerichteten Aktivitäten vor. Es war sicher keine leichte Aufgabe, Kontinuität mit gleitender Umstrukturierung zu verbinden und damit neue Schwerpunkte zu setzen, doch gelang dies mit Geduld, Überzeugungskraft und einem besonders ausgeprägten planenden Gestaltungsvermögen. Vorrangiges Augenmerk galt natürlich einer möglichst umfassenden Ausbildung der Studierenden mit einem neuen Lehrprogramm, an dessen laufender Aktualisierung und Ergänzung Professor Floss stets mit großer Sorgfalt weiterarbeitet. Daß dabei auch die rasch fortschreitende technologische Entwicklung und Spezialisierung in einem so breit angelegten Fachgebiet berücksichtigt wird, läßt sich u.a. an der Mitwirkung von namhaften externen Referenten im Rahmen eines Teiles der Vertiefungsausbildung dokumentieren. Außerdem sind auch wissenschaftliche Mitarbeiter des Prüfamtes für ihre Arbeits-und Forschungsschwerpunkte in der Lehre eingesetzt.

In den betrachteten Zeitraum fallen auch Entwicklungen der Lehre und der Forschung auf den Gebieten der Felsmechanik und Baugrunddynamik, die durch Lehraufträge unterstützt werden.

Ein Problem stellt die räumliche Trennung zwischen dem Stammgelände und Pasing nicht nur wegen der langen und häufigen Wege, sondern auch im Hinblick auf die außerordentlich beengten Verhältnisse in der TU selbst dar, wo die hauptsächliche Betreuung der Studierenden abzuwickeln ist. Im übrigen erfreut sich das Fachgebiet in der Vertiefungswahl eines ganz besonderen Zuspruches und nimmt mit langjährigen Durchschnittswerten von ca. 25 bis 30% der Bauingenieurstudenten eine Spitzenstellung unter den 15 Vertiefungsfächern der Fakultät ein. Eine vereinfachte Analyse der seit 1980 gefertigten Diplomarbeiten zeigt, daß sich theoretische und anwendungsbezogene Themenstellungen in der Beliebtheit der Studierenden in etwa die Waage halten - eine für die universitäre Ingenieurausbildung in diesem Fachgebiet ausgeglichene Bilanz. Erfreulich ist dabei auch das Interesse an forschungsbegleitenden und damit oft experimentellen Arbeiten.

Zur motivierenden Ergänzung des Lehrstoffes gehören auch regelmäßige Fachexkursionen zu interessanten Bauprojekten bis in das benachbarte Ausland, an denen sich die Studierenden sehr rege beteiligen und die den persönlichen Kontakt zum Lehrstuhl fördern.

Insgesamt darf man sagen, daß die Lehre in ihrer vielfältigen Ausgestaltung insbesondere auch durch die forschungs- und ingenieurbezogenen Tätigkeiten am Prüfamt in vielen neuen Tätigkeitsfeldern eine fruchtbare Synthese zwischen Theorie und Anwendung bildet und damit das Studium aktuell gestaltet.

Während seiner bisherigen Amtszeit hat Professor Floss 22 Promotionen verantwortlich begleitet. Zu den Pflichten eines Ordinarius gehören natürlich auch entsprechende übergeordnete Tätigkeiten in der universitären Selbstverwaltung, aus denen die Dekanatszeit von Professor Floss zwischen 1990 und 1992 hervorgehoben sei, in der er sich mit besonderer Energie den Aufgaben und strukturellen Problemen der Fakultät widmete.

Für Fort- und Weiterbildung geschieht auf den verschiedensten Ebenen vieles, was nur an einzelnen Beispielen aufgezeigt werden soll. Lange Jahre leitete Professor Floss das allgemeine Bauingenieurkolloquium der Fakultät zusammen mit den Vortragsveranstaltungen des VDI-Bezirksvereins München, Ober- und Niederbayern, dessen Vorstand er von 1980 -1993 angehörte. Tagungen, Konferenzen, Kongresse, Seminare stehen unter seiner Leitung oder werden durch Vorträge und Berichte unterstützt. Er bemühte sich um berufsständische Fragen beispielsweise in der Endphase der Gründung der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau ebenso wie er auch in Dingen des beruflichen Alltags für die Belange des Einzelnen Verständnis und Hilfsbereitschaft zeigt.

Die grundlegende persönliche Eigenschaft der Aufgeschlossenheit und des rundum wachen Interesses ist wohl auch eine der Wurzeln, aus denen eine Fülle von Mitgliedschaften in Verbänden und Komitees sowie leitenden Funktionen in Vorständen, Koordinierungs- und Lenkungsgremien mehrerer Ingenieur- und Fachgesellschaften entspringt. Wer seinen Schriftwechsel und seinen Terminkalender kennt, der kann sich nur wundern, wie das alles umgesetzt wird. Einen Einblick in die ehrenamtlichen Tätigkeiten der letzten Jahre vermittelt die Anlage am Schluß dieses Beitrages.

In der Öffentlichkeitsarbeit gibt es aber noch einen weiteren Zweig, der stets neue Früchte trägt. Professor Floss ist nicht nur Herausgeber einiger Fachbücher und der Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes (siehe Anhang zur Festschrift) sowie Schriftleitungsbeirat verschiedener Fachzeitschriften, sondern kann auch auf die stattliche Liste von Veröffentlichungen ver-

weisen, die seinen Namen tragen und die zugleich die Bandbreite, aber auch die Schwerpunkte seiner fachlichen Tätigkeiten in Forschung und Entwicklung vor Augen führen (siehe Zusammenstellung im Anhang zur Festschrift).

Besonderer Erwähnung bedarf an dieser Stelle die schon 1971 begonnene fachliche Betreuung des Forschungsprogrammes des Bundesministers für Verkehr sowie die federführende Bearbeitung der deutschen Erdbau-Vorschriften des Bundesministerums für Verkehr (ZTVE-StB 76 und 94).

Auf dem Forschungs- und Entwicklungssektor hatte Professor Floss bereits vor der Übernahme seiner Aufgaben an der TU München Erfahrungen gesammelt und brachte diese zum großen Vorteil des Hauses ein. Tragendes Element bildet das Prüfamt mit seiner laufend erweiterten Ausstattung, allerdings auch mit der belastenden Verantwortung nach ausgeglichenem Haushalt bei einer nur sehr mageren Grundausstattung an Etatstellen. Dieses finanzielle Problem konnte Professor Floss in seiner bisherigen Amtszeit durch eine Vielfalt neuer Arbeitsfelder und nicht zuletzt mit Hilfe von Motivation und Einsatz der Mitarbeiter lösen.

Die Entwicklung der Forschung ist sowohl durch anwendungsbezogene als auch theoretische Themenstellungen gekennzeichnet. Da Anfang der 80er Jahre entsprechend der allgemeinen Entwicklung die EDV und Numerik sowie eine moderne Meßtechnik verstärkt Eingang im Hause hielten, konnten auch entsprechend komplexe Fragestellungen in Angriff genommen werden.

Die im Anhang zu diesem Buch zusammengestellten Forschungsvorhaben öffentlicher Auftraggeber wie Deutsche Forschungsgemeinschaft, Bundesminister für Verkehr, Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen, Bundesminister für Forschung und Technologie, Institut für Bautechnik, Deutsche Bundesbahn u.a. stellen nur einen Teil der breitgestreuten Tätigkeitsfelder dar, die als Schwerpunkte die neuen Verbundbauweisen mit Geotextilien, die Entwicklung von Qualitätssicherungssystemen im Erdbau, den Schutz von Boden und Grundwasser, die Entwicklung und Kontrolle von Abdichtungsmethoden, grundlegende Untersuchungen zum Verhalten des Bodens unter dynamischen Beanspruchungen, Felshohlraumbau und nicht zuletzt die sicherheitstheoretische Bewertung erd-, fels- und grundbaulicher Aufgabenstellungen auf probabilistischer Grundlage zum Inhalt haben.

Weitere Forschungsvorhaben und Ergänzungen in diesen Hauptzielrichtungen sind vorgeschlagen, beauftragt oder befinden sich im Stand der Vergabe.

Daneben gibt es noch laufend Forschungs- und Entwicklungstätigkeit für die Industrie mit hochaktuellen Fragestellungen, besonders aus den Gebieten des Einsatzes von Kunststoffen und Kombinationsbauweisen zum Umweltschutz und Deponiebau. Genannt seien erdstatische Untersuchungen für den Einsatz von Kunststoffbahnen und Kunststoffrohren vorzugsweise im Deponiebau mit erheblichem versuchstechnischen Aufwand, Verhalten von geotextilen Bentonitdichtungsbahnen unter diversen Beanspruchungsfällen, Einbaubeanspruchungen und Trennverhalten von verschiedenen geotextilen Produkten in großmaßstäblichen Untersuchungen sowie unter Laborsimulation und vieles mehr, was sich vor allem auch aus der ingenieurmäßigen Anwendung im Rahmen der Prüfamts- und Gutachtertätigkeit ableitet.

Insgesamt hat die Forschung nicht zuletzt durch die ständigen Aktivitäten von Professor Floss auf allen Ebenen für das Haus eine besonders hohe Bedeutung erreicht, auch wenn mancher Kritiker vielleicht mehr "klassische" Themenstellungen vermissen könnte. Die Anforderungen an die moderne Bautechnik und damit an das Fachgebiet haben sich erweitert. Die klassischen boden- und felsmechanischen Fragestellungen bilden in den komplexen modernen Aufgaben wissenschaftlich integriert, stetige weitere Herausforderung an theoretische Analyse, Experiment und Lösung - nur sind sie vielleicht nicht mehr so vordergründig erkennbar.

Damit ist der wichtigste Punkt für die Synthese zwischen ingenieurmäßiger Anwendung und wissenschaftlicher Begleitung angesprochen, der in der Bedeutung der universitären Einrichtung des sog. Prüfamtes (früher wohl zutreffender als Institut bezeichnet) zu sehen ist. Hier laufen die Fäden durch die tägliche Konfrontation mit vielfältigen Aufträgen, Problemstellungen und auch Schadensfällen mit den forschungsmäßigen Interessen zusammen und münden letztlich wieder in den Ausbildungsprozeß des Ingenieurnachwuchses ein. Dies ist ein Kreislauf, der zumindest für dieses Fachgebiet seit seinem Bestehen als entscheidende Existenzgrundlage bewertet werden muß.

Mehrere der genannten Forschungsprojekte waren bei der Abwicklung z.B. in Prüfamtsaufträge eingebunden oder leiteten sich aus speziellen Anforderungen von Bauprojekten ab. Beispielhaft genannt seien für die anwendungsreife Entwicklung der arbeitsintegrierten flächendeckenden Verdichtungskontrolle mehrere Großbausstellen für den Einsatz von Abdichtungsbauweisen diverse Objekte im Deponiebau oder bei Straßenbauten in Wassergewinnungsgebieten, für die Anwendung von Geotextilien als Trenn- und Bewehrungslage ebenfalls verschiedene Bauvorhaben, bei denen die systematischen Untersuchungen gewissermaßen im Einhergehen möglich wurden. Die Reihe läßt sich praktisch über fast alle Forschungsinitiativen

fortführen - sie zeigt aber auch besonders deutlich die integrierende Arbeitsweise von Professor Floss, der stets den Brückenschlag zwischen Wissenschaft und Anwendung zu vollziehen weiß.

Den der Ingenieurtätigkeit zugewandten Arbeitsfeldern des Prüfamtes und seines Leiters seien noch folgende Hinweise gewidmet.

Im Laufe der vergangenen Zeit bildete sich immer mehr der Schwerpunkt des tiefenbezogenen Messens vor Ort mit der Ergebnisprojektion in die computergestützte, oft FE-Netz relativierte Auswertung und die fachliche Deutung bis zurück zur relativierenden Verbesserung der labormäßigen Versuchstechnik heraus. Baubegleitende, die rechnerischen Annahmen stützende oder korrigierende meßtechnische Feststellungen haben bei den verschiedenartigen Problemstellungen, ob im Gründungs- oder Baugrubensicherungsbereich, ob bei schwierigen Hangbebauungen oder bei Rutschungsvorgängen, ob im Stollenvortrieb oder beim Bau moderner Hochgeschwindigkeitsstrecken und vielen anderen mehr, den Mutmaßungsanteil erheblich reduziert und an seine Stelle deutliche Aussagen über die tatsächlich auftretenden Kräfte, Verformungen und Tragmechanismen gesetzt. Das Verhalten des Bodens unterscheidet sich dabei nicht selten von den theoretischen Annahmen und den vorausgehenden Berechnungen. Neigt es zum Besseren, dann wußte man es meist schon vorher - ergeben sich ungünstigere Befunde, dann ist man recht überrascht. Diesen Unsicherheiten muß durch weitere Perfektion der Meßsysteme und ihre immer selbstverständlichere feste Einbindung in die Bauabwicklung begegnet werden - ein wesentliches Ziel des Lehrstuhlinhabers, das er bei der erdbaulichen Güteüberwachung bereits weit vorangetrieben hat.

In gleicher Richtung laufen Tätigkeiten des Hauses bei der Überwachung von Abdichtungs- und Bodenverfestigungsmaßnahmen, bei der Prüfung von speziellen erdstatischen Berechnungen und Vergleichsanalysen unter Einsatz von entsprechenden Rechenmodellen.

Der projektbezogenen Baugrunduntersuchung und Gründungsberatung kommt natürlich nach wie vor grundsätzliche Bedeutung zu. Sie ist heute durch umweltbezogenes Denken und Anpassung der technischen Vorgehensweise wesentlich umfänglicher und anspruchsvoller zu sehen als in vergangenen Zeiten. Die Verantwortung gegenüber dem Schutz der Grundwasservorkommen und der Vermeidung von Verunreinigungen des Bodens hat manches Gründungs- oder Bauhilfsverfahren aus dem Katalog des ingenieurmäßigen Einsatzes gestrichen.

Umso wichtiger ist es, daß eine bautechnische Fachrichtung, die sich mit den geologischen und hydrologischen Voraussetzungen vor Ort auseinandersetzen muß, auch den ständigen zeitge-

mäßen Kontakt mit diesen Fragestellungen halten kann, um nicht zuletzt wieder forschungs- und entwicklungsbegleitend ihrer wissenschaftlichen Funktion gerecht zu werden.

Zu erwähnen ist in diesem Zusammenhang auch die umfangreiche und vielseitige Gutachter- und Sachverständigentätigkeit von Professor Floss für Planung und Ausführung, aber auch bei Schadens- und Streitfällen. Sie erstreckt sich von den großen bis hin zu jenen "kleineren" Projekten, die bekanntermaßen oft in ihren Sonderfragestellungen nicht weniger interessant sind. Zu den namhaften Beratungsobjekten, von denen z. T. auch in dieser Festschrift berichtet wird, seien exemplarisch und ergänzend noch Brückenbauwerke an Donau, Wertach, Argentobel sowie Hangbrücken im Bereich der Autobahndirektion Nordbayern genannt. für den Industriebau seien beispielhaft die BMW-Projekte in Regensburg, Wackersdorf und BMW/Rolls Royce in Berlin-Dahlewitz erwähnt. Gründungen von Hochbauten aller Art, insbesondere die damit verbundenen Aufgaben der Umgebungssicherung sowie der Ausbildung und Überwachung der Umschließungen immer tiefer werdender Baugruben einschließlich der hydrologischen und wasserrechtlichen Aspekte gehören zum ständigen Aufgabenkreis.

Auch die wasserbaulichen Projekte bringen immer wieder Sonderfragestellung, so z. B. beim Ausbau von Flüssen und Kanälen durch Auftraggeber wie Rhein-Main-Donau AG, Lech-Elektrizitätswerke, Bayerische Wasserkraftwerke AG und andere. Bei großen Staudämmen und -mauern wie Frauenau, Brombach, Rottach, Söse und Eder wurden spezielle fachliche Unterstützungen erbracht.

Von den aktuellen Verkehrsbauten seien vor allem die Flughäfen München, Leipzig und Dresden angeführt. Die Tätigkeiten für die Deutsche Bundesbahn werden neben diversen Beratungen bei Ausbau- und Sanierungsabschnitten vor allem durch Sachverständigen- und Gutachterleistungen bei den Neubaustrecken samt Tunnelabschnitten, beim Rangierbahnhof München Nord sowie beim Containerbahnhof Hamburg-Billwerder und nicht zuletzt bei den Untersuchungen zur "Festen Fahrbahn" dokumentiert.

Der U-Bahnbau in München wird einer langen Tradition folgend durch Beratung des U-Bahnreferates zu Fragen der Bodenmechanik und des Grundbaus sowie durch vielfältige Meß- und Laboraufträge für das Prüfamt begleitet.

In den Phasen höchster Baukonjunktur im hiesigen Einzugsbereich waren zeitweise bis zu ca. 80 Personen im Hause und auf den Außenstellen beschäftigt, was gegenüber dem Normalstand einer Erhöhung von etwa 50% entspricht.

Wenn man alle kurz skizzierten Tätigkeiten und Aufgaben zusammennimmt, kann man sich denken, daß es sich um eine außerordentliche Leistungsanforderung handelt, die besonderen Einsatz vom Jubilar, aber auch von seinen Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen fordert, die ihm an dieser Stelle von Herzen den Erhalt seiner Gesundheit und Arbeitskraft wünschen.

Ehrenamtliche Tätigkeiten von Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)
- Mitglied des Vorstandes seit 1971
- Leiter der Fachsektion "Kunststoffe in der Geotechnik" seit 1988

International Geotextile Society (IGS)
- Mitglied des Vorstandes seit 1986 und Vizepräsident von 1990 bis 1994
- Leiter des deutschen Chapters der IGS seit 1994

Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)
- Mitglied des Forschungsbeirates und Leiter der Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau" seit 1971

Verein Deutscher Ingenieure (VDI)
- Mitglied des Vorstandes und Beirates der VDI-Gesellschaft Bau seit 1986, Mitglied des Vorstandes des Bezirksvereins München, Ober- und Niederbayern e. V. sowie Leiter des Arbeitskreises "Bautechnik" von 1980 bis 1993

Nationale Gremien:
- Mitglied von Fach-, Lenkungs- und Koordinierungsausschüssen (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., Deutsches Institut für Bautechnik).
- Mitglied des Nationalen Komitees (DNK) der "Internationalen Kommission für große Talsperren" seit 1983.

Internationale Gremien:
- Mitglied von zahlreichen Technical Committees und Fachgesellschaften
  Permanent International Association of Road Congresses (PIARC)
  International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE)
  International Society for Rock Mechanics (ISRM).

Auszeichnungen:

1987 Ehrenplakette des Vereins Deutscher Ingenieure
1991 Ehrenmedaille des des Vereins Deutscher Ingenieure
1993 Verdienstkreuz am Bande des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland

Technische Regelwerke und Entwicklungen bei Erdarbeiten im Straßenbau

Ernst Neußner, Edgar Wittmann

1 Vorbemerkung

Die nachstehenden Ausführungen stellen eine vereinfachte Rückschau auf wesentliche Entwicklungen der Erdbautechnik in Verbindung mit den Regelwerken dar. Dabei wird auch auf im Erdbau zur Anwendung gelangende Baustoffe und Frostschutzschichten eingegangen.

2 Bedeutung und Arten der Regelwerke

Technische Regelwerke dienen insbesondere folgenden Zielsetzungen:

a) der Vereinheitlichung der bautechnischen Vorgaben sowohl auf dem Baustoffsektor als auch auf dem Gebiet der Bauausführung,

b) der Erleichterung von Planung, Ausschreibung, Bauausführung, Abnahme und Abrechnung,

c) der Berücksichtigung technisch-wissenschaftlicher Erkenntnisse und Erfahrungen und

d) der Steigerung der Qualität und Wirtschaftlichkeit.

Die in den verschiedenen, den Straßenbau betreffenden "Bauvorschriften" enthaltenen Regelungen lassen sich auf die folgenden vier Grundarten zurückführen:

a) Technische Vertragsbedingungen für Bauverträge.

b) Anweisungen an die Auftraggeber im Straßenbau darüber, wie eine Straßenbauleistung geplant, vergeben, abgewickelt und abgerechnet wird.

c) Anweisungen an die Baufirmen als Auftragnehmer darüber, wie sie eine Bauleistung erstellen müssen.

d) Anerkannte Regeln der (Straßenbau-)Technik, die eine Kodifizierung der Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet des Straßenbaues darstellen und damit von allen Straßenbauern zu beachten sind.

Dementsprechend werden unterschieden:

- Vertragsunterlagen
  - o Allgemeine Technische Vertragsbedingungen (ATV gem. VOB/Teil C)
  - o Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen (ZTV)
  - o Technische Lieferbedingungen (TL)
  - o Technische Prüfvorschriften (TP)
  - o Technische Bedingungen (TB)
- Richtlinien
- Merkblätter

Darüber hinaus werden Regelwerke auch unter den Titeln "Empfehlungen", "Hinweise" und "Grundsätze" herausgegeben.

Mit dem Ziel der klaren Unterscheidung der Begriffe, Inhalte und Formulierung hat der Bundesminister für Verkehr 1980 von der FGSV aufgestellte "Grundsätze für das Aufstellen Technischer Regelwerke - Arten und Inhalt" eingeführt. DIN-Normen lassen sich je nach Art und Inhalt ebenfalls den vorgenannten Grundarten zuordnen.

3 Verbindlichkeit der Regelwerke

Verbindlichkeit erlangen Regelwerke für die Straßenbauverwaltungen durch Einführung, d. h. durch innerdienstliche Anweisungen in Form von Allgem. Runderlassen/ Allgem. Rundschreiben. Als Vertragsunterlagen in Bauverträgen werden Regelwerke für die jeweiligen Bauunternehmer und Baustofflieferanten verbindlich.

4 Grundsätzliches zu Art und Umfang von Leistungen

Nach § 1 Abs. 1 VOB/B wird die auszuführende Leistung nach Art und Umfang durch den Vertrag bestimmt. Voraussetzung für einen Bauvertragsabschluß ist die Ausschreibung der Bauleistung.

Jede Baumaßnahme muß sorgfältig vorbereitet werden.

§ 16 Abs. 1 VOB/A fordert u. a., daß erst dann ausgeschrieben werden soll, wenn alle Verdingungsunterlagen fertiggestellt sind; d. h., daß die vom AG gewünschte Leistung nach Art, Umfang und bestimmungsgemäßer Funktion klar definiert ist. Dazu gehört nicht nur die eindeutige Beschreibung der Leistung, sondern auch eine möglichst genaue Ermittlung der Leistungsmengen. Die dem Wettbewerb unterstellten Mengen haben für den Auftragnehmer eine wesentliche

Bedeutung für die Preisbildung, da z. B. zeitabhängige Gemeinkosten der Baustelle und Vorhaltekosten der Geräte auf die Leistungsmengen verteilt werden müssen.

5 Rückblick auf frühere Regelwerke für den Erdbau

5.1 Autobahnbau vor dem letzten Weltkrieg

Der starke Auftrieb, den der Straßenbau in den 30er Jahren durch den Bau der Reichsautobahnen erfahren hat, erforderte zwangsläufig auch Regelungen, in denen die bautechnischen Grundsätze und Anforderungen festgelegt waren. So sind damals eine Reihe solcher Vorschriften entstanden, die bereits hohe Anforderungen an die Bauausführung gestellt haben und Grundlage für die weitere Entwicklung auf dem Gebiet der Straßenbautechnik geworden sind.

Auf dem Gebiet des E r d b a u e s haben bis 1934 keine speziell auf die Erfordernisse des Straßenbaues bezogenen technischen Grundsatzregelungen bestanden. Die Erdarbeiten wurden bis dahin nach den im Eisenbahnbau üblichen Grundsätzen durchgeführt. Über die ab 1934 eingetretene Entwicklung bezüglich der Herausgabe technischer Grundlagen für Erdarbeiten im Straßenbau gibt nachstehende Zusammenstellung Aufschluß:

- Richtlinien für die Bodenunterschungen des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen (ergänzt durch Rundschreiben Nr. 92 des Generalinspektors), 12.4. 1934.
- Richtlinien für die Erdarbeiten der Reichsautobahnen (enthalten in den "Richtlinien für Fahrbahndecken", aufgestellt vom Ausschuß für Fahrbahndecken der Direktion der Reichsautobahnen), Ausgabe Oktober 1934, wie vor, Ausgabe März 1935.
- Richtlinien für Bodenuntersuchungen des deutschen Baugrundausschusses bei der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik, 1935.
- DIN 4021: Entnahme von Bodenproben, 1935.
- DIN 4022: Einheitliche Benennung der Bodenarten (Schichtenverzeichnis), 1935.
- Erlaß des Generalinspektors über die Mitarbeit der geologischen Landesanstalten, 20.6.1935.
- Richtlinien für die Verhütung von Frostschäden (Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen), März 1936.
- Richtlinien für Erdarbeiten der Reichsautobahnen. Ausgabe April 1936.
- Vorläufige Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. I: Entwässerung des Planums, 3. Juli 1936.

- Vorläufige Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. 6: Bodenkundliche Vorarbeiten und Ausführung der Erdarbeiten, 1937.
- Anweisung für die Durchführung der bodenkundlichen Vorarbeiten und Ausführung der Erdarbeiten, 1937.
- Technische Vorschriften für Erdarbeiten bei den Reichsautobahnen (TVE RAB), 1. September 1938.
- Vorläufige Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. 11: Sondermaßnahmen gegen Durchfeuchtung bindiger Böden, November 1938.
- Technische Vorschriften für die Ausführung von Erdarbeiten im Straßenbau (TVE), Ausgabe 1940.

5.2 Nachkriegsentwicklung

Nach dem Kriege sind im Jahre 1949 auf Veranlassung des Bundesverkehrsministeriums im Einvernehmen mit den obersten Straßenbaubehörden der Länder mehrere Regelungen für den Straßenbau in Form von Technischen Vorschriften und Richtlinien herausgegeben worden, die 1952 neu aufgelegt worden sind. Dabei waren die Technischen Vorschriften und die Richtlinien zunächst getrennt voneinander in jeweils eigenen Heften abgefaßt. In weiteren Heften wurden Muster-Leistungsverzeichnisse aufgestellt.

Nachfolgend seien die wichtigsten Veröffentlichungen erwähnt:

- Technische Vorschriften für die Ausführung von Erdarbeiten im Straßenbau (TVE 1949).
- Im Jahre 1955 hat der BMV "Änderungen zu den Technischen Vorschriften für die Ausführung von Erdarbeiten im Straßenbau (TVE)" eingeführt.
- 1959 wurden erstmals "Zusätzliche Technische Vorschriften für Erdarbeiten im Straßenbau" (ZTVE-StB 59) in Ergänzung zu den im Teil C der VOB enthaltenen Allgemeinen Technischen Vorschriften, insbesondere zu ATV DIN 18 300 "Erdarbeiten" aufgestellt und eingeführt. Mit den ZTVE-StB 59 wurden die TVE 1949 und die zwischenzeitlich verfügten Änderungen ersetzt.
- Die technische Entwicklung führte zu weiteren Neufassungen, die als ZTVE-StB 65 und ZTVE-StB 76 veröffentlicht worden sind.
- Nach weiteren 18 Jahren wird Ende 1994 die ZTVE-StB 94 erscheinen.
- Als von erheblicher Bedeutung für den Erdbau müssen neben den TVE bzw. ZTVE die TVV 74 und ihre Fortschreibung, die ZTVV-StB 81, genannt werden. TVV und ZTVV

beinhalten Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen im Untergrund/Unterbau und Verfestigungen der Frostschutzschicht. Künftig werden die Bodenverfestigungen/Verbesserungen im Untergrund/Unterbau in den ZTVE-StB 94 und Verfestigungen der Frostschutzschicht in den ZTVT behandelt. Damit muß die ZTVV nicht gesondert weitergeführt werden.

- In Merkblättern wurden eine Vielzahl von Einzelthemen des Erdbaus erläutert. Erwähnt seien vor allem die Themen: Bodenerkundung, Felsbeschreibung, Frost, Hinterfüllung von Bauwerken, Böschungen im Fels, Bauen auf wenig tragfähigem Untergrund und als Beispiel für neuere Entwicklungen die Anwendung von Geotextilien und Geogittern.
- Die Bundesanstalt für Straßenwesen hat beginnend ab dem Jahre 1968 insgesamt 12 "Empfehlungen" zu verschiedenen Themen bei Erdarbeiten im Straßenbau, teils als Vorläufer, teils in Ergänzung zu den ZTVE und anderen für den Erdbau einschlägigen Regelwerken herausgegeben.

6 Baugrund- und Trassenwahl

Bei der Trassenwahl der ersten Nachkriegsjahrzehnte standen die Wirtschaftlichkeit (Minimierung der Massen und Massenausgleich) und die Nutzung optimaler Baugrundverhältnisse im Vordergrund. Die Bodenerkundung war demzufolge darauf ausgerichtet, einen konsolidierten Untergrund zu finden und Rutschgefahren für das Bauwerk Straße zu vermeiden. Wo dies nicht möglich war, wurde ausgekoffert, in Fällen von Moor gesprengt, gespült und verdrängt. Dies spiegelt sich wider in den ZTVE-StB 65 und in den "Richtlinien für den Bau von Straßen in Moorgebieten" (1965) .

Größere Maschinen ermöglichten im Laufe der Jahre preisgünstige Massenbewegungen. Die Scheu vor tiefen Einschnitten und hohen Dämmen, großzügigen Ablagerungen und Seitenentnahmen schwand. Dies führte zu schlanken Linienführungen mit geringen Steigungen bzw. Gefällen, hohen Dämmen und tiefen Einschnitten. Felserkundungen und Felsarbeiten erlangten größere Bedeutung.

Der Umgang mit großen Massen führte verstärkt auch zu Lösungen, bei denen setzungsempfindlicher Baugrund durch Überschütten konsolidiert wurde. Die Diskussionen jener Zeit bewegten sich um den Vergleich von Sanddräns mit Pappdräns. Tiefenrüttelverfahren und Schottersäulen zur Verbesserung des Untergrundes waren Alternativen (vgl. "Merkblatt für die Untergrundverbesserung mit Tiefenrüttlern" 1979).

Immer mehr zwangen ökologische Belange den Verkehrswegebau seit Mitte der 70er Jahre in Bereiche mit schlechten Baugrundverhältnissen: Weiche Aueablagerungen, Rutschhänge, Mülldeponien. Aber auch in Wasserschutzzonen, Weinberge und Uferzonen wurde die Straßentrasse abgedrängt. Die Fragestellung lautete nicht mehr: Wie vermeide ich problematisches Gelände, sondern: Wie bewältige ich Problemzonen?

Merkblätter wie Bauen in Wassergewinnungsgebieten (1971), Raumgitterwände (1985). Bauen auf wenig tragfähigem Untergrund (1988), dynamische Intensivverdichtung kennzeichnen die Situation. Tunnelbauten, früher der letzte Ausweg, verloren ihren Ausnahmecharakter.

Zusammenfassend kann gesagt werden: Während in den 50er Jahren der Baugrund die Trassenführung bestimmt, nimmt die Trassenführung der 80er Jahre auf den Baugrund keine Rücksicht mehr.

7 Baustoffe, Bauverfahren, Baumaschinen

Klassische Baustoffe für den Straßenbau nach dem Kriege waren natürliche Böden wie Schluff, Kies und Sand sowie Felsgestein. Fehlbedarf wurde aus der Seitenentnahme gedeckt. Abdichtungen wurden mit bindigem Boden ausgeführt, mangelnde Tragfähigkeit durch Bodenaustausch oder Einwalzen von groben Gestein (Schroppen, Ton-Stein-Skelett-Bauweise) ausgeglichen (vgl. "Anleitung für den Bau und die Unterhaltung von mechanisch verfestigten Trag- und Verschleißschichten", 1952).

Als erste Fremdmaterialien, heute industrielle Nebenprodukte genannt, wurden Hochofenschlacken hof- bzw. baustellenfähig (vgl. "Merkblatt über Hochofenschlacke für Untergrund, Unterbau und Frostschutz", 1962).

Mitte der 50er Jahre kam aus den USA die Bodenverfestigung mit Zement, mit bituminösen Bindemitteln und Kalk ("Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement" , 1956).

Ende der 60er Jahre drängte regional ein neuer Schüttstoff auf den Markt. Im Wasserbau hatte er schon früher Eingang gefunden: das Nebengestein der Steinkohle, die Berge.

Mitte der 70er Jahre bescherte der Entsorgungsdruck, fehlender Deponieraum, gestiegenes Umweltbewußtsein dem Straßenbau eine Fülle von industriellen Nebenprodukten und Recyclingstoffen wie Flugasche, Müllverbrennungsasche, Stahlwerksschlacke, etc. Sie schlugen sich 1976 in einer Erwähnung als Dammschüttmaterial in den ZTVE-StB 76 nieder. Damit war auch das Problem der Umweltverträglichkeit geboren. Erstmalig die ZTVE-StB 94 befaßt sich

mit anderen Baustoffen als natürlichen Erdstoffen und Schlacken ausführlicher. Aber nicht nur auf dem Gebiet der Schüttstoffe, auch auf dem Gebiet der Dichtungen und anderer Hilfsmaßnahmen brachten die 80er Jahre den Durchbruch für eine Reihe von alternativen Baustoffen. Für Dichtungen werden nun auch Folien eingesetzt (RistWag 1982). 1983 erscheint das "Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien im Erdbau", 1987 überarbeitet. Schon 1974 entwickelt die Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau alternative Frostschutzbauweisen mit Hilfe von Dämmstoffen, die 1979 überarbeitet und 1984 um eine weitere Variante ergänzt wurden, ("Merkblatt für die Ausführung von Fahrbahnbefestigungen mit Wärmedämmschichten aus harten Schaumkunststoffen").

Eine ähnliche Bedeutung wie für Baustoffe haben die 70er und 80er Jahre für neue Bauweisen, die vom Erdbau ausgehend den Ingenieurbau befruchten und durch die mitwirkende Funktion des Bodens neuartige Ingenieurbauwerke ermöglichen. Dünne, flexible Betongewölbe können starre Bauwerke ersetzen (vgl. ARS Nr. 13/1980 des BMV vom 15.7.1980). Bauwerke aus "bewehrter Erde" ermöglichen senkrechte "Böschungen" (vgl. BMV ARS Nr. 1/1977 vom 17.1. 1 977 und ARS Nr. 4/1985 vom 4.3.1985), desgleichen Raumgitterwände und -wälle (Merkblatt 1985). Am deutlichsten ist der Wandel beim Bauen auf wenig tragfähigem Boden. Hier werden die "Richtlinien über den Bau von Straßen auf Moorgebieten" (1965) durch das "Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund" (1988) abgelöst. Aus der Not, nämlich der Verdrängung des Straßenbaues auf schlechten Baugrund und dem Fehlen von Deponieflächen entstand die Weiterentwicklung der Konsolidationsschüttung mit und ohne Vertikaldräns. Hier ist auch das aus Frankreich stammende DYNIV-Verfahren zu erwähnen. Die ZTVE-StB 76 wies zwar schon auf die Möglichkeiten hin, gab als Hilfsliteratur jedoch nur die "Richtlinien für den Bau von Straßen in Moorgebieten" an (1965).

Gemäß der Philosophie des Bauvertragswesens, nach der die Ausführung und damit auch die Wahl der Geräte Sache des Auftragnehmers ist, läßt sich die Entwicklung der Baumaschinen aus den Regelwerken nicht so deutlich verfolgen. Aber der Weg von der schienengebundenen Lore zum Scraper ist allen noch in Erinnerung. Bei der Bodenverdichtung führt der Weg vom Explosionsstampfer oder dem seilgeführten Fallgewicht zur selbstkontrollierenden Rüttelwalze. Deutlich wird der Wandel an den installierten Leistungen pro Person auf einer Erdbaustelle. Von wenigen PS (1940) auf über 100 PS je Beschäftigten (1980) angestiegen, zeigt dies gleichzeitig die starke Zunahme des Mechanisierungsgrades.

8 Rationalisierung und Kosteneinsparung im Erdbau

Mit den Festlegungen des Bauvertrags ist für den Bauunternehmer der Rahmen 2 vorgegeben, innerhalb dessen er eigenverantwortlich gem. § 4 Nr. 2 Abs. 1 VOB/B rationelle Verfahren zur Herstellung der geforderten Leistung wählen kann.

Im Hinblick auf die Verschiedenartigkeit der örtlichen Verhältnisse kommt den bodenkundlichen Vorarbeiten eine besondere Bedeutung zu. Hierauf hat der Bundesminister für Verkehr bereits im Rundschreiben v. 10. Dezember 1969 und in der Folge im Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/1972 vom 20. Juni 1972, das sich auf Maßnahmen zur Kosteneinsparung bei Erdarbeiten bezieht, hingewiesen. Beide Rundschreiben erwähnen u. a. die "Richtlinien für die Beschreibung und Beurteilung der Bodenverhältnisse" der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. (FG). Ferner wird im ARS hervorgehoben, daß ein bodenkundliches Gutachten vor allem eine zusammenfassende Beurteilung der Bodenverhältnisse und Vorschläge für bautechnische Maßnahmen im notwendigen Umfang enthalten muß, und daher an solche Gutachten ein strenger Maßstab zu legen ist. Zur Erleichterung der Übersicht über die für die Verbereitung und Durchführung von Erdarbeiten einschlägigen Bestimmungen ist dem ARS eine Zusammenstellung der gültigen Technischen Vorschriften, Richtlinien, Merkblätter, Rundschreiben, DIN-Normen usw. beigefügt, die fortgeführt wurde. Im folgenden werden einige bedeutsame Beispiele für Rationalisierungsmöglichkeiten genannt :

- Dicke der frostsicheren Gesamtkonstruktion:

  In den Nachkriegsjahren wurde die Dicke der frostsicheren Gesamtkonstruktion bei den Bundesautobahnen und den stark belasteten Bundesstraßen in der Regel mit 80 cm festgelegt. Dies war im allgemeinen mehr als nach den ZTVE verlangt war. In den Empfehlungen Nr. 5 des Deckenausschusses - eingeführt mit ARS Nr. 4 vom 27. Januar 1972 - wurde deshalb darauf verwiesen, daß die Dicke der Frostschutzschicht entsprechend den ZTVE-StB 65 und den BASt-Empfehlungen Nr. 3 (BASt-E 3) festzulegen ist. Danach ist im allgemeinen eine Dicke der frostsicheren Gesamtkonstruktion von 70 cm und weniger ausreichend.

  Bei genauer Bestimmung der Dicke der frostsicheren Gesamtkonstruktion in Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten (Frostempfindlichkeit des Bodens, hydrologische und klimatische Verhältnisse) können sich auch innerhalb eines Bauloses unterschiedliche Konstruktionsdicken für den Fahrbahnoberbau ergeben, die unterschiedliche Höhen des

Erdplanums erfordern. Dabei ist es vorteilhaft, wenn solche Wechsel bei den Planumshöhen an Bauwerken erfolgen.

- Verwendung von local material:

  Die Empfehlungen Nr. 5 des Deckenausschusses sahen bereits vor, daß eine mit Bindemitteln verfestigte obere Zone des Untergrundes bzw. Unterbaues zu 2/3 der Schichtdikke in die frostsichere Gesamtkonstruktion einbezogen wird. Mit Rundschreiben vom 6. Dezember 1973 hat der BMV die Anrechnung der Bodenverfestigung in ganzer Dicke (15 cm) auf die Dicke der frostsicheren Gesamtkonstruktion festgelegt. Bodenverfestigungen mit Bindemitteln haben damit an Bedeutung gewonnen. Gerade durch sie wurde es möglich, in vermehrtem Umfang "local material" zu verarbeiten. Durch die Anwendung von Bodenverfestigungen konnten die Transporte für Frostschutzmaterial ebenfalls vermindert werden.

- Verwendung von nichttragfähigem Aushubboden in Dammböschungen:

  Dämmkörper können mit geeigneten Böden mit einer Böschungsneigung 1 : 1 hergestellt werden, wenn eine ausreichende Standsicherheit der Böschungen nachgewiesen werden kann. Gegen diese Böschungen wird nichttragfähiger Aushubboden zur Abflachung und Ausrundung eingebaut.

- Optimale Losgrößen

  Erdbau und Oberbau wurden im Autobahnneubau in der Regel getrennt voneinander und in unterschiedlichen Losgrößen ausgeschrieben. Bei kleineren Losen ist eine Zusammenfassung meist vorteilhaft. Vermieden werden sollte, daß mit dem Erdbau nur ein Teil der Tragschichten ausgeschrieben wird.

- Bautermine :

  Von wesentlichem Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit sind auch die Bautermine. Leider werden die terminlichen Dispositionen allzu häufig von verkehr lichen oder haushaltstechnischen Überlegungen bestimmt. Trotzdem sollte versucht werden, daß eine zweckdienliche Aufeinanderfolge der verschiedenen Bauphasen - Brückenbau, Erdbau, Oberbau - erreicht wird.

- Konsolidationsbauweisen

  Um die Möglichkeiten zu kostengünstigeren "Langzeit-Bauverfahren" nutzen zu können, müssen solche Maßnahmen frühzeitig bei der Bau- und Finanzmittelplanung berücksichtigt und rechtzeitg vergegeben werden.

9 Prüftechnik

Die Prüftechnik ist wie Produktionsbetriebe gekennzeichnet von den technologischen Entwicklungen und Möglichkeiten (Elektronik, Datenverarbeitung etc.) einerseits aber auch von dem überproportionalen Anstieg der Kosten für die menschliche Arbeitskraft andererseits. Weitere Faktoren sind: Größeres Bauvolumen, leistungsfähigere Geräte, steigendes Qualitätsbedürfnis und Rationalisierungszwänge.

Lange Zeit wurde dem Einzelversuch eine hohe Aussagekraft zugebilligt. Ende der 60er Jahre kam die Frage nach der Präzision der Verfahren auf. Ende der 80er Jahre zeigen sich erste Versuche Probabilistik und Statistik in den Erdbau einzuführen. Die Namen Floss und Kudla sind damit eng verbunden.

Beschränken wir die Betrachtungen auf die für den Erdbau wesentlichsten Versuche, nämlich die zur Bestimmung der erreichten Verdichtung und des Verformungsmoduls. Die Basis der Verdichtungsprüfungen ist der aus den USA übernommene Proctorversuch. Die Feldversuche zur direkten oder indirekten Prüfung der Verdichtung führten vom Ausstechzylinder und dem Ersatzverfahren über den Lastplattendruckversuch und den Benkelmanbalken zur Radiometrie.

Die Anwendung der Verfahren war immer mühsam, langsam, aufwendig und manchmal zu spät. Erst jetzt scheint mit dem aus der früheren DDR bekannten dynamischen Fallplattengerät, das Prof. Floss mit Forschungsaufträgen des BMV weiterentwickelte, und vor allem mit der flächendeckenden, dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK), ebenfalls von Prof. Floss in Forschungsarbeiten des BMV zur allgemeinen Anwendungsreife gebracht, der Anfang eines Durchbruches zur rationellen, zeitnahen Prüfung der Verdichtung bzw. des Verformungsverhaltens gelungen. Das Ziel für die kommenden Jahre könnte die Loslösung vom Proctorversuch sein, was zumindest für rollige Böden realistisch zu sein scheint.

10 Aktuelle Aufgaben in den neuen Bundesländern

Bautechnisch gesehen ist die Situation vergleichbar mit den Nachkriegsverhältnissen in der ehemaligen Bundesrepublik Deutschland in den 50er und 60er Jahren, die durch den zum Begriff gewordenen "Zwischenausbau" gekennzeichnet sind. Jedoch sind einige Unterschiede festzustellen. Damals ging die Verbesserung in verhaltenem Tempo. Das hing wohl damit zusammen, daß die knappen Geldmittel für den Fortschritt bestimmend gewesen sind. Heute aber bedarf der notwendige wirtschaftliche Aufschwung in den neuen Bundesländern einer möglichst raschen Verbesserung der vorhandenen Straßen. Ein weiterer Unterschied besteht darin,

daß in den neuen Bundesländern nach der Vereinigung die Verkehrsmengen und Verkehrslasten sprunghaft angestiegen sind und noch weiter ansteigen werden.

Bei den bestehenden Straßen in den neuen Bundesländern steht insbesondere der frostsichere Ausbau der Straßen im Vordergrund. Soweit dieser nicht möglich ist, muß ein Zwischenausbau erfolgen, mit dem in den alten Bundesländern gute Erfahrungen vorliegen. Eine Ursache für die gute Wirkung des Zwischenausbaus der 50er und 60er Jahre war der dichte Abschluß der Straßenoberfläche, der ein Eindringen des Oberflächenwassers in den Straßenkörper verhinderte, und die seitliche Entwässerung des Straßenkörpers.

Weitere wichtige Fragen ergeben sich in Verbindung mit Querschnittserweiterungen.

Das Problem liegt hier besonders bei den Verbreiterungen der Dämme wegen unterschiedlichem Setzungsverhalten des bestehenden und des neuen Baukörpers. Zur Minimierung von Risiken wird man je nach Bodenart und Witterungsbedingungen deswegen häufiger zur Bodenverfestigung oder -verbesserung mit Bindemitteln greifen müssen.

Aufmerksamkeit verlangt neben der Verbreiterung der Dämme auch die Verbreiterung der Einschnitte. Hier gilt es, die Stabilität der Böschungen zu sichern; ggf. müssen besondere Hangsicherungsmaßnahmen durchgeführt werden, häufig in Verbindung mit zusätzlichen Entwässerungsmaßnahmen, z. B. Anordnung von Gräben in der Hangkrone, Tiefenentwässerungen oder Anordnung einer Auflastsickerschicht.

Kritische Bereiche stellen die Übergänge von der Strecke zu den Bauwerken dar. Bei verschiedenen Bereisungen ist aufgefallen, daß gerade in diesen Bereichen oft große Einsenkungen oder Mulden vorhanden sind. Die Hinterfüllung der Bauwerke ist grundsätzlich eine bedeutende bautechnische Aufgabe. Durch Boden-Bindemittel-Gemische für die Hinterfüllung könnten Setzungen durch Nachverdichtung vermieden werden.

11 Schlußbemerkung

Technische Regelwerke sind ein Spiegelbild des zu verschiedenen Zeitpunkten vorherrschenden Standes der Technik. Ihre zeitliche Aufeinanderfolge verdeutlicht die technischen Entwicklungen. Um den beabsichtigten Nutzen der Technischen Regelwerke für ihre Anwender längerfristig zu sichern, ist es notwendig, die einzelnen Bestimmungen immer wieder rechtzeitig an neue, fundierte wissenschaftliche Erkenntnisse, Erfahrungen und technische Entwicklungen anzupassen. Im Rahmen dieser Rückschau war kein Raum für detaillierte Darstellungen; bereits

die wenigen Recherchen zeigten jedoch interessante Entwicklungen bei Erdarbeiten im Straßenbau auf. Es wäre eine interessante Aufgabe, den Entwicklungen und ihren Ursachen im einzelnen näher nachzugehen. Mit Sicherheit würde dabei auch für die derzeitige Praxis manches Nützliche wieder ans Tageslicht gefördert werden.

12 Schrifttum

Neußner, E. und Stern, W.: Grundsätzliche Gesichtspunkte bei der Aufstellung Technischer Vorschriften und Richtlinien für den Straßenbau; Straße und Autobahn; Heft 3/4/1972

Dittrich, R. : Autobahn-Fahrbahndecken 1934 - 1956, Grundlagen - Herstellung - Beanspruchung - Bewährung, Kirschbaum- Verlag, Bonn-Bad Godesberg

Neußner, E.: "Rationalisierungsmaßnahmen und -möglichkeiten bei der Ausführung von Fahrbahnbefestigungen", Straßenbau-Technik, Heft 24/1973

Neußner, E.: "Rationalisierungsmaßnahmen und -möglichkeiten bei Erdarbeiten im Straßenbau" , 13. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau. BASt 1973

Neußner, E.: "Erdbau-, entwässerungs- und prüftechnische Aspekte im Straßenbau unter besonderer Berücksichtigung der neuen Bundesländer", 31. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau, BASt 1991

Geokunststoffe in der Geotechnik

Karl Heinz Blume, Georg Heerten, Wilhelm Wilmers

1 Einleitung

Mitte der 70er Jahre wurde in Deutschland die Anwendung von Textilien im Erd- und Straßenbau bekannt, nachdem bereits mehr als 20 Jahre früher Gewebe und Vliesstoffe im Wasserbau und Küstenschutz eingesetzt worden waren. Mit dem erst in jüngerer Zeit geprägten Begriff "Geokunststoff" werden im wesentlichen flächenhafte wasserundurchlässige (Kunststoffdichtungsbahnen und Geotextil-Ton-Dichtungsbahnen) oder wasserdurchlässige (Geotextilien und Geogitter) Produkte aus synthetischen Rohstoffen (fast ausschließlich Thermoplaste) bezeichnet. Als damaliger Leiter der Abteilung Erd- und Grundbau bei der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) hat Herr Dr. Rudolf Floss die Anwendung schon früh mit seinem Rat gefördert und erste Baustellenversuche mit seinen Mitarbeitern betreut. Darüber hinaus wurde und wird seit 1973 in dem von der BAST gemeinsam mit den Straßenbauverwaltungen der Länder jährlich veranstalteten "Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau" regelmäßig über diese neuen Bauhilfsmittel und ihre Anwendung berichtet.

Die Empfehlung der BAST an die Hersteller der Geokunststoffe, gemeinsam Anwendungs- und Prüfkriterien zu erarbeiten, führte zunächst zu keinem Ergebnis. Daraufhin haben dann die Fachgesellschaften, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG) mit dem AK14 "Kunststoffe in der Geotechnik" und Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) durch den AA 5.15 "Anwendung von Geotextilien und Geokunststoffen im Straßenbau" sich dieser Aufgabe angenommen, unter Einbeziehung von sachkundigen Vertretern der Hersteller, der Anwender, der Forschungs- und der Prüfinstitute, wobei Doppelarbeit durch einen intensiven Austausch zwischen den Gremien zu vermeiden war. Gebündelt wird die gesamte Aktivität heute in der von Herrn Professor Dr. Floss gegründeten und geleiteten "Fachsektion Geokunststoffe" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), wie die DGEG heute heißt - gleichzeitig nationales Chapter der Internationalen Gesellschaft für Geokunststoffe (IGS).

Die Erstellung von Grundlagenpapieren und Regelwerken läuft in den folgenden Arbeitsgremien:

In der Fachsektion Geokunststoffe:

- AK 14 A Kunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau
- AK 14 B Bewehrung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrungslagen aus Geokunststoffen
- AK 14 C / gleichzeitig AA 5.15 der FGSV Anwendung von Geotextilien und Geokunststoffen im Straßenbau

Im Deutschen Institut für Normung (DIN):

- Gemeinschaftsausschuß Geotextilien im DIN (Obmann Prof. Dr. Floss) und seine sechs Unterausschüsse als Spiegelgremien für die europäische CEN- und die internationale ISO-Normung und zur Erarbeitung von nationalen Prüfnormen.

In den Tagungen der "Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau" der FGSV, die Prof. Dr. Floss leitet, ist mehrfach über diesen Themenkreis berichtet worden. Das "1. Nationale Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau", veranstaltet von der FGSV, gemeinsam mit der DGEG und dem Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau im März 1984 in Mainz, brachte unter der Leitung von Prof. Dr. R. Floss die Fülle der damals schon vorhandenen Erfahrung zusammen und gab entscheidende Impulse für die weitere Entwicklung. Die dann von Herrn Prof. Dr. Floss mit initiierte Konferenzserie "Kunststoffe in der Geotechnik", die alle deutschsprachigen Länder mit umfaßt (K-GEO Hamburg 1988 und Luzern 1992), erschließt die internationale Entwicklung. Im Zweijahresrhythmus veranstaltet die Fachsektion "Kunststoffe in der Geotechnik" Fachsektionstagungen, vor allem, um die Anwenderschaft über neue Entwicklungen, aktuelle Forschungsvorhaben und interessante Baumaßnahmen zu informieren. Zusätzlich hat Prof. Dr. Floss die Hersteller von Geokunststoffen mit der Leitung der Fachsektion und den Leitern der Arbeitskreise zusammengeführt, um einen engen Informationsaustausch zu begründen und zu pflegen.

Das von Herrn Prof. Dr. R. Floss geleitete Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der Technischen Universität München hat unter seiner Aufsicht und basierend auf seinen Anregungen, eine Fülle von Forschungsarbeiten durchgeführt, die sich durch ihren strengen Bezug zur Praxis, die Berücksichtigung stets der gesamten Produktpalette und einen hohen Anspruch an die wissenschaftliche Basis und Stichhaltigkeit auszeichnen. Wenn wir heute über die Funktion und Wirkungsweise der Geotextilien und Geokunststoffe, ihr Verhalten im Boden, ihre Stabilität gegenüber der Beanspruchung in der Baupraxis, mehr wissen als vor 15

Jahren, dann ist dies zu einem wesentlichen Anteil ein Verdienst von Herrn Prof. Dr. Floss und seinen Mitarbeitern.

2 Beispiele für die Anwendung

Geotextilien und Geokunststoffe sind aus dem Bauwesen nicht mehr wegzudenken, weil sie auf vielen Gebieten als Problemlöser dienen und die Erfüllung mancher Erfordernis der Gegenwart erst ermöglichen, wie z.B. die Forderung nach dem Bau eines Dammes unter Minimierung der Inanspruchnahme von Gelände bei optimaler Landschaftseinpassung, was eben optimal durch eine begrünbare, mit Geotextilien oder Geokunststoffen bewehrte Steilböschung zu lösen ist.

Im Folgenden soll nicht die gesamte Palette der Möglichkeiten dargestellt werden, denn dafür gibt es die umfassenden Veröffentlichungen der oben genannten Arbeitsgremien und eine Fülle von Aufsätzen, sondern einige Besonderheiten aus dem Gesamtgebiet der Anwendungen herausgehoben werden, wobei Herr Prof. Dr. Floss und Mitarbeiter an einigen davon selbst beteiligt waren.

2.1 Lösungen mit Geokunststoffen im Umweltschutz

2.1.1 Grundwasserschutz am neuen Flughafen München

Am neuen Flughafen München II im Erdinger Moos wurden entlang der Rollbahnen automatisch arbeitende, wartungsfreie Reinigungsanlagen für die im winterlichen Flugbetrieb anfallenden, mit Taumitteln verunreinigten Wässer gebaut. Hierfür wurden ca. 20 Millionen DM aufgewendet. Mehrjährige Großversuche hatten zuvor die Wirksamkeit der vom Ingenieurbüro Dr. Blasy und Mader entwickelten Anlagen dokumentiert. In unter der Geländeoberkante

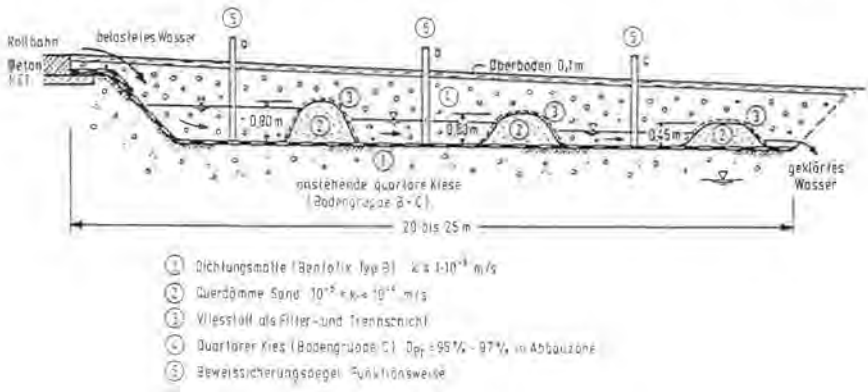


Bild 1: Querschnitt Abbausystem im Gelände - ASG (Gruber, Floss und Schmidt, 1992)

angeordneten Abbaufeldern übernehmen Bakterien die biologische Reinigung des mit Glykol verunreinigten Wassers. Entlang der Rollbahnen und Stellflächen wurden auf ca. 28 km Länge im Mittel 22 m breite Abbausysteme angelegt. Die Böschungen mußten dicht an die Betonkonstruktion der Rollbahnen angeschlossen und die Becken mußten nach unten zum Grundwasser hin abgedichtet werden.

In etwa 20 Tagen durchfließt das von den Rollbahnen gefaßte glykolhaltige Wasser die in den Abbaufeldern angeordneten Sand- und Kiesmassen. Danach kann das gereinigte Wasser in das natürlich vorhandene Grundwasser abfließen.

Im Rahmen eines Sondervorschlages wurden als Dichtungselement im Abbausystem (ASG) vernadelte, geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD) eingebaut. Zwei Lagen vernadelter Vliesstoffe als Träger- bzw. Deckschicht mit eingekapseltem Bentonit bilden eine faserarmierte mineralische Dichtung. Durch die mit der flächigen Vernadelung bewirkte Faserbewehrung können in Bau- und Betriebszuständen Scherkräfte durch das Dichtungselement aufgenommen und übertragen werden.

In einem zeitlich sehr engen Bauablauf mußten ca. 700.000 m² Bahnen eingebaut werden. In nahezu witterungsunabhängiger Verlegung wurden bis zu 14.000 m² pro Tag eingebaut (2). Die angelieferten Rollen wurden mit am Radlader montierter Spezialtraverse ausgerollt.

Bild 2: Ausführung der Anschlußarbeiten an die Betonkonstruktion der Rollbahnen(Heerten, 1994)

Die Überlappungsbereiche der GTD-Bahnen wurden mit Bentonitpaste gedichtet. Hierfür wurde eine große mobile Mischanlage für die Bentonitpaste und eine Spezialpumpe mit Förderleitung und speziell konzipierter Austrittsdüse zur Pastenumhüllung des Überlappungsbereiches entwickelt und eingesetzt.

Besondere Sorgfalt im Hinblick auf Entwurf und Ausführung erforderte der Anschluß des Dichtungssystems an die Betonkonstruktion der Rollbahnen. Die geosynthetische Tondichtungsbahn wurde auf der Böschung des Erdbaus stumpf an die HGT (hydraulisch gebundene Tragschicht) der Rollbahn herangeführt. Ein GTD-Überlappungsstreifen wurde in ein Bett aus Fugenverguß nach TL bit. Fug. in den HGT-Überstand eingewalzt und zusätzlich mit einem Verguß der Fuge an den Rollbahnbeton angebunden.

Anpassungen an veränderte Ausführungsplanungen brachten es mit sich, daß ASG-Flächen an bereits abgeschlossene ASG-Abschnitte angeschlossen werden mußten. Bei der Aufgrabung der Anschlußabschnitte konnten Ausführungen und Qualität der ausgeführten Arbeiten optisch überprüft werden. Weiterhin wurden zur Überprüfung der Wirksamkeit des ASG in verschiedenen Abschnitten Pegel zur Wasserstandsmessung im ASG oberhalb der GTD-Dichtungsmatte angeordnet. Zusätzlich belegen umfangreiche Vergleichsuntersuchungen im Labor und im Feld - ausgeführt vom Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München - die Wirksamkeit der dichtenden Bentonitschicht (1).

2.1.2 Oberflächendichtung Deponie Grabow, Landkreis Lüchow-Dannenberg

Wie fast alle Altdeponien war die Deponie Grabow zu damaliger Zeit ohne Basisdichtung ausgeführt worden. Um ein weiteres Auslaugen der Schadstoffe zu verhindern, wurde im Jahre 1990 mit einer geosynthetischen Tondichtungsbahn eine Oberflächendichtung durchgeführt.

Auf den Müllkörper wurden

- eine 30 cm dicke, gasgängige Drän- und Ausgleichsschicht
- die geosynthetische Tondichtungsbahn als Dichtungselement
- eine 30 cm dicke Dränschicht zur Ableitung von überschüssigem Oberflächenwasser
- ein vernadelter Filtervliesstoff
- eine 50 cm dicke Rekultivierungsschicht

aufgebracht. Als Wasserdurchlässigkeitsbeiwert wurde $k \leq 5 \cdot 10^{-10}$ m/s für das Dichtungselement als äquivalente Alternative zu einer 50 cm dicken mineralischen Dichtung gefordert.

Bild 3: Entnahme einer ungestörten Bodenprobe aus der Drän- und Ausgleichsschicht unterhalb der GTD-Dichtung

Im Januar 1990 baute die beauftragte Baufirma in nur 14 Tagen die komplette Deponiedichtung (30.000 m² Bentonitmatte) ein (3).

Da die Oberflächendichtung der Hausmülldeponie Grabow zu den ersten Objekten gehörte, bei denen vernadelte geosynthetische Tondichtungsbahnen als Dichtungselemente zum Einsatz kamen, wurde hier mit Unterstützung des Bauherrn die Gelegenheit wahrgenommen, nach ca. 3,5 Jahren durch eine Aufgrabung die Funktionstüchtigkeit des Systems zu überprüfen.

Nach Aufgrabung der Oberflächendichtung wurden folgende Untersuchungen an den gewonnenen Proben durchgeführt:

- Wassergehalte der Bentonitdichtungsschicht und der Bodenschichten (Dränschichten) ober- und unterhalb der Bentonitmatte
- Durchlässigkeitsversuche an der Bentonitmatte in der Dreiaxialzelle
- mineralogische und bodenphysikalische Untersuchung der Bentonitproben

Die Aufgrabung und die ausgeführten Untersuchungen dokumentieren und bestätigen die Funktionsfähigkeit und Wirksamkeit des Gesamtsystems.

Aufgrund der im Labor bestimmten mineralogischen und bodenphysikalischen Ergebnisse ergibt sich, daß der in der Bentonitmatte gekapselte Aktivbentonit (Na-Bentonit) im Laufe der Zeit in einen Calciumbentonit zurückgewandelt wurde, d.h. daß im Ionenaustausch die Natrium-Ionen auf den Gitterflächen des Na-Montmorillonites durch Kalzium-Ionen ersetzt worden

sind. Die Wasserdurchlässigkeit der ausgegrabenen Bentonitmatte betrug im Mittel 2,5 10^{-10} m/s und liegt damit unter der objektspezifischen Anforderung von 5 10^{-10} m/s. Bei den ermittelten Wassergehalten sind die Tondichtungsbahnen als gasdicht anzusehen.

Aufgrund des ermittelten, fast vollständigen Austauschs des Natriums gegen Calcium, und untergeordnet Magnesium, ist dieser Ionenaustausch praktisch abgeschlossen. Die ermittelten bodenphysikalischen und bodenmechanischen Kennwerte, und damit die Funktionsfähigkeit des Oberflächendichtungssystems der Deponie Grabow, können daher als langfristig stabil angesehen werden (3).

2.1.3 Deponie Hausham - Spezialgründung auf altem Absetzbecken

Die Gemeinde Hausham in Oberbayern betreibt seit 1970 auf einer ausgedehnten Bergbauhalde des früheren Bergwerkes Hausham eine Hausmülldeponie. Diese wurde im Jahre 1991 um ca. 11 ha erweitert. Der Erweiterungsbereich brachte ungewöhnliche Schwierigkeiten bei der Gründung mit sich. Das Gelände war als Absetzbecken für Klärschlamm aus der Kohlenwäsche verwendet worden und wies dementsprechend im Untergrund u.a. viele Meter mächtige Schichten aus Schlamm breiiger Konsistenz und Haldenmaterial extrem unterschiedlicher Beschaffenheit auf.

Nach Auswertung der Erkundungsbohrungen mußte von Setzungen des künftigen Deponiebereiches in der Größenordnung von mehreren Metern ausgegangen werden. Zur Minderung bzw. zum Ausgleich der Setzungen waren daher besondere technische Maßnahmen notwendig.

In Zusammenarbeit der Kling Consult Ingenieurgesellschaft für Bauwesen mbH und dem Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München wurde die ursprüngliche Planung, die Tragschicht der Erweiterungsfläche mit hochfesten Polyestergeweben zu bewehren, wegen der Problematik der Langzeitbeständigkeit im umgebenden Sickerwasser aufgegeben und eine Lösung mit Kunststoffen aus Polyethylen hoher Dichte (PEHD) entwickelt. PEHD ist wegen seiner überragenden chemischen Beständigkeit bekannt. Im Deponiebau wird deshalb aktuell auf eine ganze PEHD-Produktfamilie zurückgegriffen: PEHD-Rohre für die Gas- und Sickerwasserfassung, PEHD-Dichtungsbahnen als Dichtungselemente der Kombinationsdichtung, PEHD-Vliesstoffe und -Gewebe für Schutz-, Trenn- und Filteraufgaben, PEHD-Geogitter für Armierungsaufgaben sowie geosynthetische Tondichtungsbahnen mit Geokunststoffkomponenten aus PEHD.

Bild 4: Aufgestelltes Geocell-System während der Verfüllung

In der Gründungsfläche der Deponie Hausham kam das Tensar-Geocell-System zur Anwendung, dessen Geogitter-Komponenten aus PEHD gefertigt wurden.

Mit vertikal aufgerichteten, 1 m breiten Geogitterbahnen wird ein flächendeckendes, geschlossenes System von nach oben offenen Gitterzellen mit jeweils 1 m² Grundfläche und 1 m Höhe hergestellt und anschließend mit Schotter 16/32 mm verfüllt (Bild 4). Diese 1 m dicke Geocell-Gitterkonstruktion bietet eine hohe Scherfestigkeit und gute Lastverteilung. Es entsteht damit eine dreidimensional bewehrte Tragschicht, die zusätzlich Dränaufgaben übernimmt.

Durch den Einsatz der Geocelle konnte die Standsicherheit des Systems auf eine minimal vorhandene Sicherheit von 1,11 erhöht werden (4).

Nach Abschluß der Baumaßnahme wurde Anfang 1991 mit der Müllschüttung auf der Deponieerweiterung begonnen. Ein umfangreiches Meß- und Überwachungsprogramm stellt sicher, daß die durch die ungünstigen Untergrundverhältnisse erforderlichen besonderen Planungsvorhaben auch während der gesamten Betriebszeit der Deponie berücksichtigt werden.

Die bisherigen umfangreich durchgeführten Beobachtungen und Messungen der Setzungen und Porenwasserdrücke lassen kein unplanmäßiges Verhalten des konsolidierten Untergrundes erkennen (4).

Die beständig abnehmende Akzeptanz der Neuerrichtung jeglicher Entsorgungsanlagen durch die Bevölkerung führt dazu, daß immer häufiger auf problematischen Baugrund ausgewichen werden muß. Die in Hausham gewonnenen und noch zu gewinnenden Erfahrungen sind daher für den künftigen Deponiebau von großem Wert.

2.1.4 Sanierung eines ehemaligen Zechen- und Kokereigeländes im Ruhrgebiet

Die Europäische Gemeinschaft fördert Projekte, um ehemalige Montanstandorte (Kohle, Stahl) einer neuen Nutzung zuzuführen. Die Sanierung der Zeche und Kokerei "Graf Moltke" bei Gladbeck ist ein Pilotprojekt mit entsprechender regionaler Ausstrahlung (5)(6)(7). Aufgrund umfangreicher Vorerkundungen konnte die zu sanierende Fläche in drei Bewertungskategorien eingeteilt werden:

- Kategorie I: Gering belastete Flächen, die als unbedenklich gelten. Der anfallende Bodenaushub darf (nach Kontrolluntersuchungen) am Ort verbleiben.
- Kategorie II: Mäßig belastete Flächen, die durch eine Abdeckung zu sichern sind, um so Verwehungen und Hautkontakt zu verhindern.
- Kategorie III: Stark belastete Flächen, die zu sanieren sind.

Nach den Ergebnissen von Gefährdungsabschätzung und Sanierungsuntersuchungen ergeben sich folgende Forderungen an die Sicherung der am stärksten belasteten Bereiche (Kokerei):

- Eine Versickerung von Niederschlagswasser und somit eine weitere Schadstoffverlagerung über den Grundwasserpfad ist zu verhindern.
- Aufgrund der latent möglichen Bodenluftbelastungen sind Bereiche, die zukünftig überbaut werden, mit einem passiven Dränsystem zu sichern.

Wegen der tiefreichenden, sehr starken Kontaminationen wurde die Zielgröße "Vermeidung eines Eingriffs in den Boden" auch aus Gründen der Emissionsminimierung verfolgt. Um eine dauerhafte Funktionsfähigkeit der Versiegelung zu erzielen, muß der Untergrund standsicher sein. Für die erforderliche Versiegelung im Kokereibereich mußten die Emissionspfade "Grundwasser" und "Bodenluft" wirksam unterbunden werden.

Gelöst wurde die Aufgabe mit einem Geokunststoff-Boden-Verbundsystem.

Das "Sandwich-System" besteht aus einer Geogitter-bewehrten unteren Tragschicht zur Vergleichmäßigung der Setzungen. Darüber folgen die Drän- und Dichtkomponenten. Diese wiederum wurden überlagert von einer zweiten, oberen Tragschicht, die ebenfalls mit einer Lage oder mehreren Lagen Geogitter bewehrt ist. Sie dient der Lastverteilung aus Bauwerk und

Systemelement	Typ	Kennwert	Wert
Geogitter	Tensar SS 35	Festigkeit	42 kN/m (quer)
			34 kN/m (längs)
		Dehnung bei	14 % (quer)
		Höchstzugkraft	15 % (längs)
Dränmatte	Secudrän 354-DS 800-354	Wasserdurchlässigkeit	$5.7 \cdot 10^{-1}$ m/s
			(Auflast 20 kN/m²)
		Flächengewicht Dränschicht	800 g/m²
Kunststoffdichtungsbahn	Naue Seal	Dicke	2,5 mm
	P 25 G/G BAM	BAM-Zulassungsschein	07/BAM/8.3/01/93
		Rohstoff	PEHD
Schutzvlies	Secutex 1214 R	Flächengewicht	1200 g/m²

Tabelle 1: Geokunststoffkomponenten für das Gründungssystem wie sie durch die Genehmigung im Einzelfall von der Bauaufsichtsbehörde festgelegt worden sind.

Verkehr. Die Bezeichnung und spezifischen Kennwerte dieser Elemente sind in Tabelle 1 zusammengefaßt.

Damit wurde ein durch bewehrte Tragschichten gesichertes System geschaffen, das langzeitlich die integrierte Kunststoffdichtungsbahn vor unzulässigen Verformungen schützt.

Das Tragverhalten des gewählten Systems wurde im Rahmen eines Großversuches im Maßstab 1:1 auf einer repräsentativen Fläche von 500 m² geprüft. Das Testfeld wurde in einen

Bild 5: Belastungsversuch im Testfeld

bewehrten und einen unbewehrten Teil aufgeteilt. Als Belastung wurde eine Vertikallast gemäß einer dreistöckigen Bebauung simuliert.

Die Ergebnisse der Feldversuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Verformungen der Kunststoffdichtung unter dem bewehrten Gründungspolster sind mit 0,05 % sehr gering.
- Die Setzungen (vertikale Verschiebung) sind im bewehrten Bereich mit 0,40 cm viermal geringer als im unbewehrten Bereich.
- Nach dem Abbau des Testfelds sind keine mechanischen Beschädigungen der Geokunststoffe festgestellt worden.
- Die gemessene vertikale Spannungsverteilung entspricht den Erwartungen des Belastungsversuchs.
- Der eingesetzte Boden ist bodenmechanisch verwendbar.
- Die Einbau- und Verdichtungsbeanspruchungen haben einen großen Einfluß auf die Geokunststoffe. Geotextile Schutzlagen müssen ausreichend bemessen werden.

Für das Drän- und Dichtsystem war ein Brauchbarkeitsnachweis gemäß der Bauordnung des Landes Nordrhein-Westfalen erforderlich. Dem Antrag der planenden Ingenieurgemeinschaft (Deutsche Montan Technologie, Essen, und Zerna, Köpper und Partner Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH, Bochum) auf Zustimmung im Einzelfall wurde im Herbst 1993 vom Ministerium für Bauen und Wohnen in Düsseldorf mit einer vorläufigen Genehmigung für das System mit den genannten, spezifizierten Produkten (vgl. Tabelle 1) entsprochen. Nach Aufstellung eines geforderten, umfangreichen Qualitätssicherungsplanes konnte mit dem Bau begonnen werden.

Der erste Bauabschnitt überdeckte eine Fläche von ca. 3,5 ha. Dabei kamen 35.000 m² Kunststoffdichtungsbahn, 58.000 m² Geogitter als Bewehrungslage, 35.000 m² Schutzvliesstoff und 29.000 m² Dränschicht zum Einsatz.

Vom Baufortschritt können folgende Verlegeleistungen festgehalten werden:

• Schutzvliesstoff (1200 g/m²)	ca. 3.000 bis 4.000 m²/d
• Kunststoffdichtungsbahn (2,5 mm PEHD) (inkl. Schweißarbeiten und Bauwerksanschlüsse)	ca. 500 bis 800 m²/d
• Dränmatte (inkl. Punktverscheißung im Überlappungsbereich)	ca. 1.500 bis 2.000 m²/d
• Bewehrungslagen (Geogitter)	ca. 3.000 m²/d

Die Arbeiten sind bis "Planum Unterkante Gründungsohle" einschließlich Infrastruktur (Verbund Entsorgung, Verkehrserschließung) abgeschlossen. Die bisherigen Erfahrungen lassen erwarten, daß das System über Reserven verfügt, die z.B. eine rechnerische Erhöhung der Belastung offenhalten (7).

2.2 Lösungen im Erd- und Grundbau

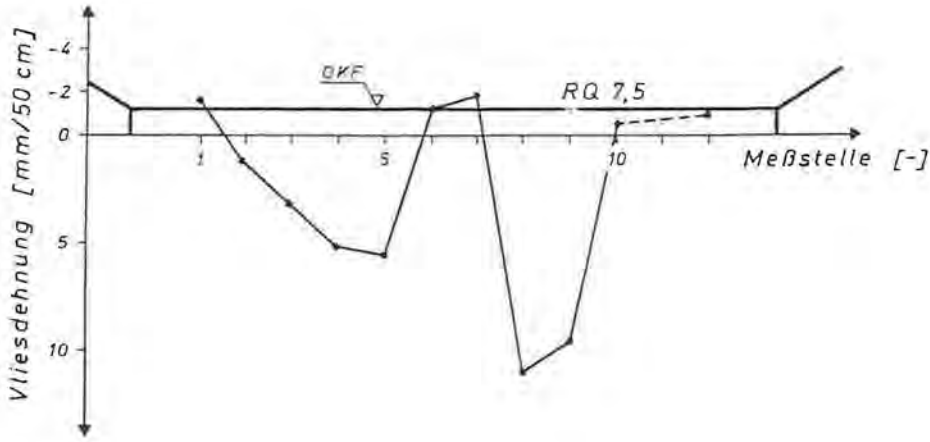
2.2.1 Versuchstrecke Oberding (Trennschicht unter einem Damm)

In Zusammenarbeit mit Herrn Helmprecht, dem damaligen Leiter der Tiefbauabteilung des Landratsamtes Erding, hat die Bundesanstalt für Straßenwesen 1978 beim Ausbau einer Straße durch das Erdinger Moos bei Oberding an einem als Trennschicht unter dem Damm eingebauten thermisch verfestigten Vliesstoff Dehnungsmessungen in situ durchgeführt (9). Dazu wurde eine Meßeinrichtung entwickelt, die ohne wesentliche Rückwirkung auf das Textil die Verformung eines Abschnittes von 50 cm mißt. Mehrere dieser Geber in einer Kette aneinandergereiht, zeigen die Verteilung der Dehnung oder Stauchung über den Querschnitt. Die Untersuchungen ergaben, daß der verwendete Vliesstoff die Funktion einer Trennschicht zwischen dem wenig tragfähigen Untergrund und der Dammschüttung und auch der streckenweise direkt aufgelegten Frostschutzschicht voll erfüllt hat. Die durch die Messung kontrollierten Fahrversuche zeigten die stabilisierende Wirkung des Textils auf das Gesamtsystem. Die Dehnungen sind im Querschnitt unterschiedlich verteilt. Sie sind im äußeren Bereich am höchsten und klingen zum Dammfuß und zur Dammitte hin ab. Es ist dabei zu berücksichtigen, daß die Schütthöhe mit z.T. weniger als einem Meter sehr gering war, wodurch die Verkehrslasten sich unmittelbar auf den wenig tragfähigen Untergrund auswirken konnten (Bild 6).

2.2.2 A 27 / B73n Querspange Cuxhaven (Bewehrung des Dammauflagers)

Mit Unterstützung der Niedersächsischen Straßenbauverwaltung und des Bundesministers für Verkehr hat die BAST in einem ca. 3 km langen Trassenabschnitt verschiedene Bauweisen für die Gründung von Dämmen auf wenig tragfähigen Böden untersucht (10)(11). Insgesamt wurden 8 Meßstrecken angeordnet, um die Wirksamkeit von verschiedenartigen Vertikaldräns aus Kunststoffen zu untersuchen, mit dem Ziel, Grundlagen für vertragliche Anforderungen zu erarbeiten. In einem Streckenabschnitt wurde ein hochzugfestes Kunststoffgewebe als Bewehrung unter der Dammaufstandsfläche eingebaut und ein Bemessungsverfahren entwickelt. Neben Messungen der Setzung und des Porenwasserdruckes wurden in 2 Meßquerschnitten mit den für Oberding entwickelten Dehnungsmessern die Verformung des Gewebes während der Bauzeit 1978/81 gemessen. Die Dehnungsmessungen zeigen hier das nach der Dammitte

Dehnungsverteilung über dem MQ 1 am 18. 4. 79



Dehnungsverteilung über dem MQ 2 am 11. 5. 79

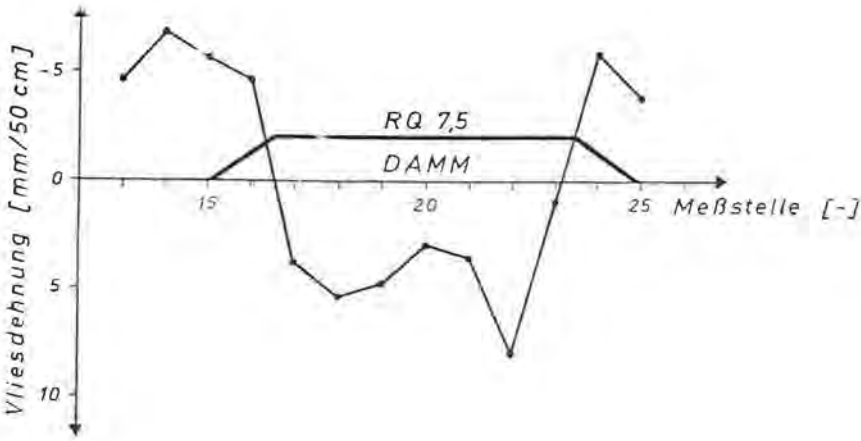


Bild: 6: Dehnungsverteilung im Querschnitt der Straße (9)

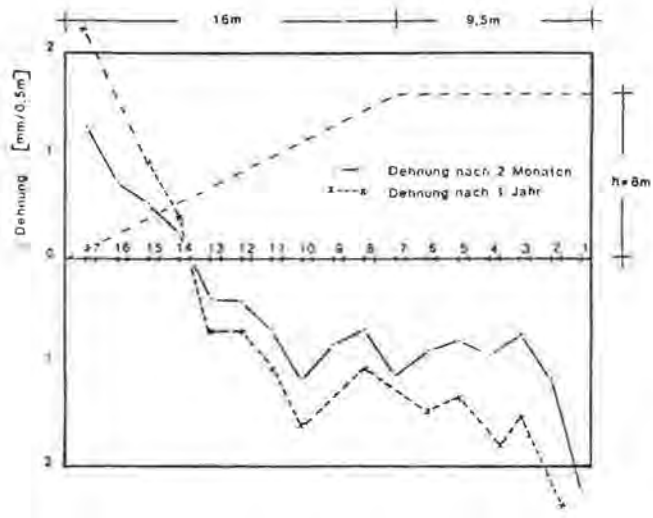


Bild 7: Dehnung des Gewebes unter dem Damm (9)(10)

zunehmende Einsinken des Dammes mit zur Mitte hin zunehmender Dehnung und gleichzeitiger Hebung des Geländes im Fußbereich der Dammböschung (Bild 7).

2.2.3 B 211 Ortsumgehung Großenmeer (Bewehrung eines Dammes)

Beim Bau dieser Ortsumgehung wurde von 1985 bis 1993 mit der in Oberding erprobten und dann in der BAST weiter entwickelten Dehnungsmeßeinrichtung ein Großversuch mit dem Ziel durchgeführt, die Wirksamkeit eines hochzugfesten Gewebes als Bewehrung unter einer Dammsohle bei ungünstigen Bedingungen, d.h. bei Überlastung des Untergrundes, meßtechnisch zu erfassen (12). In einem Teilabschnitt der Neubaustrecke wurde der 4,5 m hohe Vorbelastungsdamm in nur drei Tagen mit einer Böschungsneigung von 1:2 auf die bis zur Geländeoberkante anstehende etwa 4 m mächtige Torfschicht geschüttet. Durch Dehnungsmessungen am Gewebe, die durch Porenwasserdruck-, Setzungs- und Neigungsmessungen ergänzt wurden, sollte dessen Kraftaufnahme bei besonders ungünstigen Standsicherheitsbedingungen untersucht werden. Dabei wurden die Messungen nicht nur während der Konsolidierungsphase des Weichbodens, sondern weit darüber hinaus in der Phase des Abtrages der Überschüttung, während der Herstellung des Oberbaus und noch in einer 3-jährigen Betriebsphase durchgeführt. Das Meßprogramm wurde Ende 1993 abgeschlossen. Die wichtigsten Ergebnisse sind in den folgenden Bildern dargestellt. Es wird das schnelle Anspannen der Gewebe deutlich, insbesondere in den Bereichen, in denen der Boden überlastet worden ist. Nach der Entlastung durch Abtrag der Zusatzlast, ist entsprechend einer leichten Hebung bei einigen Gebern eine

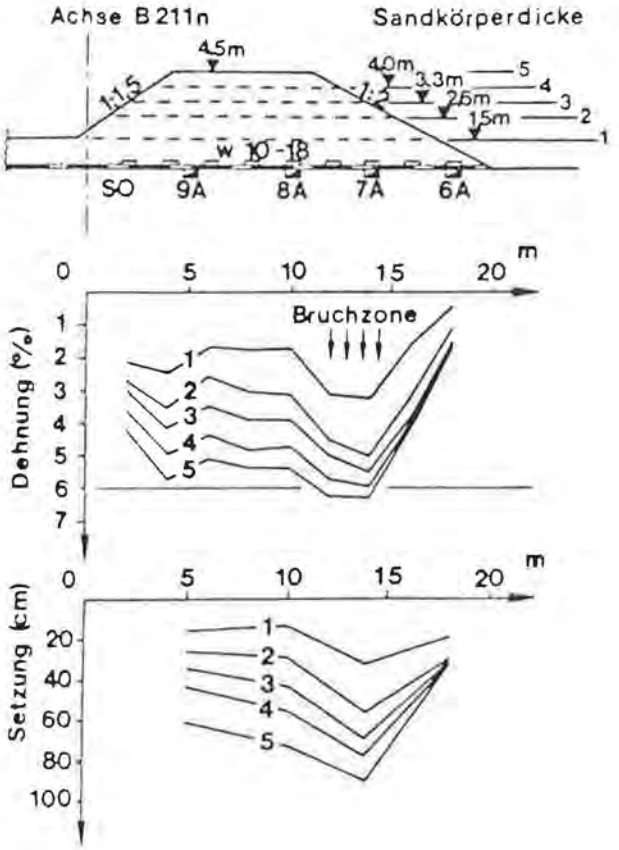


Bild 8: Setzungsmulden und Dehnungsverteilung in Dammquerrichtung während der Aufschüttung (B211, Meßprofil 2, Dauer der Schüttung: 4 Tage) (12)

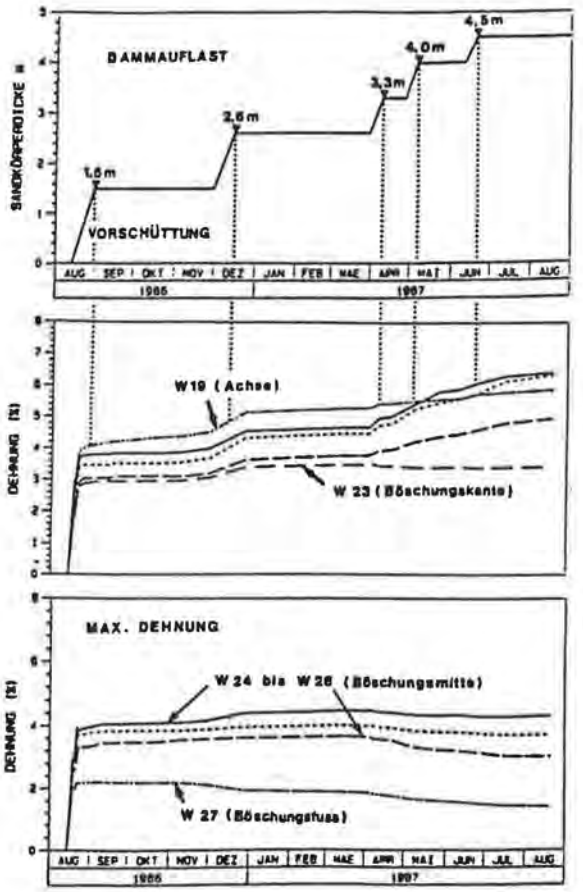


Bild 9: Zeitlicher Verlauf der Gewebedehnungen in Abhängigkeit von der Dammlast (12)

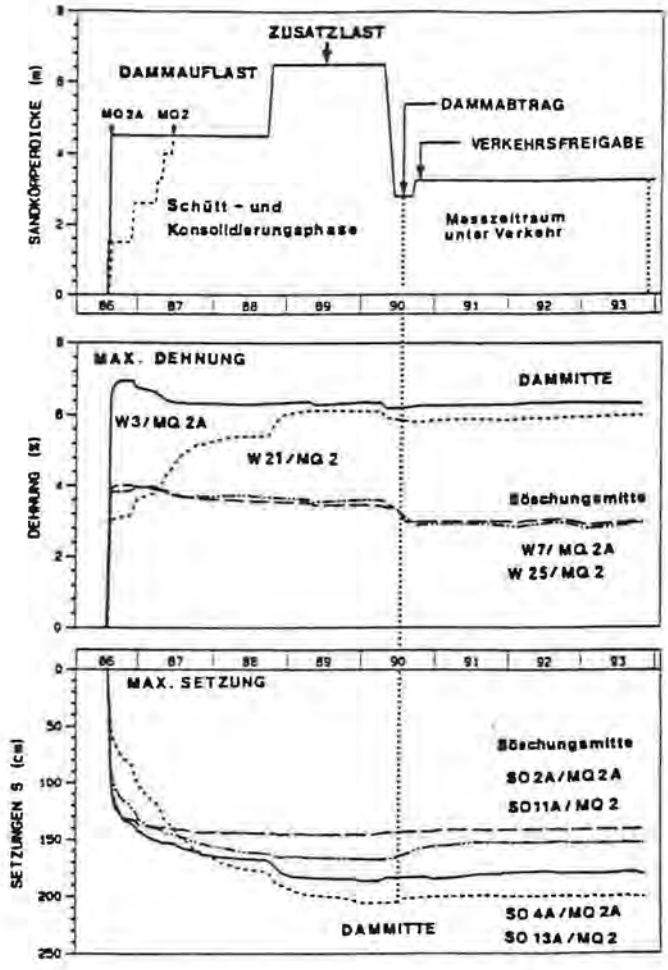


Bild 10: Vergleich des Dehnungs- und Setzungsverhaltens in Abhängigkeit von der Auflast (1986 bis 1993) (12)

Verkürzung und damit Entspannung des Gewebes zu erkennen - daraus kann man ablesen, daß das Gewebe tatsächlich unter Spannung steht und nicht der Boden inzwischen die Gesamtlast trägt. Die noch gemessenen Dehnungen um 6% entsprechen einer Anspannung ca. 60% der Höchstzugkraft des Gewebes, wenn man die Höchstzugkraftdehnung von 10% nach Herstellerangabe zugrundelegt. Der unter gleicher Dauerspannung anhaltende gleichbleibende Dehnungsbetrag läßt vermuten, daß ein Kriechen bei dieser Auslastung nicht erfolgt ist

2.2.4 Geotextilbewehrte Steilwand an der B 521 bei Büdesheim / Wetterau

Im Jahr 1988 wurde entlang der B521 zwischen Büdesheim und Heldenbergen ein Radweg angebaut. Die Straße verläuft abschnittsweise am Rand einer flach gewellten Ebene über einem Hangabfall zu dem Fluß Nidder. Über eine Länge von ca. 110 m fiel der Hang unmittelbar neben der Straße steil ab. Während im übrigen der Radweg auf das vorhandene Gelände gelegt werden konnte, mußte hier ein Damm von 2 m bis 3 m Höhe angeschüttet werden. Das Gelände unterhalb der Straße bildet ein besonders schützenswertes Biotop, weswegen die Inanspruchnahme des Geländes minimiert werden mußte.

Der Bau einer Betonstützmauer wurde aus Gründen des Landschaftsschutzes verhindert. Der dann vom Straßenbauamt vorgesehene Aufbau mit Gabionen mußte ausscheiden, weil die Verbreiterung auf einem umgelagerten Verwitterungston aus Tonsteinen des Rotliegenden lag, der bei Bewässerung zu Rutschungen neigt - worauf auch die Geländeform hinwies.

Die Wahl fiel daher auf eine Steilböschung, die mit Geogittern bewehrt wurde, während die Sichtflächen mit einem Vliesstoff eingefaßt worden ist. Zwischen die Schüttlagen wurden zusätzlich Weidenruten eingelegt, um eventuell einsickerndes Wasser zu verbrauchen, durch ihre Wurzelfestigkeit eine zusätzliche Sicherheit zu geben und eine schnelle Begrünung zu ermöglichen. Zum Aufbau wurde ein Schluffboden, Löß wie er in der Baustelle ansteht, verwendet und im Abtrag durch Einfräsen von 5% Weißfeinkalk verfestigt. Hangseitig wurde keine

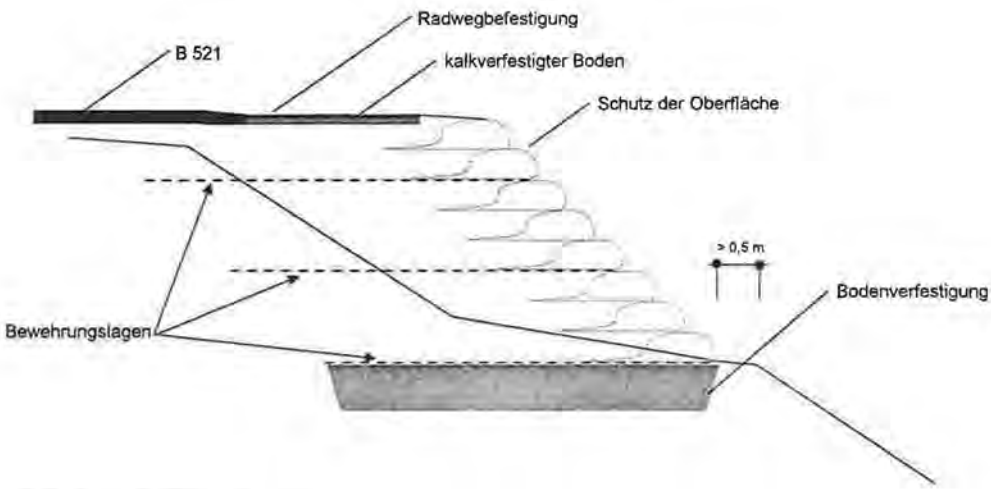


Bild 11: Querschnitt

Bild 12: die Baustelle

Bild 13: Drei Jahre später ist das Bauwerk überwuchert.

Entwässerungsschicht eingebaut, sondern die Schüttlagen durch stufenförmiges Einschneiden in die Baugrubenböschung verzahnt. Dadurch wurde ein geschlossener wasserdichter Körper hergestellt. Die Frostschutzschicht unter der Fahrbahn der B521 hat Quergefälle zur anderen Seite und der Streifen zwischen Fahrbahn und Radweg wurde mit bindigem Boden abgedichtet.

Die Böschung wurde problemlos aufgebaut, die Weidenruten haben ausgeschlagen und die Böschung steht seitdem zur vollen Zufriedenheit.

2.2.5 Sanierung einer Einschnittrutschung an der B 62 nördlich Cölbe

Im Januar 1989 rutschte der obere Teil einer insgesamt ca. 15 m hohen Einschnittböschung ab. Es handelte sich hierbei um die ca. 5 m mächtigen Überlagerungsschichten aus

Bild 14: Photo von der Baustelle. Man erkennt den heruntergeklappten Vliesstoff, die Arbeitsgeräte und die Rauhbettrinne, die das in der Flächensickerschicht gesammelte Hangwasser oberflächlich abführt

Sandsteinzersatz und Hanglehmen, die durch Sickerwasser über der Oberfläche des anstehenden Buntsandsteines aufgeweicht und teilweise ausgeflossen sind. Eine Sanierung in herkömmlicher Weise durch Aufbau eines standfesten Erdkörpers war wegen der Höhe der Böschung nicht oder nur mit sehr hohem Aufwand möglich. Die Schadensstelle war über Waldwege von oben mit leichterem Gerät erreichbar, ein Abtransport der gerutschten Massen erschien aber nicht machbar. Eine Abflachung des Geländes schied aus, weil der darüberliegende Wald gesichert werden mußte.

Zur Lösung des Problems wurden die aufgeweichten Massen abschnittsweise ausgesetzt und nach Einbringen einer Flächensickerschicht im Auflager wieder eingebaut. In die Flächensickerschicht wurden Sickerstränge eingelegt, die in eine Rauhbettrinne münden. Zur Absicherung wurden die Lagen aus dem aus der Schadensstelle gewonnenen Boden in einen Vliesstoff in Form einer Polsterböschung eingeschlagen. Zwischen die einzelnen Schichten wurden Weidenbuschlagen eingelegt. Abschließend wurde die Böschung begrünt. Das Verfahren hat sich bewährt. Das Prinzip wird sicher noch häufiger zur Anwendung kommen, weil schon wegen der Knappheit von Ablagerungsplätzen Abtragsböden auf der Bau- oder Schadensstelle wiederverwendet werden müssen. Außerdem können damit unsere immer knapper werdenden Ressourcen an wertvollem Naturstein oder Kies für hochwertigere Einsätze gespart werden.

2.2.6 Geotextilbewehrte Steilböschung an der B277 bei Edingen/Dill

Die B277 läuft entlang der Dill auf einer Anschüttung. Bei Anlage der Straße wurde hangseitig Fels abgetragen und talseitig ohne Verdichtung in der Rollneigung des Schüttmaterials angekippt. Später ist die Straßenbefestigung immer weiter nach außen auch über die instabile Anschüttung gelegt worden. Dieser Bereich ist über eine Länge von 200 m abgerissen und hat sich abgesetzt, wodurch die Verkehrssicherheit beeinträchtigt ist. Die Böschung hat eine Neigung die zwischen ca. 30° und 45° schwankt. Als Besonderheit kommt hier hinzu, daß die Dill, ein bei Hochwasser reißender Fluß, den Böschungsfuß schon stark unterspült hat. Bei dem vorgesehenen Ausbau der Straße soll dieser Schadensbereich saniert werden. Außerdem ist ein Radweg anzubauen.

Eine hangseitige Verbreiterung scheidet aus, weil dafür massiv in den stark bewaldeten Hang eingegriffen werden müßte. Bleibt also nur die talseitige Verbreiterung. Die Böschung zwischen Straße und Dill ist von teilweise dicken Bäumen bestanden, die möglichst geschont werden sollen. Es wurde also eine Baumethode gesucht, mit der eine Hangversteilung ohne

Beeinträchtigung des Bewuchses möglich ist und gleichzeitig auch noch ein Kolkschutz am Flußufer ohne Veränderung der alten Uferlinie erreicht wird.

Gewählt wurde eine mit Geotextilien bewehrte Steilböschung, deren Böschungsneigung jeweils nur so steil gestellt wird, wie es die Erfüllung der Aufgaben erfordert. Sie wird zwischen 45° und 70° schwanken. Die Unterkante des Bauwerkes wird in der Höhe variiert. Sie reicht stellenweise bis zur Dillsohle und wird im baumbestandenen Bereich über die Wurzelhöhe angehoben. Am Dillufer wird als Kolkschutz ein Deckwerk aus Wasserbausteinen über einem Vliesstoff angelegt.

Es wird unterschiedliches Schüttmaterial verwendet. Im Hochwasserbereich erfolgt der Aufbau aus gebrochenem Steinmaterial 0/100 mm, darüber aus dem in der Baumaßnahme anfallenden Schieferhangschutt. Da das Steinmaterial sehr scharfkantig ist und eine erhebliche Einbaubeschädigung der Bewehrungsmatten befürchtet wurde, hat das Straßenbauamt in die Ausschreibung den Nachweis durch einen Einbauversuch auf der Baustelle ausgeschrieben.

Auf Veranlassung der Baufirma erfolgte der Versuch dann im Steinbruchgelände vor Beginn der Baumaßnahme. Es wurde das beabsichtigte Vorgehen auf der Baustelle hinsichtlich Schüttmaterial, Schüttlagendicke, Verdichtungsgerät und Verdichtungsleistung simuliert und große Muster des vorgesehenen Geogitters in drei verschiedenen Festigkeitsklassen eingebaut (Probengröße ca. 4 m mal der Bahnbreite von ca. 5 m). Die anschließend vorsichtig wiedergewonnenen Proben sind im Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München im Einvernehmen mit dem Produkthersteller bemustert und die Festigkeitsminderung bewertet worden. Das Ergebnis zeigt, daß es für eine größere Baustelle in jedem Falle lohnend ist, in dieser Weise vorzugehen, weil damit die Sicherheit wesentlich erhöht wird und andererseits die wirtschaftlichste Bewehrungtype ausgewählt werden kann.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Die Entwicklung auf dem Gebiet der Anwendung von Geokunststoffen ist stark im Fluß. Mit immer stärker spezialisierten Produkten mit ganz spezifischen Eigenschaften gelingt es, für besondere Fragen aus der Geotechnik Lösungen zu finden, die zielführender und wirtschaftlicher als konventionelle Verfahren sind. Für den Anwender ergeben sich daraus gute Möglichkeiten, aber auch das Problem der richtigen Wahl. Hier ist eine wichtige Aufgabe sowohl für die Ausbildung an Fachhochschulen und Universitäten als auch für die berufsbegleitenden Fortbildung, die Information über Produkte und Anwendungsmöglichkeiten dem Ingenieur nahezubringen.

Es gibt aber auch noch erhebliche Wissenslücken. Mit den klassischen Ansätzen der Bodenmechanik und Erdstatik ist es gelungen, das Tragverhalten von Erdkörpern, die mit hochzugfesten und dehnsteifen Geokunststoffen bewehrt sind, sicher zu beschreiben und das in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Großversuchen. Demgegenüber läßt sich die in der Praxis und auch in Großversuchen bewährte Bewehrung mit hochdehnfähigen Vliesstoffen noch nicht rechnerisch fassen. Hier fehlt noch die Möglichkeit, das wesentlich steifere Verhalten dieser Produkte im Bodenkontakt, d.h. im Geotextil-/Bodenverbundsystem, in dem vermutlich die Wechselwirkung zwischen Einzelfasern und Bodenkörnern zur Wirkung kommt, gültig zu beschreiben (13).

Die Auswirkung der Einbaubeanspruchung auf die Produkteigenschaften des Geokunststoffes nach dem Einbau war bereits Gegenstand umfangreicher Untersuchungen am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München und anderen Forschungsstellen im In- und Ausland. Es fehlen noch die Verfahren, wie man die Reaktion der Produkte auf die Beanspruchung aufgrund einfacher Versuche voraussagen kann. Insbesondere bei Bewehrungen, aber auch bei Filtern, ist dies eine Frage der Bauwerkssicherheit. In vielen Fällen wird man einen Baustellenversuch durchführen. Aber auch für die Anwendungen, bei denen der dafür zu treibende Aufwand als unverhältnismäßig hoch erscheint, müssen Vorausabschätzungen gemacht werden können (14)(15).

Jeder weiß, daß Geotextilien wasserdurchlässig sind und sich hervorragend als Filter eignen. Die Filtermechanismen sind aber noch zu wenig bekannt und auch schwer zu beschreiben, weil neben der unmittelbaren Wechselwirkung zwischen Porengröße des Filters und Korngröße des Bodens auch noch die Umlagerungsvorgänge im Grenzbereich von Boden zu Filter eine Rolle spielen (16). Stimmt die Analogie zum Kornfilter mit der Forderung einer bestimmten Filterdicke oder spielt sich alles im Grenzbereich ab? Hier besteht erheblicher Forschungsbedarf, zumal die dauerhafte Wirksamkeit des Filters bei vielen Anwendungen entscheidend für die Sicherheit des Bauwerkes ist.

Bei der Frage der Alterungsbeständigkeit, d.h. der Veränderung des Kunststoffes selbst mit der Zeit, wachsen die Kenntnisse aber es gibt auch noch Fragezeichen. Die Grundstoffe und die daraus hergestellten Produkte sind erst wenige Jahrzehnte alt, zu kurz, um das Alterungverhalten über die 100 Jahre, die man einem Bauwerk heute zumißt, in der Natur beobachten zu können. Es gibt aber aus zeitraffenden Versuchen, die mit über einige Jahrzehnte ausgelagerten Proben verglichen werden, genügend Hinweise, um sagen zu können, daß bei Beachtung der

Möglichkeiten und Grenzen der Kunststoffe sichere Daueranwendungen möglich sind. Immerhin sind die ersten Anwendungen im Küstenschutz bereits im Jahr 1950 ausgeführt worden und die damals aus großen Textilsäcken gefertigten Buhnen tun heute noch ihren Dienst. An ihnen zeigt sich deutlich, daß die Hauptbeanspruchung meistens während des Einbauens entsteht und die dort im Boden liegenden Kunststoffe kaum zu alterungsbedingten Veränderungen neigen. Kunststoffgerechtes Planen und Bauen muß zeitliche Veränderungen durch Dauerspannung (Kriechen / Zeitstandfestigkeit) (17), unter bestimmten Umständen und bei bestimmten Materialien auch durch chemische Änderungen (Freibewitterung, oxydativer oder hydrolytischer Abbau) (18) berücksichtigen.

Im Spannungsfeld zwischen Ökonomie und Ökologie haben Bauweisen mit Geokunststoffen häufig bestechende Vorteile durch die Schonung der Ressourcen natürlicher Baustoffe sowie Grund und Boden, den Schutz der natürlichen Schätze Grundwasser und Boden und die Schonung der Landschaft durch gute Einpassung der Bauwerke. Es ist ein Dienst für die Zukunft, wenn die Geotechnik sich der mit Geokunststoffen gebotenen Möglichkeiten bedient, wo diese angebracht sind.

4 Literaturverzeichnis

(1) Gruber, N., Floss, R., und Schmidt, H., "Bau des neuen Flughafens München - Hydrogeologische und gründungstechnische Besonderheiten", Sonderdruck aus: Vorträge der Baugrundtagung 1992, Dresden.

(2) Heerten, G., "Grundwasserschutz am Franz-Josef-Strauß-Flughafen München mit Bentofix-Dichtung", Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 71, 1994.

(3) Heerten, G., "Geotextile Dichtungselemente als mineralische Komponente in Oberflächendichtungen", 10. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoff-Zentrum (SKZ), Würzburg, 1994.

(4) Rueff, H., Stoffers, U., und Saathoff, F., "Gründungsverfahren für Deponien auf schwierigstem Untergrund", STRABAG-Schriftenreihe Nr. 47, Köln, 1992.

(5) Heerten, G., Saathoff, F., Scheu, C., und von Maubeuge, K., "Über das Langzeitverhalten von geosynthetischen Tondichtungsbahnen in Oberflächendichtungssystemen", Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 71, 1994.

(6) Genske, D., Noll, H.-P. und Scheu, C., "Innovative Methoden zum Flächenrecycling - das Geosandwich", Brach Flächen Recycling (1994), Heft 1, Verlag Glückauf GmbH, Essen.

(7) Klapperich, H., Klönne, H., und Brüggemann, J., "Sanierung und Baureifmachung einer ehemaligen Kokereifläche", Vorträge der Baugrundtagung 1994, Köln, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.

(8) Saathoff, F., und Sehrbrock, U., "Indications for the Selection of Protection Layers for Geomembranes", Proceedings of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 1994.

(9) Moritz, K. und Helmprecht, K., "Dehnungsmessungen an Geotextilien in situ", Veröff. 1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, FGSV, Köln, 1984

(10) Blume, K.H., Haberland, H.J. Heinisch, H. und Thiele, H. "Einsatz von Geotextilien beim Bau der Querspange B 73n bei Cuxhaven", Straße und Autobahn, Heft 3/1986, Bonn 1986

(11) Heinisch, H. und Blume, K.H., "Baubegleitende Messungen B 73n", Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Straßenbau, Heft S5, Bergisch Gladbach 1993

(12) Blume, K.H., "Tragverhalten textiler Bewehrung unter einer Dammaufstandsfläche - Großversuch im Zusammenhang mit baubegleitenden Messungen beim Bau der B211 Ortsumgehung Großenmeer", unveröffentlichter Abschlußbericht der BAST, Bergisch Gladbach 1994

(13) Bauer, A., Bräu, G. und Kuck, P., "Kraft- Dehnungsverhalten von Geotextilien im Boden unter Auflast", 3. Informations-Veranstaltung "Kunststoffe in der Geotechnik", München 1993, DGEG, Essen 1993

(14) Bräu, G., Floss, R. und Laier, H., "Beschädigungsanfälligkeit von Geotextilien"; K-Geo 92, 2. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik in Luzern 1992, SVG St. Gallen 1992

(15) Watts, G. R. A. und Brady, K. C., "Geosynthetics: Installation Damage and the Measurement of Tensile Strength", Proceedings 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related Products, Singapore 1994

(16) Batereau, Ch., "Beitrag zur hydraulischen Wechselwirkung zwischen Boden und Geotextilfilter", 3. Informations-Veranstaltung "Kunststoffe in der Geotechnik", München 1993, DGEG Essen 1993

(17) Müller-Rochholz, J., "Kurz- und Langzeitverhalten unterschiedlich gereckter PP-Bändchen", 3. Informations-Veranstaltung "Kunststoffe in der Geotechnik", München 1993, DGEG Essen 1993

(18) Wilmers, W., "Beständigkeit von Geotextilien und Geokunststoffen gegen chemische Beanspruchung - Überblick", 3. Informations-Veranstaltung "Kunststoffe in der Geotechnik", München 1993, DGEG Essen 1993

Geotextilien für Meß- und Kontrolleinrichtungen im Staudammbau und im Wasserbau

Franz List

1 Allgemeines

Im Staudammbau werden Geotextilien häufig als Sicherheitselement zur Verhütung von Erosion und Suffosion zwischen Zonen mit stark unterschiedlichem Kornaufbau und großen Unterschieden in der Durchlässigkeit verwendet.

Geotextilien können jedoch auch zu Meß- und Kontrolleinrichtungen eingesetzt werden.

Wir wissen heute über die Kräfte die von unserem Baustoff "Boden" aufgenommen werden müssen durch die Bodenmechanik gut Bescheid und können mit Hilfe von Versuchen die Kennwerte ermitteln und die Kräfte bestimmen, die für die rechnerische Standsicherheit des Bauwerkes notwendig sind. Eine Überprüfung der Bodenkennwerte in den einzelnen Zonen muß aber wegen der unterschiedlichen Einbaubedingungen und auch unterschiedlichen Verdichtungen erfolgen.

Die Notwendigkeit der Überprüfung und Überwachung des Bauwerkes durch einen entsprechendes Meß- und Kontrollsystem ist heute unbestritten. Viele Unfälle und Schäden, ja sogar Katastrophen können damit verhindert werden. Bereits bei der Erstellung des Bauwerkes ist mit den Messungen und Überwachungen zu beginnen. Veränderungen im Bauwerk können damit frühzeitig erkannt werden und Vorkehrungen bzw. Gegenmaßnahmen rechtzeitig getroffen werden. Durch die Eigenheiten des Kornaufbaues und die Tatsache, daß immer mit Verformungen und Durchströmungen gerechnet werden muß, sind Messungen im eingebauten Zustand dringend zu empfehlen [1, 2, 3 und 4]. Dank der Finite-Elemente-Methode und der EDV sind wir heute auch in der Lage, aufgrund der Versuchswerte auf das Verhalten des Dammes bei verschiedenen Lastfällen zu schließen und die rechnerische Standsicherheit auch unter geänderten Bedingungen zu ermitteln [5]. Die Ergebnisse der Meß- und Kontrolleinrichtungen helfen uns, Unsicherheiten abzugrenzen und die Sicherheit des Bauwerkes zu erhöhen.

2 Meß- und Kontrollsysteme

In einem modernen Meß- und Kontrollsystem können durch Einbau von Meßgeräten die Drükke, die Spannungen, die Durchströmung und die Verformung gemessen werden. Wichtig ist dabei, daß durchgehende Profile gemessen werden und womöglich eine flächenhafte Erfassung der Verhältnisse im und am Bauwerk erfolgt.

In der Regel werden heute folgende Messungen für die Beurteilung der Sicherheit durchgeführt:

- Sickerwasser
- Spannungsmessungen
- Druckabbau
- Wasserstandsmessungen
- Geodätische Messungen
- Temperaturmessungen
- Messungen der Ausspülung von Feinteilen

Für eine schnelle und kurzfristige Überprüfung wird meistens die Messung der Sickerwasserabflüsse - möglichst mit in Zonen eingeteilten Flächen - herangezogen. Auch die Messung der Wasserstände im Pegel sind oft ein wichtiger Indikator. Die Messung des Sickerwassers kann heute mit Meßkästen sehr einfach erfolgen, sie wird automatisch aufgezeichnet und kann auch übertragen werden. Das gleiche gilt auch für die Messungen der Wasserstände.

Die Auswertung und Beurteilung der Meßwerte der Porenwasserdruckgeber oder auch Spannungsgeber ist langwieriger, da eine Aussage zusammen mit den Setzungen und Verformungen sowie dem jeweiligen Stauspiegel Berücksichtigung finden muß.

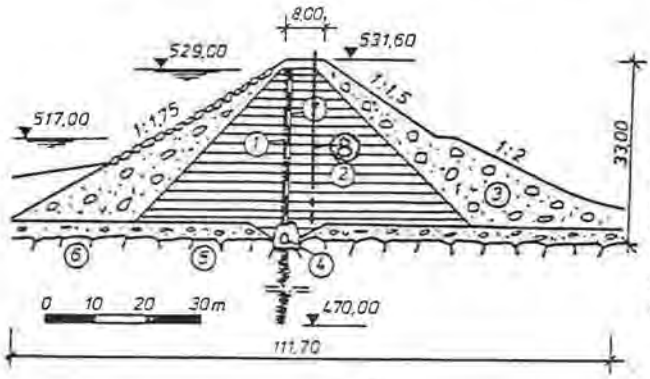
Bei der Planung und Aufstellung eines Meß- und Kontrollsystems ist daher auf die Beanspruchung des Bauwerkes durch den Betrieb besonderer Wert zu legen. Bei Talsperren ist es meist möglich, das Meß- und Kontrollsystem in durchgehenden Profilen anzuordnen. Bei Kanälen und Pumpspeicherbecken aber auch bei Deponien ist dagegen eine flächenhafte Überwachung günstiger.

Im Rahmen dieses Beitrages soll auf die Möglichkeiten zum Einsatz von Geotextilien und geotextilen Dichtungsbahnen für die Verwendung bei Meß- und Kontrollsystemen im Wasserbau anhand von 4 Beispielen hingewiesen werden.

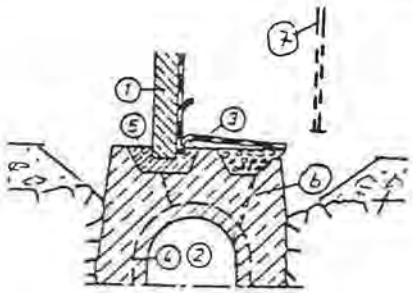
3 Förmitztalsperre

In dem rd. 33 m hohen Staudamm wurde als Abdichtungselement eine sogenannte Trockenschlitzwand eingebaut. Zur Sicherung gegen Erosion der Dichtungswand wurde auf der Luftseite ein Geotextil verwendet. Dadurch, daß ein dreilagiges Geotextil, also ein Verbundstoff, Verwendung fand, konnte am Fußpunkt des Abdichtungselements das Sickerwasser erfaßt werden und eine eigene Wanne dazu ausgebildet werden. Da die Dichtung in 6 Abschnitte unterteilt wurde, ist eine Ortung des anfallenden Sickerwassers möglich. Eine Kontrolle des Druckabbaues hinter der Geotextilebene erfolgt durch Pegel, die etwa 4 bis 6 m luftseitig der Dichtungswand angeordnet worden sind. Während des 1. Aufstaus wurden Fehlstellen in der Wand festgestellt. Mit gezielten Injektionen konnten diese Schadstellen abgedichtet werden. Das Meßsystem hat sich damit bewährt. In Abbildung 1 sind ein Querschnitt durch den Damm und die Meßeinrichtung aufgezeichnet.

In Abbildung 2 ist der Sickerwasserabfluß vor und nach der Injektion dargestellt.



1) Trockenschlitzwand
2) Halbdurchlässiges Material
3) Steinschüttung
4) Injektions- u. Kontrollstollen
5) Alluvium
6) Fels
7) Geotextil (Naue 1002 NS)
8) Pegel



Anschlußkonstruktion
der Trockenschlitzwand
an den Kontrollgang

1) Trockenschlitzwand (Erdbeton)
2) Injektions- und Kontrollstollen
3) Geotextil
4) Fugenband
5) Sondermischung für Erdbeton
6) Sickerwasser
7) Pegel

Abb. 1 Förmitz - Damm Querschnitt

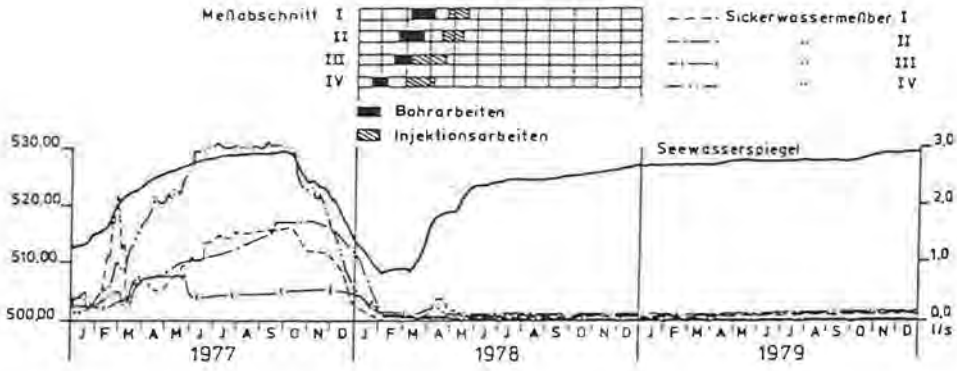


Abb. 2 Förmitztalsperre - Sickerwasserganglinien, Meßabschnitt 1 - 4
(dargestellt ist der Sickerwasserabfluß vor und nach der Injektion)

Der spezifische Sickerwasserabfluß aus jedem Schott im Bereich des Kontrollganges weist in dem Dezenium zwischen 1980 und 1990 sogar eine rückläufige Tendenz auf. Die Pegelwasserstände über dem Fassungsbereich des Kontrollganges weisen keinen Restdruck mehr auf. Sie bestätigen gleichzeitig, daß mit dem Geotextil das gesamte Sickerwasser eines Abschnittes erfaßt wird. Allerdings ist seit 1992 in 2 Abschnitten wieder eine geringe Sickerwasserzunahme erkennbar. Die Trennung des Sickerwassers durch den Damm vom Unter- und Umläufigkeitswasser hat sich bestens bewährt und sollte wenn möglich, immer erfolgen.

Die guten Erfahrungen mit den Geotextilien am Förmitzspeicher haben uns veranlaßt, auch in der Trinkwassertalsperre Frauenau wieder Geotextilien zu Meß- und Kontrollzwecken einzubauen.

4 Trinkwassertalsperre Frauenau

In dem rd. 84 m hohen Steinschüttdamm im Bayer. Wald sind Geotextilien zur Lösung verschiedener Aufgaben eingesetzt worden. Über den Aufbau des Dammes, die Untergrundabdichtung und Aufgabe der Sperre ist bereits mehrfach berichtet worden [8 und 9]. Im folgenden wird daher nur über die Erfahrungen mit dem Geotextil für das Meßsystem berichtet.

Die Anordnung eines dreilagigen Verbundstoffes hinter der vergüteten Zone des Dichtungskernes der Frauenau-Talsperre ermöglicht neben dem Erosionsschutz und der Filterwirkung auch die direkte Messung von Drücken im Kern.

In Abbildung 3 ist ein Dammquerschnitt und ein Detail des Kontrolldammes dargestellt.

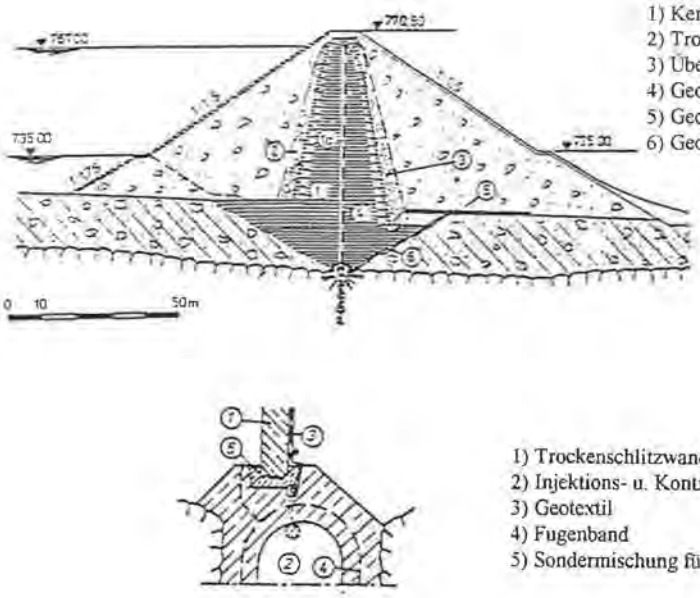


Abb. 3: Frauenau-Damm, Dammquerschnitt und Detail des Kontrollganges

Das Geotextil (3) ist zwischen der Dichtungswand und dem luftseitigen Kernteil durch vertikale Abschottungen in 9 Abschnitte unterteilt. Am unteren Geotextilrand, der mit einer speziellen Anordnung und mit Filtersteinen in den Kontrollgang eingebunden ist, wird an 32 Stellen der Wasserdruck im Geotextil mit Manometern gemessen. Sie liefern dadurch einen Vergleichswert für die Druckverhältnisse im Geotextil und seiner Umgebung. Die Messungen im Vlies stellen keine Wasserstände dar, sondern sind Druckmessungen in dem jeweiligen Meßabschnitt. Die Wasserdrücke unterscheiden sich auch in den einzelnen Schotten und stellen für jeden Abschnitt ein bestimmtes Charakteristikum dar, das sehr präzise auf Stauspiegelschwankungen reagiert. In Abbildung 4 sind die Wasserdrücke in 3 Schotten bei verschiedenem Oberwasserstand dargestellt.

Beim Aufstau wurde neben dem Auswerten der Porenwasserdruckgeber besonders auf die Manometerablesungen Wert gelegt. Es stellten sich dabei in den Blöcken 33 und 40 des Kontrollganges bei höheren Stauspiegeln Abweichungen ein. Eine Überprüfung zeigte, daß in den

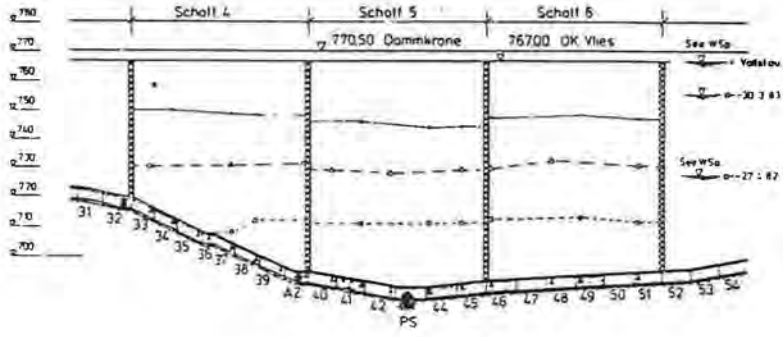


Abb. 4: Wasserdrücke in den Schotten 4, 5 und 6 bei verschiedenen Speicherwasserständen

Fugen des Kontrollganges Undichtigkeiten zur Luftseite vorhanden waren. Die Manometer lieferten dadurch zu niedrige Werte. In Abbildung 5 sind diese Ergebnisse dargestellt.

Durch Injektionen konnten die Fehlstellen abgedichtet werden. Dies führte wieder zu einem Anstieg der Manometerwerte. Ähnliche Verpressungen mußten noch an einigen Stellen vorgenommen werden, in den meisten Fällen wurde dabei auch ein Anstieg der Meßwerte nach der Verpressung festgestellt. Die Maßnahmen zeigen, daß das Geotextil eine wichtige Kontrollfunktion übernehmen kann. Auch nach fast 10-jährigem Betrieb mit unterschiedlichen

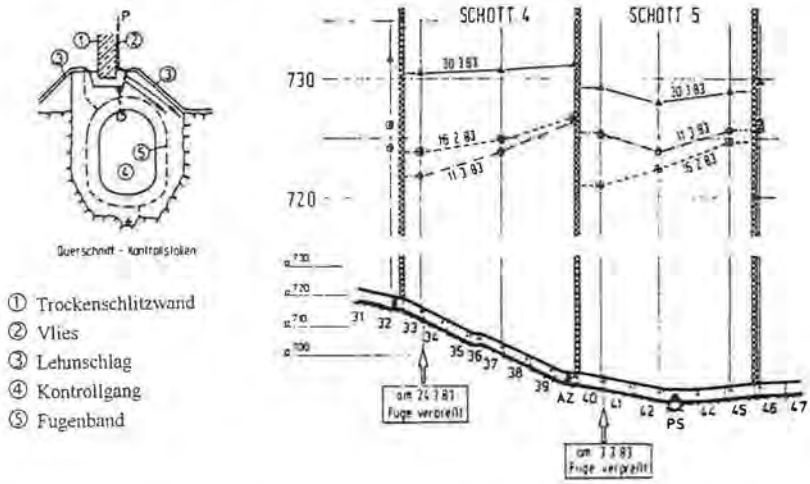


Abb. 5: Änderung der Wasserdrücke im Geotextil durch Fugenverpressung

Oberwasserstand beträgt der Sickerwasserabfluß durch den Staudamm noch etwa 0,5 l /sec.. Die Messungen in den einzelnen Abschnitten haben sich als günstig für die Beurteilung des Sikkerwassers und der Dichtung erwiesen. Neben den guten Erfahrungen mit Geotextilien als Meßsystem haben sie sich in der Frauenau-Talsperre aber auch wegen ihrer guten Filtereigenschaften bewährt und stellen eine zusätzliche Sicherheit gegen die Gefahren der Rißbildung dar.

5 Der Lechkanal bei Meitingen

In den zwanziger Jahren haben die Lechwerke-AG einen rd. 18 km langen Ausleitungskanal mit Dammhöhen bis zu 8 m gebaut. Der Kanal war mit natürlichem Boden (40 cm Auelehm) abgedichtet. Im Laufe des fast 70-jährigen Betriebes ist eine Vielzahl von Erosionskanälen und gefährlichen Einbrüchen, sogenannten "sinkholes" entstanden, die eine Sanierung dringend erforderlich machten. Als neues Dichtungselement wurde eine Asphaltoberfächendichtung gewählt. Da auch die Dämme wegen der steilen luftseitigen Böschung nicht mehr dem Lastfall 2 (Sicherheitsfaktor $\eta = 1{,}1$ bei Versagen der Dichtung) entsprachen, mußte eine Lösung gefunden werden. Eine Veränderung der Kanalböschungen hätte ein Wasserrechtsverfahren mit ungewissem Ausgang ausgelöst und kam daher nicht in Frage. Die Ingenieurbüro Lahmeyer International GmbH, NL München, entschloß sich daher in Zusammenarbeit mit dem Bauherrn, der TU München und der Bauverwaltung ein großflächiges und umfassendes Kontrollsystem

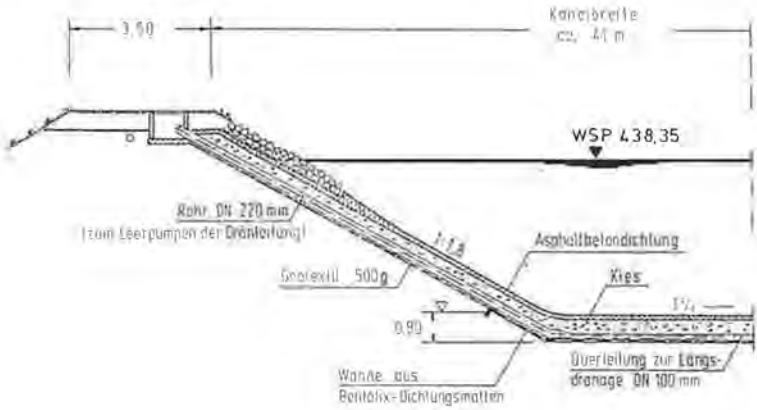
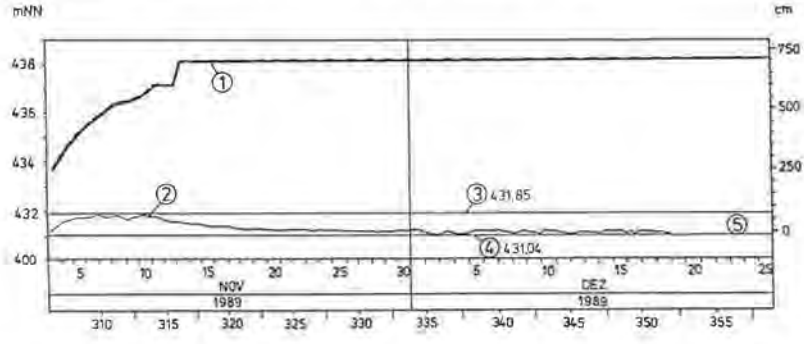


Abb. 6 Querschnitt durch die Asphaltbetondichtung mit Wanne aus geotextilen Dichtungsmatten

unter der eigentlichen Dichtung einzubauen, das eventuelle Schäden an der Dichtung frühzeitig meldet. In Abbildung 6 ist der neue Kanalquerschnitt mit dem neuen Meßsystem dargestellt.

Über Einzelheiten beim Einbau wurde bereits berichtet [10]. Es kann daher verzichtet werden, darauf einzugehen; es werden nur die eigentlichen Dichtungs- und Meßelemente beschrieben. Unter dem Dichtungselement Asphaltbeton und einer Asphaltdrainschicht wurde eine rd. 50 cm dicke Filterkiesschicht angeordnet. Mit einer Bentofixdichtungsbahn, die wiederum unter dem Filter angeordnet war, wurde eine 2. Dichtungsebene geschaffen. Die geotextilen Dichtungsbahnen wurden in die Böschung 2 m seitlich hochgezogen, um das Sickerwasser zu erfassen. In der Mitte der Kanalsohle wurde ein Drainrohr angeordnet. In Kanallängsrichtung wurde der Kanal dabei in je 300 m lange Abschnitte unterteilt. Wie aus Abbildung 6 ersichtlich, kann aus jedem Schott über seitliche Drainrohre das Wasser abgepumpt werden. Dabei erfolgt auch gleichzeitig eine Belüftung der einzelnen Meßabschnitte unter der Asphaltbetondichtung. Zwei Porenwasserdruckgeber in jedem Abschnitt prüfen, ob sich unzulässiger Druck aufgebaut hat. Die Meßergebnisse in den 12 Abschnitten erlauben eine rechtzeitige Feststellung von Veränderungen oder eventuellen Schäden an der Dichtung. Es darf angefügt werden, daß sich das Meßsystem auf 4,5 km Länge erstreckt und alle Werte im "Online"-Verfahren automatisch aufgezeichnet werden. Das System hat sich bestens bewährt. In Bild 7 sind die Meßergebnisse beim Aufstau von Schott 9 als Beispiel dargestellt.

Auch nach fast 4-jährigem Betrieb sind keine Veränderungen festgestellt worden.



① Kanalwasserspiegel
② Wasserstand in der Kontrollsektion
③ Wannenoberkante
④ Wannenboden (Bentofixmatte)
⑤ Filterkies

Abb. 7: Meßwerte im Abschnitt 9 während des Einstauvorganges

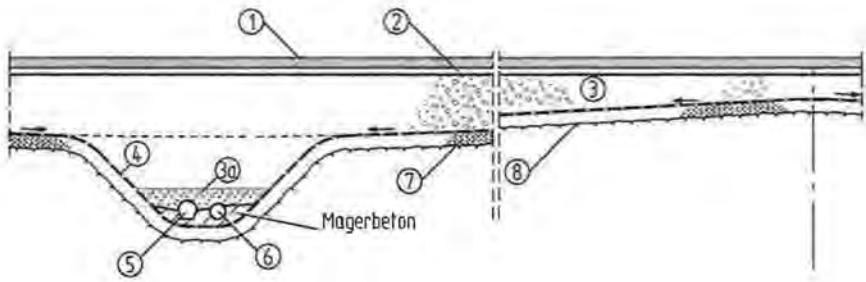
6 Pumpspeicherbecken Rabenleite

Die OBAG (Energieversorgung Ostbayern AG) hat in der Oberpfalz in den Jahren 1951 - 1955 die Pumpspeicherkraftwerksgruppe Jansen mit dem Oberbecken Rabenleite errichtet. Im Laufe des fast 40-jährigen Betriebes sind sowohl an der Sohle als auch an den Böschungen Schäden aufgetreten, die eine Sanierung erforderten. Über Einzelheiten wurde bereits in Veröffentlichungen berichtet [11] und [12]. Es soll daher in diesem Beitrag nur kurz auf das Meßsystem eingegangen werden.

Pumpspeicherbecken zählen wegen der häufigen Lastwechsel mit zu den höchstbeanspruchten Bauwerken im Wasserbau. Sie erfordern daher eine besondere Überwachung.

Als neues Abdichtungselement wurde eine Asphaltbetonoberflächendichtung auf einer 8 cm dicken Asphaltbetondrainschicht und einer rd. 30 cm dicken Filterkiesschicht gewählt. Mit Hilfe eines Meß- und Kontrollsystems sollte auch unter Betriebsverhältnissen eine Kontrolle möglich sein. Dadurch mußte unter der Filterschicht eine 2. Dichtungsebene geschaffen werden. In Abbildung 8 ist das neue Dichtungssystem aufgezeigt.

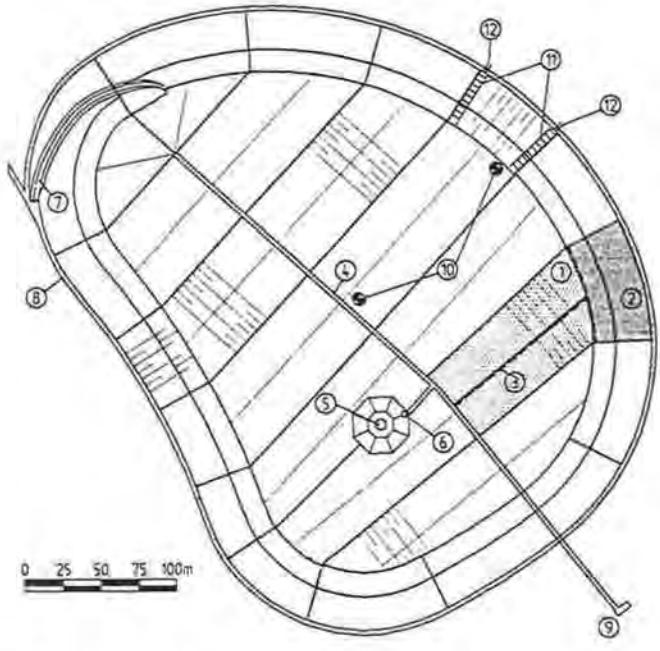
Bei der Planung wurde ein umfassendes Meßsystem entwickelt. Der Entwurf sah die Einteilung des Beckens in über 30 Meßabschnitte als wichtigstes Glied innerhalb des Kontrollsystems vor.



① Asphaltbeton 8 cm
② Asphaltdrain 8 cm
③ Drainschicht (Filterkies) 3a Grobkorn
④ Bentonitmatte
⑤ Drainrohr für Sickerwasser aus der Sohle
⑥ Vollrohr für Sickerwasser aus der Böschung
⑦ Ausgleichsschicht (Kiessand)
⑧ Felsuntergrund

Abb. 8: Aufbau der Asphaltbetondichtung in der Sohle

Die 2. Dichtungsebene wurde mit Bentonitbahnen nach eigenen Verlegeplänen und einer speziellen dachförmigen Ausbildung mit einem jeweils mittig liegenden Fassungsgraben hergestellt. In jedem Schott ist ein Vollrohr zur Ableitung von Sickerwasser aus dem jeweiligen Böschungsabschnitt sowie ein Drainrohr mit Fußausbildung für die Fassung des Sickerwassers der Sohle angeordnet. Mit diesem System können die Lage und der Bereich eventueller Leckagen auch während des Betriebes ermittelt werden. Zur Druckmessung sind in jedem Abschnitt noch 2 Porenwasserdruckgeber je in Beckenmitte und am jeweiligen Böschungsfußpunkt verlegt. Damit kann schnell geprüft werden, ob ein genügender Druckabbau bei schneller Absenkung im Meßabschnitt erreicht ist. Der Entwurf sah ferner einen rd. 380 m langen begehbaren Kontrollgang in Beckenmitte vor. Der Zugang erfolgt über ein neues Betriebsgebäude, das an der Ostseite des Beckens außerhalb des Ringdammes errichtet wurde. Über einen 2. Turm kann die Steuerung und Inspektion des in der Mitte des Beckens befindlichen Entnahmeturms erfolgen. In Abbildung 9 ist das neue Meß- und Kontrollsystem dargestellt.



1 Sohlfeld
2 Böschungsfeld
3 Drainleitungen
4 Kontrollgang
5 Entnahmeturm
6 Zugangsturm
7 Zufahrtsrampe
8 Kronenstraße
9 Betriebsgebäude
10 PW-Geber
11 Geogrid
12 Belüftungsrohr

Abb. 9: Unterteilung des Hochspeichers in einzelne Drainfelder

Im Kontrollgang befinden sich alle Meßeinrichtungen, sie werden automatisch abgelesen und in das 3 km entfernte Kraftwerk Reisach fernübertragen und auf dem Bildschirm dargestellt. Die Meßkästen und die Porenwasserdruckgeber sowie spezielle Setzungsmeßgeräte sind nach dem System von Glötzl ausgewählt worden.

Zur Sicherung der schnellen Entwässerung der Drainfelder und zur Verhinderung von Adhäsion bzw. Rückhaltung von Wasser im Poren- und Kapillarraum des Filtermaterials, ist eine zusätzliche Belüftung der Drainschicht in den Böschungen erforderlich. Die Belüftung des Filters in der Sohle erfolgt über den Kontrollgang und die Drainleitungen. In den Böschungen sind daher in jedem Meßabschnitt zwei 0,50 m breite geotextile Drainmatten mit eingebauten Geogrid verlegt (s. auch Abb. 9). Sie münden an der Krone in eine Steinpackung; von dort führt unter der Kronenstraße eine Rohrleitung zur luftseitigen Böschung. Die Anbindung an den Böschungsfußdrain erfolgt ebenfalls wieder über eine Steinpackung, die direkt an die Sickerrohrleitung am Böschungsfuß anschließt.

Im August 1994 wurde mit dem Einstau begonnen, der Vollstau ist bereits erreicht.

Das anfallende Sickerwasser ist so gering, daß es in den einzelnen Schotten fast nicht meßbar ist. Es bestätigt einerseits die gute Abdichtungswirkung der Asphaltbetondichtung andererseits aber auch das gute Meß- und Kontrollsystem. Nur in 2 Meßabschnitten werden geringe Sickerwassermengen gemessen. Der Gesamtabfluß beträgt $Q \leq 0{,}1$ l/sec.. Die Porenwasserdruckgeber zeigen ebenfalls keinen Druck an [13].

Die Ergebnisse der Messungen zeigen, daß das Planungskonzept, die Konstruktion und die Ausschreibung optimal gewählt wurden und die Bauausführung in einer sehr kurzen Zeit mit großer Sorgfalt erfolgte.

Bauherr und Planer - die Ingenieurbüro EDR GmbH, München - sowie die ausführende Firma sind überzeugt, daß auch beim Betrieb mit täglichen Wasserspiegelschwankungen bis zu 15 m keine Verschlechterung eintreten wird.

Das moderne Meß- und Kontrollsystem hat sich damit voll bewährt, die überzeugende Art der Überprüfung ist nur durch den großflächigen Einsatz von Geotextilien möglich geworden.

7 Zusammenfassung

Alle Bauwerke sind einer Alterung unterworfen, deshalb sind Meß- und Kontrolleinrichtungen für alle Wasserbauten zur Überprüfung der Sicherheit von entscheidender Bedeutung. Die

Geotextilien haben sich als ein vielfältig einzusetzender Baustoff bewährt. Sie werden wegen ihrer einfachen bautechnischen Anwendung und der Wirtschaftlichkeit auf vielen Wasserbaustellen eingesetzt. Zusätzlich können Geotextilien aber auch, wie die Beispiele zeigen, Meß- und Kontrollaufgaben übernehmen. Die Entwicklung der geotextilen Dichtungsbahnen ermöglichen ferner einen großflächigen Einsatz zur Überprüfung der Dichtigkeit von Beckensohlen bei höheren Wasserdrücken. Die positiven Ergebnisse haben sich nicht nur im Staudammbau gezeigt, sondern auch bei vielen Deponien und verwandten Bauwerken. Bei der Planung und Modernisierung des Oberbeckens auf der Rabenleite ist mit dem neuen Meßsystem auf der Grundlage der geotextilen Dichtungsbahnen ein wertvoller und richtungsweisender Beitrag für die Sicherheit unserer Bauwerke geschaffen worden.

8 Literatur

[1] ICOLD International Comission on large dam: lessons of dam incidents, Paris 1974

[2] BRENDLIN, H.: Die Schubspannungsverteilung in der Sohlfuge von Dämmen und Böschungen, TU-Karlsruhe Heft 10, 1962

[3] SADGORSKI, W.: Vergleichende Untersuchungen an Kronen von zwei hohen Staudämmen in Bayern , 8. Donau Europäische Konf., Nürnberg 1986

[4] CASAGRANDE, A.: Über die Scherfestigkeit von Böden, Schriftenreihe der Straße, Band 16, Berlin 1939

[5] SCHOBER: Behavior of the Gepatsch-Rockfill-Dam, ICOLD 9. Kongr. Istanbul 1967, Q 34 und der innere Spannungszustand des Steinschütt-Dammes Gepatsch, ICOLD 10. Kongr. Montreal 1970

[6] SOWERS, G.F.: Schäden an Dämmen, RWTH - Aachen Heft 4, 1972

[7] New perspectives of the safety of Dams,Water Power and Damconstruction, Oktober 1978

[8] GEBHARDT, O.: Bau- und Entwurf der Trinkwassertalsperre Frauenau, BAU-INTERN Heft 3/1985

[9] SEETHALER, L.: Die Trinkwassertalsperre Frauenau, Wasserwirtschaft 3/1985

[10] LIST, F.: Lechstaustufe Meitingen, Schadensfall und Sanierung, intern Landesamt für Wasserwirtschaft, München 1989

[11] DRESSLER, J.: Rehabilitation of the upper reservoir of the Reisach-Rabenleite pumped storage scheme C 14, ICOLD 18. Kongress, Durban 1994

[12] RAU, M. & DRESSLER, J.: Meß- und Kontrollsystem für das Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerkes Reisach-Rabenleite, LGA-Nürnberg Heft 71, GTD-Geokunststoff-Ton-Dichtungen, Nürnberg 1994

[13] CAVALLIN, JAMES, E.: Hydraulik asphaltconcrete for impervious upstream-facing, Morro-Reservoir Q 61, R 32, ICOLD 16. Kongress, San Francisco 1988

Verformungs- und Tragverhalten des bewehrten Zweischichtensystems

Gerhard Gold, Andreas Bauer

1 Einleitung

Seit Anfang der 70er Jahre kommen im Erd- und Grundbau verstärkt Geokunststoffe (Vliese, Gewebe, Gitter und Membrane) zur Anwendung. Sie werden in sehr verschiedenen Bereichen eingesetzt und übernehmen dabei eine oder mehrere der folgenden Funktionen:

- Trennung unterschiedlich gekörnter Böden
- Hydraulische und mechanische Filterwirkung
- Abdichtungsfunktion, z.B. im Teich- und Deponiebau
- Dränagefunktion, sowohl als Flächendränage als auch zur Ausbildung von Vertikaldräns
- Bewehrungsfunktion zur Verbesserung der Tragfähigkeit des Verbundsystems Geokunststoff-Boden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit erfolgt die Analyse der Wirkungsweise einer Schichtgrenzbewehrung im bodenmechanischen Zweischichtensystem, welches durch eine geringe Tragfähigkeit des weichen bindigen oder torfigen Untergrundes und durch die Verwendung von überwiegend kiesigem, grob- bis gemischtkörnigem Tragschichtmaterial gekennzeichnet sei (Bild 1).

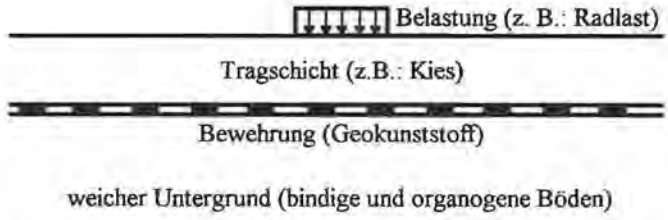


Bild 1 Bewehrtes Zweischichtensystem

Trotz des häufigen Einsatzes von Schichtgrenzbewehrungen im Zweischichtensystem sind die für die Traglaststeigerung und die Verformungsreduzierung ursächlichen Mechanismen nicht in ausreichendem Maße bekannt, weshalb bestehende Bemessungsverfahren kaum eine exakte

Prognose des Tragverhaltens liefern können. Als Konsequenz wird die Verwendung hoher Sicherheitsfaktoren erforderlich, und es erfolgt in der Regel eine überdimensionierte Bemessung.

Um die grundsätzlichen Unterschiede im Tragverhalten unbewehrter und bewehrter Zweischichtensysteme herauszuarbeiten, wurde durch Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss ein entsprechendes Forschungsvorhaben initiiert und geleitet. Das gesamte Untersuchungsprogramm zur theoretischen und versuchstechnischen Analyse von Bewehrungseinflüssen auf das Zweischichtensystem, im wesentlichen finanziert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft und bearbeitet in den Jahren 1985 bis 1992, ist nachfolgend zusammengefaßt. Detailliertere Erläuterungen zu den ausgeführten Versuchen, Berechnungsansätzen und Berechnungen sind BAUER (1989), FLOSS/GOLD (1992) und GOLD (1993) zu entnehmen.

- Konzeption eines Gerätes zur Bestimmung der Reibungs- und Dehnungseigenschaften von Flächenbewehrungen unter Bodeneinbaubedingungen
- Ausführung von Schneebeli-Versuchen zur Analyse der Versagenskinematik von Zweischichtensystemen im Hinblick auf die Modellierung kinematischer Rechensysteme (KEM)
- Im Rahmen von kleinmaßstäblichen Modellversuchen konnten Informationen zum Tragverhalten, zu den Systemverformungen und den Spannungsverteilungen bei Zweischichtensystemen unter Verwendung natürlicher Bodenmaterialien gewonnen werden.
- Unter Berücksichtigung der Modellversuchsergebnisse wurden schließlich Großversuche im Feld geplant und für verschiedene Tragschichthöhen und mit verschiedenen Geokunststoffen als Bewehrung ausgeführt. Um die Traglasterhöhung festzustellen, die durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung erreicht wird, erfolgte eine Laststeigerung bis zum Erreichen der Systemtraglast. Als Basis für die anschließenden Auswertungen wurden bei jedem Versuch Horizontal- und Vertikalspannungen, Oberflächenverformungen und die Dehnungen der Bewehrung in den jeweiligen Laststufen gemessen. Durch eine speziell entwickelte Belastungseinrichtung konnte versuchstechnisch ein ebener Verformungszustand realisiert werden.
- Die bei den Feldversuchen ermittelten Systemtraglasten wurden schließlich den Ergebnissen starrplastischer Berechnungsverfahren (Kinematische Elemente Methode) gegenübergestellt. Um die Wirkungsweise der Schichtgrenzbewehrung entsprechend rechnerisch nachzuvollziehen, wurden theoretische und programmtechnische Weiterentwicklungen erforderlich. Bei der Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit der Materialparameter

ergaben sich Gleichungssysteme, die geschlossen nicht lösbar sind. Die Implementation iterativ arbeitender Algorithmen wurde deshalb notwendig. Die Analyse der Tragfähigkeit von Zweischichtensystemen lieferte im Rahmen der geometrischen Systemoptimierung maßgebende Bruchkörpergeometrien, die zu bodenmechanisch unzulässigen Spannungszuständen für das verwendete Tragschichtmaterial führten. Es wurde daher die Einführung einer Zusatzbedingung notwendig, welche für den Spannungszustand im Elementinneren fordert, daß dieser dem plastischen Grenzzustand unter Verwendung des Fließgesetzes nach Mohr-Coulomb entspricht. Um eine möglichst umfassende Abprüfung verschiedenster Bruchgeometrien zu ermöglichen, wurden außerdem die verfügbaren Optimierungsstrategien überarbeitet und erweitert.

- Die Prognosequalität von nichtlinearen, numerischen Berechnungsverfahren auf Basis der Methode der Finiten Elemente (FEM) wurde im Anschluß an die Versuche anhand der Ergebnisse der Feldversuche verifiziert.

Im Rahmen des vorliegenden Beitrages soll auf die Ergebnisse der FEM-Berechnungen im Vergleich mit den großmaßstäblichen Versuchen eingegangen werden. Neben den Untersuchungen zur Wirkungsweise einer Bewehrung in der Schichtgrenze des Zweischichtensystems im Gebrauchslastbereich wurde insbesondere das Systemverhalten im Bereich der Systemtraglast analysiert. Es war deshalb ein numerisch möglichst stabiler Iterationsalgorithmus zum Abbau der unzulässigen Spannungen erforderlich. Nachdem erste Berechnungen ausgeführt waren, wurden notwendige Weiterentwicklungen des verwendeten Programmsystems deutlich, um den systemspezifischen und bodenmechanischen Gegebenheiten entsprechend Rechnung zu tragen. Zur korrekten Traglastprognose erwies es sich als besonders wichtig, die Spannungsabhängigkeit der Materialparameter im Rahmen der Stoffgesetzformulierung und des Iterationsverfahrens zu berücksichtigen.

2 Nichtlinearer Berechnungsansatz nach der Methode der Finiten Elemente

2.1 Auswahl des verwendeten Programmsystems

Neben allgemeingültigen Kriterien wie der Qualität der Ergebnisprognose, der Anzahl der erforderlichen Eingangsparameter, der Handhabbarkeit usw. waren für die nachfolgend vorgestellten Berechnungen aus bodenmechanischer und numerischer Sicht folgende Besonderheiten des bewehrten Zweischichtensystems sowie der beteiligten Materialien zu berücksichtigen:

- Aufgrund der Zielsetzung, die numerische Traglast der Systeme zu ermitteln, treten bei hohem Lastniveau ausgedehnte plastifizierte Bereiche innerhalb der Tragschicht sowie im weichen Untergrund auf. Hinsichtlich der Iterationsalgorithmen zur Gleichgewichtsfindung war diesbezüglich insbesondere der extreme Steifigkeitsunterschied des Tragschicht- und Untergrundmaterials zu beachten, der bis zu einem Faktor von 150 reichte.
- Die Materialparameter wiesen ausgeprägte Nichtlinearitäten auf.
- Es muß eine realistische Simulation der Bewehrung sowie der Grenzflächen zum umgebenden Bodenmaterial erfolgen.
- Wegen der konzentrierten Lasteinleitung und des vorgesehenen hohen Belastungsniveaus müssen erhebliche Systemverformungen und Schubverformungen (insbesondere im Bereich der Tragschicht) numerisch nachvollzogen werden.

Da kein Programmsystem zur Verfügung stand, welches ohne weitere Modifikationen allen genannten Kriterien genügend Rechnung trug, wurden die in Abschnitt 2.2 erläuterten Programmerweiterungen erforderlich.

2.2 Erweiterungen des Programmsystems

Das eingesetzte Programmsystem (MISES3 der Firma TDV, Graz) berücksichtigt physikalische Nichtlinearitäten mit Hilfe des idealelastisch-viskoplastischen Stoffgesetzes und erlaubt daher im elastischen Bereich nur die Verwendung konstanter Materialparameter. Aufgrund der durch spezielle Triaxialversuche festgestellten Nichtlinearitäten der Steifigkeit von Tragschicht- und Untergrundmaterial im elastischen Bereich erschien eine diesbezügliche Erweiterung des Programmsystems unumgänglich.

Weiterhin wurde für das Tragschichtmaterial eine ausgeprägte Abhängigkeit der Scherparameter vom Spannungsniveau festgestellt. Zur realistischen Beschreibung der Spannungs-Verformungsbeziehungen und insbesondere hinsichtlich der Ermittlung von Systemtraglasten erfolgte eine entsprechende Weiterentwicklung des FE-Programmes.

Bei der numerischen Analyse der Feldversuche auf Basis der Methode der Finiten Elemente bis zum Erreichen der jeweiligen Traglast ist mit erheblichen Systemverformungen (Verzerrungen und insbesondere Gleitungen) zu rechnen. Die Berücksichtigung geometrischer Nichtlinearitäten ist jedoch in der vom Hersteller verfügbaren Form des verwendeten Programmpaketes

MISES3 nicht vorgesehen. Eine Erweiterung des Programmpaketes zur Berücksichtigung großer Verformungen (Theorie 2. Ordnung) erschien deshalb ebenfalls erforderlich.

2.2.1 Nichtlinearelastisch-viskoplastisches Stoffgesetz

Die Erweiterung des ursprünglich zur Verfügung stehenden idealelastisch-viskoplastischen Algorithmus zur Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Materialparameter erfolgte dergestalt, daß im elastischen Bereich die jeweils maßgebenden, spannungsabhängigen Parameter Eingang in die Berechnungen fanden. Dies wird im folgenden als nichtlinearelastisch-viskoplastisches Materialverhalten bezeichnet.

Die Elementsteifigkeitsmatrix D, die die Spannungen mit den elastischen Dehnungen verknüpft, erhält somit eine Abhängigkeit vom jeweiligen Spannungszustand und lautet

$$\sigma = \left[D(\sigma)\right] \cdot \varepsilon^{el} = \left[D(\sigma)\right] \cdot \left(\varepsilon - \varepsilon^{vp} - \varepsilon_0\right) + \sigma_0 \qquad (1)$$

σ_0 stellt dabei den Primärspannungs- und ε_0 den Primärdehnungszustand dar. In ε^{vp} werden die viskoplastischen Dehnungen zusammengefaßt. Entsprechend ist dann auch die Gesamtsteifigkeitsmatrix K, die die gesuchten Knotenverschiebungen mit dem Lastvektor verknüpft, vom Spannungszustand abhängig.

Zur Anpassung der Materialparameter an den jeweiligen Spannungszustand wird die aufzubringende Belastung in Lastinkremente aufgeteilt. Für jedes Lastinkrement wird mittels des elastisch - viskoplastischen Algorithmus (Methode der Anfangslasten) der zulässige Spannungszustand ermittelt. Vor Aufbringung des nächsten Lastinkrementes erfolgt eine Aktualisierung der dann maßgebenden Materialparameter, wonach die Element- und Gesamtsteifigkeitsmatrizen neu zu ermitteln und zu triangulieren sind. Durch die beschriebene Erweiterung des Programmsystems erfolgt also die Erfassung des physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens innerhalb eines Lastinkrementes nach der Methode der Anfangslasten und zwischen den Belastungsstufen durch die Methode der tangentialen Steifigkeit. Im nachfolgenden Bild 2 ist das numerische Vorgehen grafisch für zwei Lastinkremente mit jeweils drei Iterationen für ein System mit nur einem Freiheitsgrad verdeutlicht.

Zur Beschreibung der jeweiligen Abhängigkeiten der Materialparameter vom Spannungszustand können prinzipiell verschiedenartige Funktionen durch Anpassung mittels Randbedingungen aus Labor- oder auch Feldversuchen festgelegt werden. In Bezug auf Handhabbarkeit,

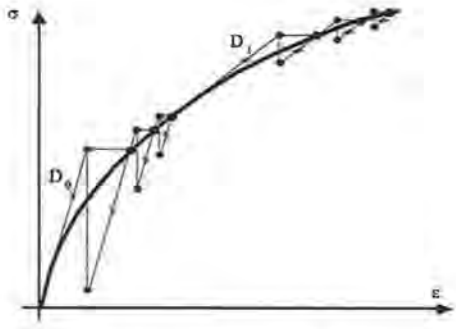


Bild 2 Numerisches Verfahren zur Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearität bei nichtlinearelastisch-viskoplastischem Materialverhalten

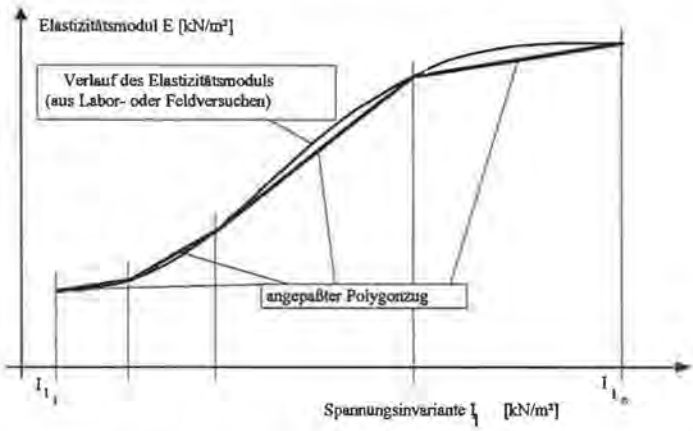


Bild 3 Beschreibung der Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der ersten Spannungsinvariante durch angepaßten Polygonzug

Genauigkeit und Flexibilität der zu beschreibenden funktionalen Zusammenhänge erschien es günstiger, die jeweiligen Abhängigkeiten mittels eines vom Anwender vorzugebenden Polygonzuges zu definieren. Es kann für jede festzulegende Schar von Materialparametern ein beliebiger Polygonzug im jeweiligen Koordinatensystem (z.B.: Elastizitätsmodul E über erster Spannungsinvariante I_1) definiert werden. Es ist dem Anwender überlassen, in welchen Spannungsbereichen eine engere Abstufung der Polygonpunkte aufgrund starker Gradienten der zu beschreibenden Funktion erforderlich ist. Beliebige funktionale Zusammenhänge können so nahezu in jeder gewünschten Genauigkeit simuliert werden. Zur Verdeutlichung ist in Bild 3 beispielhaft eine vorgegebene Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der ersten Spannungsinvariante dargestellt und ein angepaßter Polygonzug eingezeichnet, wobei zum Zwecke der

Übersichtlichkeit nur vier maßgebende Spannungsintervalle eingetragen wurden. Innerhalb der Intervalle erfolgt die Ermittlung der Materialparameter mittels linearer Interpolation.

Die programmtechnische Umsetzung des erläuterten Vorgehens ist dem Bild 4 zu entnehmen.

2.2.2 Spannungsabhängige Scherparameter

Für das Tragschichtmaterial wurden im Zuge der Auswertungen der Laborversuche im maßgebenden Belastungsbereich Reibungswinkel zwischen 41 und 51 Grad und Kohäsionen zwischen 24 und 88 kN/m² ermittelt. Die Annahme von Sekantenwerten, wie sie nach DIN 18137 Verwendung finden könnten, würde zu einer erheblichen Unterschätzung der Tragfähigkeit des Kiesmaterials führen. Die plastischen Deformationen in der Tragschicht und damit die ermittelten plastischen Verformungen würden über-, die Systemtraglasten unterschätzt und fehlerbehaftete Spannungsverteilungen würden ermittelt werden.

Eine definierte Veränderlichkeit der Fließfläche in Abhängigkeit von den plastischen Verzerrungsinkrementen und/oder den Spannungen wird als Ver- bzw. Entfestigungsgesetz bezeichnet. Vorliegend erschien eine Anpassung der Fließfläche sowie der Fließregel (assoziiertes Fließgesetz) insbesondere an den jeweiligen Spannungszustand erforderlich, ähnlich einem Ver- bzw. Entfestigungsgesetz. Die verwendete Mohr-Coulombsche Fließfläche, in den Hauptspannungen formuliert, lautet somit:

$$F(\sigma) = \tfrac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \tfrac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin\left(\varphi(\sigma)\right) - c(\sigma) \cdot \cos\left(\varphi(\sigma)\right) \qquad (2)$$

Diese Gleichung drückt eine allseitige Aufweitung bzw. Einengung der Fließfläche im Hauptspannungsraum aus, vergleichbar einer isotropen Ver- bzw. Entfestigung.

Um die Materialparameter dem jeweiligen Spannungszustand anpassen zu können, erfolgt wiederum eine inkrementelle Lastaufbringung, wie unter Absatz 2.2.1 erläutert. Die Materialparameter werden nach jedem Lastinkrement aktualisiert. Die Beschreibung der Abhängigkeiten der Materialparameter erfolgt ebenfalls mittels eines vom Anwender zu definierenden Polygonzuges (analog Absatz 2.2.1 bzw. Bild 3). Es können so nahezu beliebige funktionale Zusammenhänge berücksichtigt werden.

2.2.3 Geometrische Nichtlinearität

Zur Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearität, wie unter Abschnitt 2.2.1 und 2.2.2 beschrieben, war es bereits erforderlich, die Belastung in Inkrementen aufzubringen. Darauf aufbauend wurde ein Algorithmus entwickelt, der nach jedem Lastinkrement anhand der ermit-

telten Verformungen die geometrischen Abmessungen des Systems korrigierte, so daß das nächste Lastinkrement jeweils auf das verformte System aufgebracht werden konnte.

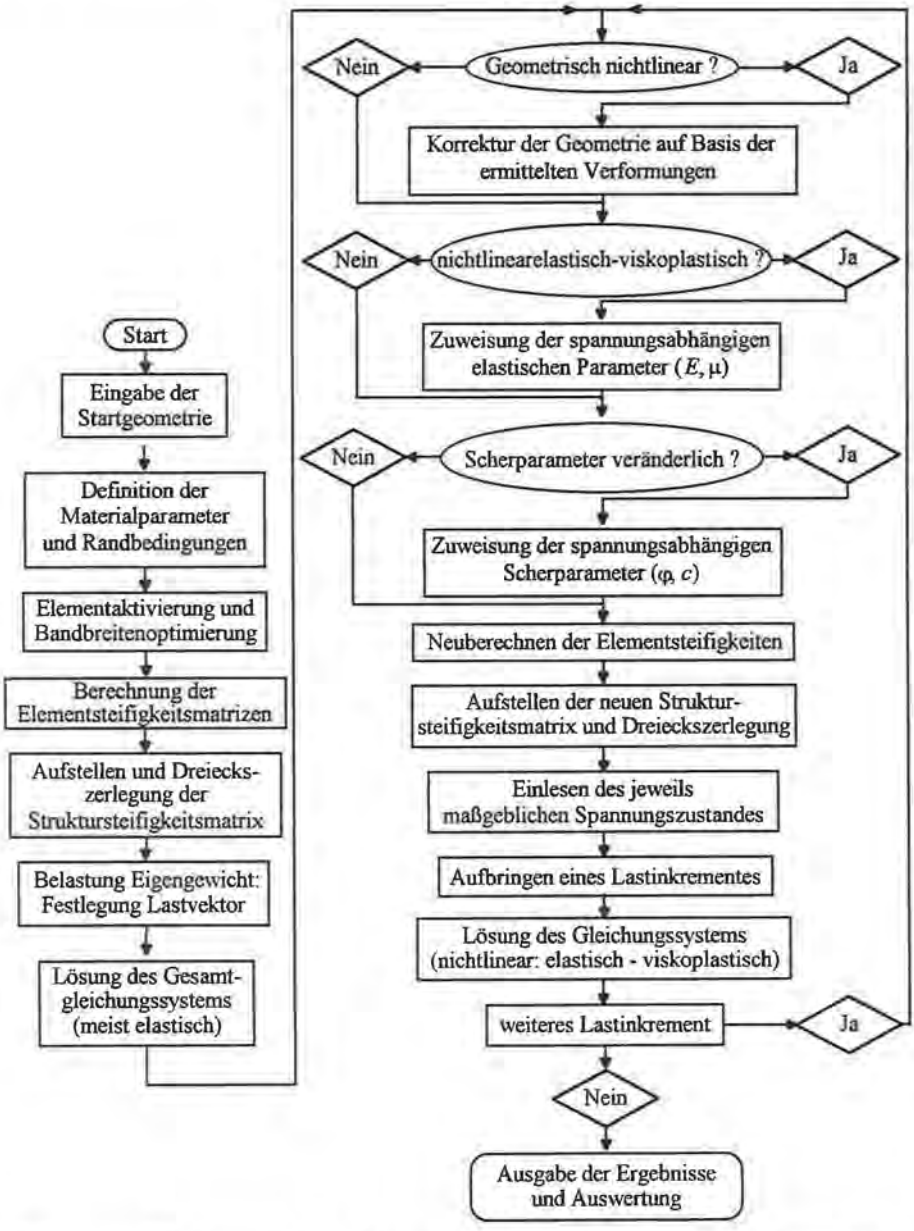


Bild 4 Ablaufdiagramm für die Erfassung physikalischer und geometrischer Nichtlinearitäten

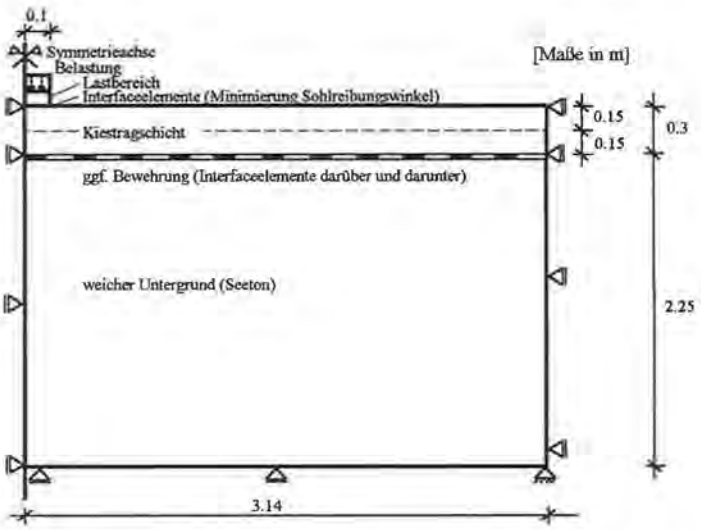


Bild 5 Berechnungsausschnitt für bewehrte und unbewehrte Zweischichtensysteme der Tragschichthöhen 15 cm und 30 cm

Die programmtechnische Umsetzung ist Bild 4 zu entnehmen. Es können so geometrisch nichtlineare und physikalisch nichtlineare Berechnungen (nichtlinearelastisch-viskoplastisch nach Abschnitt 2.2.1) ausgeführt sowie spannungsabhängige Scherparameter (nach Abschnitt 2.2.2) berücksichtigt werden, oder es kann eine beliebige Kombination erfolgen.

3 Berechnungen mittels Finiter Elemente Methode

3.1 Modellierung und Materialparameter

Aufgrund der Konzeption der großmaßstäblichen Feldversuche konnte für die Berechnungen vom ebenen Verformungszustand ausgegegangen werden. Die Systemsymmetrie ermöglichte weiterhin die Beschränkung der Modellierung auf eine Systemhälfte. Die entsprechend erforderlichen Randbedingungen sowie die Systemgeometrie sind Bild 5 zu entnehmen.

Die Diskretisierung der Bodenmaterialien erfolgte durch achtknotige, isoparametrische Elemente mit quadratischem Verschiebungsansatz. Für die Bewehrung wurden dreiknotige, wiederum isoparametrische Stabelemente verwendet. Die Modellierung der Übergangsbereiche Kiestragschicht zur Bewehrung und Seeton zur Bewehrung erfolgte ebenfalls durch achtknotige Elemente, die als Thin-Layer Joint Elemente mit einer diskreten Trennfläche parallel zur Bewehrung zur realistischen Begrenzung von Scherkräften definiert wurden.

Die Lastfläche wurde ebenfalls durch achtknotige, isoparametrische Elemente, die dann durch eine Oberflächenlast beaufschlagt wurden, modelliert. Durch Zuweisung eines entsprechend hohen Elastizitätsmoduls entsprach diese Elementgruppe weitgehend der bei den Versuchen verwendeten starren Lastfläche. Zwischen Lastbereich und der Oberfläche der Kieselemente wurden wiederum dünne, isoparametrische Thin-Layer Joint Elemente angeordnet, die die hohe Steifigkeit der belasteten Elemente, aber einen sehr kleinen Schubmodul aufwiesen. Für die nichtlineare Analyse werden diesen Elementen große Scherparameter zugewiesen. So ist die vertikale Lastübertragung gewährleistet. Beim Auftreten von Scherspannungen wurden diese in der parallel zur Tragschichtoberfläche definierten Kluft, die über niedrige Scherparameter verfügt, überprüft und falls erforderlich mittels des viskoplastischen Algorithmus abgebaut. Dies geschieht wegen des geringen Schubmoduls der Elemente durch Querverformungen bereits nach wenigen Iterationen. Somit ist von einer minimalen Übertragung von Horizontalspannungen zwischen Belastungseinheit und Kiestragschicht auszugehen und entspricht der versuchstechnisch realisierten Ausschaltung der Sohlreibung.

Die verwendeten Materialparameter für Tragschicht und Untergrund wurden aus Triaxialversuchen, die der Bewehrungen mittels freier Zugversuche sowie unter Bodeneinbaubedingungen, (siehe GOLD (1993)) gewonnen und sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

3.2 Ergebnisse der Berechnungen

Die Vorstellung der wichtigsten Berechnungsergebnisse erfolgt mit der Zielsetzung, das unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten für die verschiedenen Zweischichtsysteme ursächlich herauszustellen.

3.2.1 Spannungen

Die ermittelten Spannungszustände sind in Bild 6 vom Koordinatensystem unabhängig aufbereitet durch Auftragung der 1. Spannungsinvarianten I_1, die den hydrostatischen Spannungszustand charakterisiert und der 2. Invarianten J_2 des Spannungsdeviators, der ein Maß für die Scherbeanspruchung darstellt. Die geringsten hydrostatischen Spannungen sind demzufolge beim gewebebewehrten System zu verzeichnen, wobei der Unterschied zum unbewehrten System nur etwa 20 % beträgt. Die Scherbeanspruchung stellt sich beim gewebebewehrten System jedoch um den Faktor 2 günstiger dar als beim unbewehrten System. Dies ist als eine der Hauptursachen für das verbesserte Trag- und Verformungsverhalten der bewehrten Systeme zu betrachten.

Material-gruppe	nicht-linear	Elastizitäts-modul bzw. Steifigkeit	Querdehn-zahl	Reib.-winkel	Kohä-sion	Schub-modul	Reib.-winkel Kluft	Kohä-sion Kluft
[-]	[-]	[kN/m²]	[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[°]	[kN/m²]
Last-bereich	Nein	350000	0.28	-	-	-	-	-
Last-Layer	Ja	350000	-	89.0	1000.0	100	1.0	0.5
Kies	Ja	50000 - 200000	0.48	41 - 51	24 - 88	-	-	-
Kies-Layer	Ja	50000 - 200000	0.48	41 - 51	24 - 88	143.0	36.5 - 46.4	19.2 - 70.4
Vlies	Ja	ca. 40 - 80	-	-	-	-	-	-
Gewebe	Nein	1292	-	-	-	-	-	-
Gitter	Nein	149	-	-	-	-	-	-
Seeton-Layer	ja	480 - 670	0.44 - 0.48	0.0	11.4	10.0	0.0	9.2
Seeton	ja	480 - 670	0.44 - 0.48	0.0	11.4	10.0	-	-

Tabelle 1 Materialparameter für die FE-Analysen am Zweischichtensystem

3.2.2 Analyse der Membrantragwirkung

Durch die in Richtung der x-Achse veränderliche vertikale Verformung der Schichtgrenze des belasteten Zweischichtensystems wird eine vertikal gerichtete Tragkomponente der auf Zug belasteten Bewehrung wirksam, die als Membrantragwirkung bezeichnet wird. Bei einer Linkskrümmung in Richtung positiver x-Achse des Verformungsverlaufs in der Schichtgrenze erfolgt so durch eine nach oben gerichtete Tragkomponente der Zugkraft eine Entlastung des Untergrundes. Weiter vom Lasteintragungsbereich entfernt, verläuft die Verformungsfigur mit einer Rechtskrümmung, weshalb die vertikale Tragkomponente nach unten wirkt und wie eine zusätzliche Auflast den passiven Bereich des Grundbruchkörpers im Untergrund belastet. Dadurch wird die Gesamttragfähigkeit des Systems ebenfalls erhöht.

Es wurde auf Basis der Zugkräfte und der Verformungsfigur der Bewehrungselemente die Membrantragwirkung für weiche und steife Bewehrungen analysiert. Unter Berücksichtigung der geometrischen Abmessungen wird als Tragkomponente eine abstandsunabhängige Span

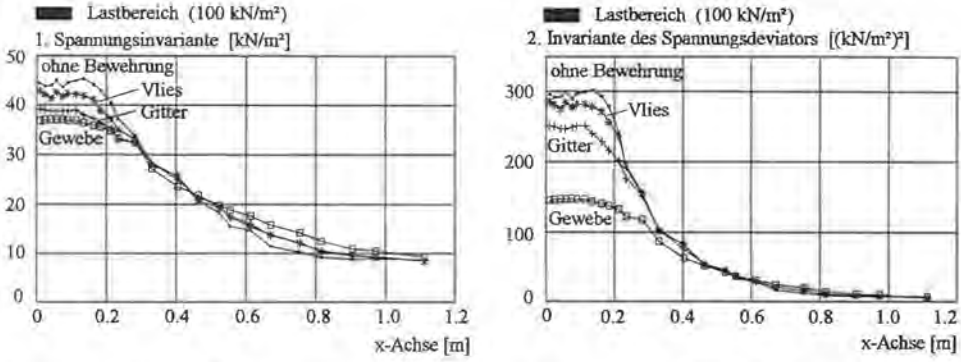


Bild 6 Verlauf der Invarianten unterhalb der Schichtgrenze im Seeton bei einer Belastung von 100 kN/m² und einer Tragschichthöhe von 15 cm

nung erhalten, die positiv nach oben gerichtet definiert wird. Dies ermöglicht zur besseren Beurteilung der Größenordnung der Membrantragspannungen einen Vergleich mit den ermittelten Vertikalspannungen unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze.

Für eine Belastung von 100 und 208 kN/m² sind in Bild 7 die ermittelten Membranspannungen für das vlies- und gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 15 cm den Vertikalspannungen, die unmittelbar unterhalb der Schichtgrenze bei gleicher Belastung wirksam sind, gegenübergestellt.

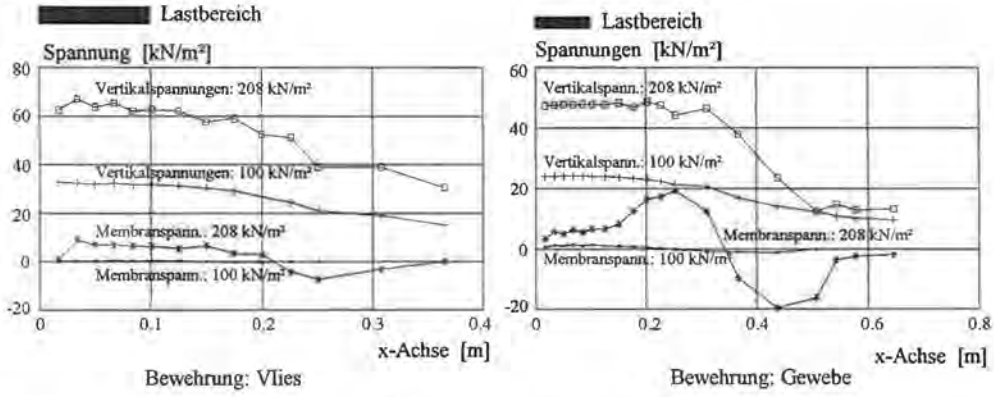


Bild 7 Vergleich der Membran- und Vertikalspannungen für das vlies- und gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 15 cm

Mit zunehmender Belastung und Bewehrungssteifigkeit nimmt demzufolge der Einfluß des Membranspannungszustandes zu. Für das vliesbewehrte System ist die belastungssteigernde Funktion der Membranspannungen, insbesondere bei niedrigem und mittlerem Lastniveau, praktisch ohne Bedeutung. Eine nicht zu vernachlässigende Wirkung ist dem Membranspan-

nungszustand nur bei entsprechend hoher Bewehrungssteifigkeit und hohem Lastniveau zuzuordnen.

Werden jeweils von der Symmetrieachse beginnend bis zum Nulldurchgang der Membranspannungen diese und die Vertikalspannungen integriert und - bezogen auf die Vertikal-spannungen - der prozentuale Anteil der Membranspannungen ermittelt, so ergeben sich für das vlies- und gewebebewehrte System die in der nachfolgenden Tabelle angegebenen Traganteile des Membranspannungszustandes bei einer Tragschichthöhe von 15 cm.

Art der Bewehrung	Membrantraganteil bei einer Belastung von	
	100 kN/m²	208 kN/m²
	[%]	[%]
Vlies	0.7	8.8
Gewebe	4.3	20.7

Tabelle 2 Membrantraganteile der Bewehrung

Der prozentuale Anteil des Membranspannungszustandes bezogen auf die Vertikalspannungen bei der Tragschichthöhe 30 cm beträgt 4.4 % für eine Belastung von 208 kN/m² und 7.7 % bei einer Belastung von 300 kN/m² für das gewebebewehrte System. Mit zunehmender Tragschichthöhe verringert sich demzufolge weiterhin der Einfluß der Membranspannungen auf das Tragverhalten.

4 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Feldversuchen

Hinsichtlich der Beurteilung der Qualität der Berechnungsprognose durch Vergleich mit den Feldversuchsergebnissen ist zu beachten, daß bei der numerischen Analyse keine Anpassung der Materialparameter durch Rückrechnung der Feldversuche (sogenannte back-calculation analysis) erfolgte, sondern die in den Laborversuchen festgestellten Parameter unverändert Eingang in die Berechnungen fanden.

4.1 Verformungen

In Bild 8 sind die ermittelten Verformungen in der Lastachse aus Berechnung und Versuch für eine Tragschichthöhe von 15 cm als Funktion der Belastung aufgetragen. Die unterschiedliche Verformungsreduktion aufgrund der jeweiligen Bewehrungen ist gut erkennbar. Eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung ist festzustellen.

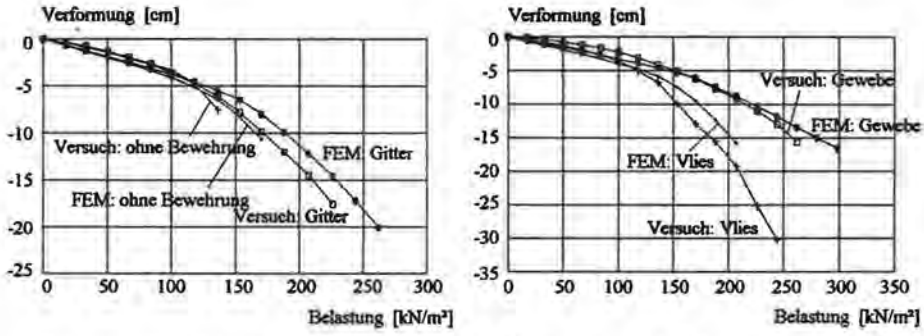


Bild 8 Lastverformungsverläufe in der Lastachse für Tragschichthöhe 15 cm

4.2 Spannungen

In Bild 9 sind die analytischen Vertikalspannungen in der Schichtgrenze des gitterbewehrten Systems der ersten Versuchsreihe den zugeordneten Vertikalspannungen der Feldversuche gegenübergestellt.

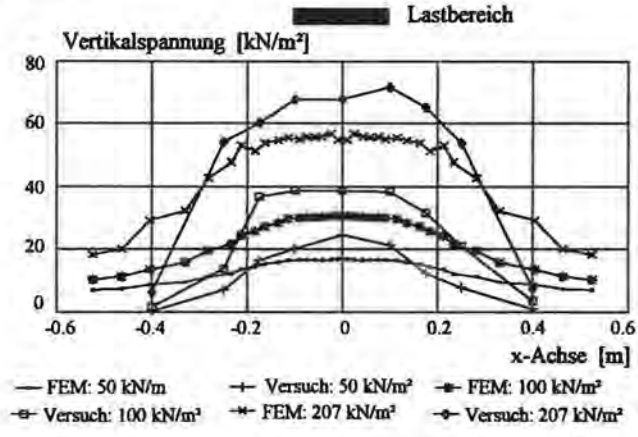


Bild 9 Vertikalspannungsverlauf in der Schichtgrenze beim gitterbewehrten System der Tragschichthöhe 15 cm

Die Größenordnung der ermittelten Vertikalspannungen stimmt gut überein mit den Meßwerten. Ähnlich wie bei den Vertikalverformungen läßt sich auch aus den Vertikalspannungen tendenziell eine leichte Überschätzung der Lastausbreitung ablesen.

4.3 Dehnungen der Bewehrungen

Der Vergleich der numerisch mit den meßtechnisch ermittelten Dehnungen muß unter Berücksichtigung der generellen Problematik, die mit Dehnungsmessungen unter Bodeneinbaubedin-

gungen verbunden ist, erfolgen. So sind teilweise Ausfälle von Meßgebern für unsymmetrische Dehnungsverteilungen verantwortlich, oder es werden Maximaldehnungen aufgrund des (beginnenden) Ausfalls von Meßwertaufnehmern nicht richtig erfaßt. Dies gilt besonders bei den vorliegenden teilweise sehr hohen Bewehrungsdehnungen. Weiterhin ist mit gewissen Streuungen, Fehlmessungen und dem Ausfall von Meßgebern wegen der Grobkörnigkeit des Tragschichtmaterials und den damit verbundenen möglichen Verklemmungseffekten, Kabelabrissen etc. zu rechnen.

In Bild 10 sind die Dehnungen für das gewebebewehrte System der Tragschichthöhe 30 cm im Gebrauchs- bis Bruchlastbereich dargestellt. Die Maximaldehnungen werden gut prognostiziert. Die Dehnungsverteilung wird bei niedrigem Lastniveau scheinbar überschätzt, wobei aufgrund der hierbei kleinen zu messenden Dehnungen die Versuchswerte kritisch zu betrachten sind. Leichte Verschiebungen des Gewebes, beispielsweise beim Einbau oder der Verdichtung der Tragschicht, können bereits zu entsprechenden Meßfehlern führen. Bei mittlerem Lastniveau wird die Dehnungsverteilung numerisch relativ gut nachvollzogen. Im Bruchlastbereich kann die Maximaldehnung ebenfalls gut prognostiziert werden, während die im Versuch festgestellte weitreichende Aktivierung des Geotextils nicht nachvollzogen werden konnte. Eine Ursache ist in der fehlenden Möglichkeit, Rissebildungen im Tragschichtmaterial numerisch nachzuvollziehen, zu sehen. Der eingesetzte Algorithmus zum Abbau der Zugspannungen aktiviert noch weit von der Symmetrieachse entfernte Bodenbereiche der Tragschicht, woraus eine Entspannung der dort vorhandenen Bewehrung resultiert.

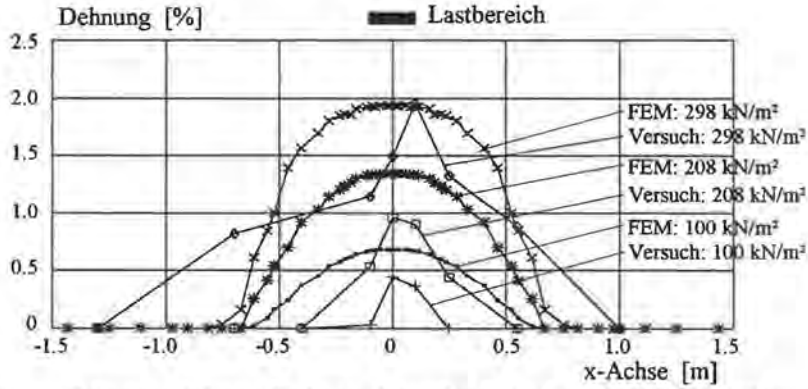


Bild 10 Dehnungsverteilungen für das gewebebewehrte System bei einer Tragschichtstärke von 30 cm

Dem Bild 11 sind die gerechneten und gemessenen Maximaldehnungen als Funktion der Belastung für eine Tragschichthöhe von 30 cm zu entnehmen, wobei ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung festzustellen ist.

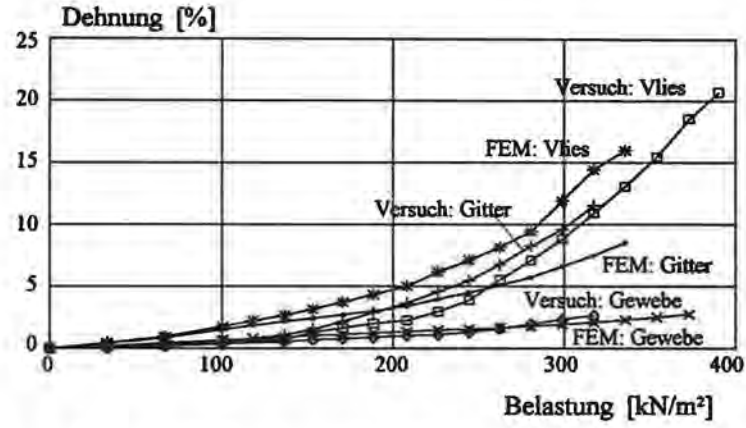


Bild 11 Dehnungen der Bewehrungen in der Symmetrieachse als Funktion der Belastung bei einer Tragschichtstärke von 30 cm

4.4 Traglasten

Die kurzzeitigen Systemtraglasten ohne Konsolidierung des Untergrundes, wie sie sich bei den Feldversuchen und den numerischen Analysen ergaben, sind in Bild 12 zusammengestellt. Für die bewehrten Systeme gelang demzufolge eine besonders gute Traglastprognose, wobei generell die Tendenz festzustellen ist, daß rechnerisch, besonders bei der niedrigen Tragschichtstärke, die Traglast bei mittlerer bis hoher Bewehrungssteifigkeit eher etwas zu hoch ermittelt wird.

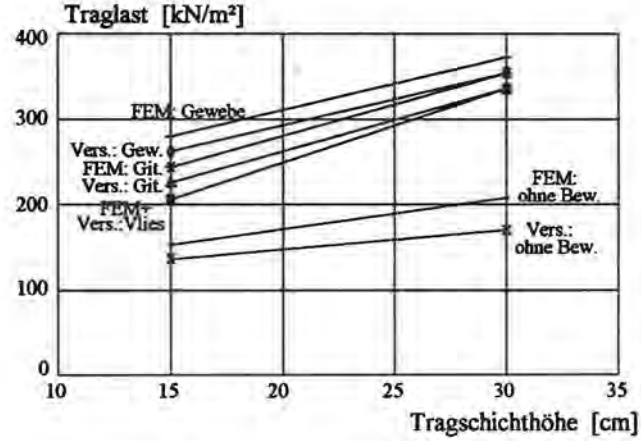


Bild 12 Vergleich der Systemtraglasten aus Versuch und Berechnung

Die Traglast der unbewehrten Systeme wird numerisch für beide Tragschichthöhen überschätzt. Dies ist auf die Bruchursache (Durchstanzen der Tragschicht) dieser Systeme zurück-

zuführen, die mit dem verwendeten Programmsystem nur andeutungsweise nachvollzogen werden kann.

5 Zusammenfassung

Mit den beschriebenen bodenmechanischen Erweiterungen des Programmsystems konnte eine gute bis sehr gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Feldversuchsergebnissen erzielt werden. So erfolgt eine sehr gute Prognose für

- die Traglast bewehrter Systeme,
- die Maximalverformungen in der Symmetrieachse und für
- die Maximaldehnungen und Zugkräfte der Bewehrung.

Die rechnerisch ermittelten Verformungs- und Spannungsverteilungen werden im Vergleich zum Versuch etwas überschätzt. Deshalb wird wegen der erforderlichen Gleichheit der Vertikalspannungen deren Maximalwert numerisch etwas unterschätzt.

Die maßgeblichen Ursachen für die Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens des Zweischichtensystems durch Einlage einer Schichtgrenzbewehrung sind nachfolgend zusammengefaßt:

- Durch Einlage einer Bewehrung können von der Tragschicht wesentlich höhere Schubspannungen im Bereich der Schichtgrenze aufgenommen werden.
- Aufgrund des einschnürenden Effektes der Bewehrung erfolgt eine Reduktion der Horizontalverformungen, woraus eine Verspannung insbesondere des Tragschichtmaterials resultiert. Auflockerungsvorgänge im Bereich der Tragschicht, die zu einem Abfall der Scherparameter führen, werden dadurch reduziert und die Lastverteilung in der Tragschicht begünstigt.
- Die Schichtgrenzbewehrung reduziert in erheblichem Maße die Ausbildung von Durchstanzmechanismen, die bei unbewehrten Systemen häufig die Versagensursache darstellen.
- Aufgrund der Übernahme der Schubkräfte aus der Tragschicht durch die Bewehrung entsteht für das Untergrundmaterial bei bewehrten im Vergleich zu unbewehrten Systemen eine günstigere Belastungssituation. Größere Bruchkörper für die Ermittlung der Systemtraglast sind deshalb bei bewehrten Systemen maßgeblich, woraus eine höhere Belastbarkeit resultiert.

- Die Membrantragwirkung hat auf die Traglaststeigerung bewehrter Zweischichtensysteme nur einen untergeordneten Einfluß. Lediglich bei hoher Bewehrungssteifigkeit und großen Systemverformungen ergibt sich aus der Membrantragwirkung eine nicht zu vernachlässigende Erhöhung der Systemtraglast.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit konnte die Zuverlässigkeit der verwendeten numerischen Verfahren bei entsprechender Anpassung der Algorithmen zur möglichst exakten Erfassung des Materialverhaltens nachgewiesen werden. Für die Umsetzbarkeit in die tägliche Ingenieurpraxis ist aus Gründen des Zeitbedarfes der Berechnungen die Entwicklung leistungsfähigerer Rechner, als derzeit im Bereich der sogenannten Standardhardware verfügbar, erforderlich.

6 Literatur

[1] BAUER, A. (1989), "*Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen*", Heft 15 der Schriftenreihe des Lehrstuhles für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München

[2] BURD, H. J. (1986), "*A large displacement finite element analysis of a reinforced unpaved road*", D. Phil. Thesis, Hartford College, University of Oxford

[3] DESAI, C. S.; ZAMAN, M. M.;LIGHTNER, J. G.;SIRIWARDANE, H. J. (1984), "*Thin-Layer element for interfaces and joints*", International Journal for numerical and analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, S. 19 - 43

[4] FLOSS, R. (1988), "*Reinforcing elements in steep slopes and verticalfaced earth structures - German state of the art*", NATO Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, Canada, 8./12. June 1987, S. 561 - 567

[5] FLOSS, R.; GOLD, G. (1990), "*Use of the FEM for the single reinforced two-layer system*", 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related Produkts, The Hague, Netherlands, Band I, S. 248

[6] GOLD, G. (1993), "*Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem*", Heft 19 der Schriftenreihe des Lehrstuhles für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München

[7] GOLD, G.; FLOSS, R. (1993), "*Felduntersuchungen zur Wirkungsweise einer Bewehrung im Zweischichtensystem*", 3. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik", München, Sonderheft 1993 der DGEG, S. 110 - 116

[8] MILLIGAN, G. W. E.; FANNIN, J.; FARRAR, D. M. (1986), "*Model and full-scale tests of granular layers with a geogrid*", III. Intern. Geotextil-Kongreß, Wien, Band I, S. 61 - 66

[9] SCHAD, H. (1979), "Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben", Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart, Nr. 10

[10] SCHWEIGER, H. F.; HAAS, W.; HANDEL, E. (1991), "Finite-Element-Berechnungen zur Lösung boden- und felsmechanischer Probleme mit speziellen Elementformulierungen", Bauingenieur 66, S. 311 - 321

Einsatz und Eigenschaften von Bentonitmatten

Dirk Heyer

1 Einleitung

In den vergangenen Jahren hat der Einsatz von Bentonitmatten als Dichtungselement in den Bereichen des Wasserbaues, des Deponiebaues und beim Grundwasserschutz an Verkehrsflächen zunehmend an Bedeutung gewonnen. In den USA werden die Bentonitmatten, dort als Geosynthetic Clay Liners (GCL) bezeichnet, vornehmlich in Deponieabdichtungssystemen eingesetzt. Bentonitmatten sind ein Verbunddichtungssystem aus Geotextilien und Bentonit. Sie sind aufgrund ihrer Flexibilität schnell verlegbar und weisen daher gegenüber Produkten wie Kunststoffdichtungsbahnen verlegetechnische Vorteile auf. Da es sich bei den Bentonitmatten um ein neuartiges, dazu noch dünnlagiges Dichtungselement handelt, mußten zunächst Grundsatzuntersuchungen durchgeführt werden, um deren Eignung für die diversen Abdichtungsaufgaben nachweisen zu können. Mittlerweile liegen hierzu umfassende Untersuchungen vor, die u.a. am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München im Auftrag eines Herstellers und im Zusammenhang mit verschiedenen Projekten durchgeführt wurden [2]. Die im allgemeinen sehr positiven Untersuchungsergebnisse haben so bereits zu zahlreichen Anwendungen dieser Produkte beim Grundwasserschutz an Verkehrsflächen [6, 8], im Deponiebau [4] und im Wasserbau [7] geführt.

2 Produktübersicht

Bei dem Verbunddichtungssystem Bentonitmatte bilden die Geotextilien zum einen die Trägerschicht und zum anderen die Abdeckschicht, wobei zwischen beiden Bentonit als Pulver oder als Granulat als dichtungswirksamer Stoff eingebracht ist. Es werden sowohl natriumaktivierte Calciumbentonite, die in Deutschland oder Griechenland gewonnen und aufbereitet werden, als auch natürliche Natriumbentonite (Wyoming Bentonite) eingesetzt. Zudem werden teilweise neben der Sodabehandlung von Calciumbentoniten auch andere chemische Behandlungen der Bentonite zur Erhöhung der Quellfähigkeit oder zur Verbesserung der chemischen Beständigkeit vorgenommen. Die Art und die Vorbehandlung des Bentonits bestimmen somit die Durchlässigkeits- und Quelleigenschaften solcher Produkte. Der zunächst annähernd trocken

($w < 10\%$) eingebrachte Bentonit quillt bei Wasserzutritt und bildet dann die dichtungswirksame Schicht.

Der bei diesem Dichtungselement erforderliche Verbund wird bei den verschiedenen Produkten unterschiedlich erzeugt. In der Regel sind die beiden geotextilen Lagen durch die Bentonitschicht hindurch entweder miteinander vernadelt oder vernäht (siehe Abb. 1). Einen Sonderfall bilden Produkte, bei denen der Verbund zwischen den beiden Geotextilien adhäsiv erzeugt wird oder bei denen Bentonitgranulat auf einer dünnen Kunststoffdichtungsbahn adhäsiv fixiert ist. Damit der Bentonit nach Wasserzutritt quellen kann, müssen die hierfür verwandten Kleber auch wasserlöslich sein, was zu einem mehr oder weniger vollständigen Verlust der Verbundfestigkeit führt. Die Art des Verbundes kann einen wesentlichen Einfluß auf die Dichtigkeit haben, indem hiermit bevorzugte Wasserwegigkeiten entstehen können. In jedem Fall wird aber das Scherverhalten in der Ebene des jeweiligen Bentonitmattenproduktes durch die Verbundart bestimmt.

Abb. 1: Aufbau von Bentonitdichtungsmatten

Die auf die Fläche bezogene Masse des eingebrachten Bentonits, die bei den verschiedenen Produkten zwischen 3000 bis 5000 g/m^2 liegt, richtet sich u.a. nach dem Einsatzzweck, wird aber auch durch den Quelldruck des Bentonits, der den Verbund nicht zerstören darf, bestimmt. Die für die verschiedenen Bentonitmattenprodukte verwendeten Geotextilien sind sehr unterschiedlich. Bei Produkten, deren Geotextillagen nur eine sehr geringe Flächenmasse haben, ist von einer besonderen Empfindlichkeit im Hinblick auf die Einbaubarkeit auszugehen, wodurch auch das zulässige Größtkorn der Böden ober- und unterhalb der Bentonitdichtungsmatte bestimmt wird.

3 Produkteigenschaften

3.1 Scherverhalten

Das Scherverhalten einer Bentonitmatte ist insbesondere dann von Bedeutung, wenn diese in geneigten Flächen, also Böschungen, eingesetzt werden soll. Es ist dann grundsätzlich

notwendig, daß zwischen dem Träger- und dem Abdeckvlies dauerhaft ein mechanischer Verbund vorhanden ist, da ansonsten die Bentonitschicht zwischen den beiden Geotextillagen a priori eine Gleitschicht darstellt. Im Hinblick auf das Scherverhalten der Bentonitmatten ist zudem die Lage der Scherfuge zu beachten.

Bisherige Untersuchungen [1] zeigen, daß mit Bentonitdichtungsmatten, bei denen die beiden Geotextillagen mechanisch verbunden sind, Scherwinkel von 27° bis 30° erreicht werden, so daß unter Berücksichtigung eines ausreichenden Sicherheitsbeiwertes und unter Vernachlässigung einer Adhäsion die Ausführung von Abdichtungen mit derartigen Bentonitdichtungsmatten bis zu einer Böschungsneigung von 1 : 2,5 machbar ist. Sollen steilere Böschungen angelegt werden, müssen konstruktive Maßnahmen ergriffen werden, die verhindern, daß aufgrund der Auflasten Zugspannungen und damit Scherspannungen in die Bentonitdichtungsmatten eingetragen werden. Dies kann beispielsweise mit geeigneten Geogittern erreicht werden, die auf die Bentonitdichtungsmatte gelegt werden.

Neben der Scherfestigkeit der Bentonitmatte selbst, die sich infolge der Vorgabe der Zwangsscherfuge in der Bentonitschicht ergibt (Innere Scherfestigkeit), sind in jedem Fall auch die Scherfestigkeiten zu beachten und zu untersuchen, die sich zu den angrenzenden Böden oder anderen Geokunststoffen ergeben, da diese Ebenen bei mechanisch ausreichend fest verbundenen Bentonitmatten in der Regel die maßgeblichen Scherfugen darstellen. Dieses gilt insbesondere dann, wenn die Auflasten gering sind, was bei den zahlreichen Anwendungsgebieten der Bentonitmatten der Fall ist. Erst bei sehr hohen Auflasten wird die innere Scherfestigkeit der Bentonitmatten maßgebend. Grundsätzlich bleibt noch der Nachweis mittels Zeitstandscherversuchen zu führen, daß die Bentonitmatten auch langfristig durch ihren Verbund in der Lage sind, die auftretenden Scherspannungen aufzunehmen und in den Untergrund bzw. in die angrenzenden Schichten abzuleiten.

Bentonitmatten, die einen inneren Verbund aufweisen, haben des weiteren den Vorteil, daß die Quellhebung der Matte bei Wasserzutritt begrenzt ist. Dabei ist zu beachten, daß der entstehende Quelldruck kleiner sein muß als die Verbundfestigkeit, die durch die Vernadelung oder Vernähung erreicht wird. Wenn keine ausreichende Auflast vorhanden ist, können sich Bentonitmatten, die keinen Verbund aufweisen, um ein Vielfaches ihrer Dicke ausdehnen.

3.2 Durchlässigkeitsverhalten

In den ersten Versuchsreihen zum Durchlässigkeitsverhalten von Bentonitdichtungsmatten waren die Prüfkörper vor dem Einbau in die Durchlässigkeitszellen einer Wasserlagerung

unterzogen worden, bei der sie vorquellen konnten [2, 5]. Dies führte dazu, daß die Prüfkörper vor dem Einbau wassergesättigt waren und im Durchlässigkeitsversuch schließlich konsolidierten, also Wasser abgaben. Wie sich später dann auch in der Anwendung gezeigt hat, ist diese Vorgehensweise nicht praxisgerecht gewesen, da hier die Bentonitmatten trocken zu verlegen und kurz darauf zu überberschütten sind und erst dann die Quellung des Bentonits durch Niederschlagswasser oder eine gezielte Bewässerung eingeleitet werden soll (siehe auch Abschnitt 4).

Deshalb wurde in den weiteren am Prüfamt vorgenommenen Versuchsreihen auf eine Vorquellung der Bentonitmatten verzichtet. Außerdem kann auch nur bei dieser Vorgehensweise das Sättigungs- und Durchlässigkeitsverhalten in Abhängigkeit von der Zeit beobachten werden, da andernfalls ein im Hinblick auf die Praxis recht untypischer Vorgang, wie der der Konsolidierung einer Bentonitmatten, erfaßt wird. Die Durchlässigkeitsversuche wurden in Druckzellen durchgeführt, bei denen der Prüfkörper seitlich durch eine oder mehrere Gummimembranen ummantelt ist, die durch einen erhöhten Zellendruck an den Prüfkörper angepreßt werden, so daß Randumläufigkeiten bei sorgfältiger und sachgerechter Prüfkörperherstellung vermieden werden können. Die Durchlässigkeitsversuche wurden bei einem Druckhöhenunterschied zwischen dem Ober- und Unterwasser von 25 cm durchgeführt, was in etwa einem hydraulischen Gradienten von i = 30 entspricht. Im Verlauf des Versuchs werden immer die ein- und die ausströmenden Wassermengen gemessen, so daß diesbezüglich eine Bilanzierung möglich ist und exakt festgestellt werden kann, ob sich einerseits der Prüfkörper noch in der Sättigungsphase befindet, d.h. entweder von beiden Seiten Wasser aufnimmt oder die einströmende Wassermenge noch größer als die ausströmende Wassermenge ist oder ob andererseits z.B. Konsolidierungserscheinungen vorhanden sind, in denen dann mehr Wasser aus- als eintritt. Des weiteren kann so auch der Nachweis erbracht werden, daß keine Randumläufigkeiten gegeben sind, da ansonsten sogleich eine ausgeprägte Durchströmung durch diese Messungen angezeigt würde.

In der Abb. 2 ist beispielhaft das Ergebnis eines Durchlässigkeitsversuches dargestellt. Dabei ist nicht der Durchlässigkeitsbeiwert k angegeben, sondern vielmehr der von der Dicke des Prüfkörpers unabhängige Wert k/d, der auch unter dem Begriff Permittivität definiert ist. Für die Angabe der Permittivität anstatt des Durchlässigkeitsbeiwerts sprechen verschiedene Gründe. Zum einen sind die tatsächlichen Dicken der Bentonitdichtungsmatte im Versuch nicht oder nur mit einem sehr hohen Aufwand exakt bestimmbar. Zudem dürfte nur die Dicke der tatsächlich dichtungswirksamen Bentonitschicht angesetzt werden, deren Ermittlung unmöglich

ist, da sich auch in den Geotextilien in unterschiedlichem Maße Bentonit befindet. Ein wesentlicher weiterer Grund ist, daß die Dicke in die Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes k in der Art eingeht, daß der Durchlässigkeitsbeiwert umso kleiner wird, je geringer diese Dicke ist. Das bedeutet, daß je dünner die Geotextillagen gewählt werden, umso kleiner auch die Durchlässigkeit wird. Da ein möglichst geringer Durchlässigkeitsbeiwert angestrebt wird, müßte dies zu sehr dünnen Vlieslagen führen, was für die Robustheit der Produkte abträglich wäre.

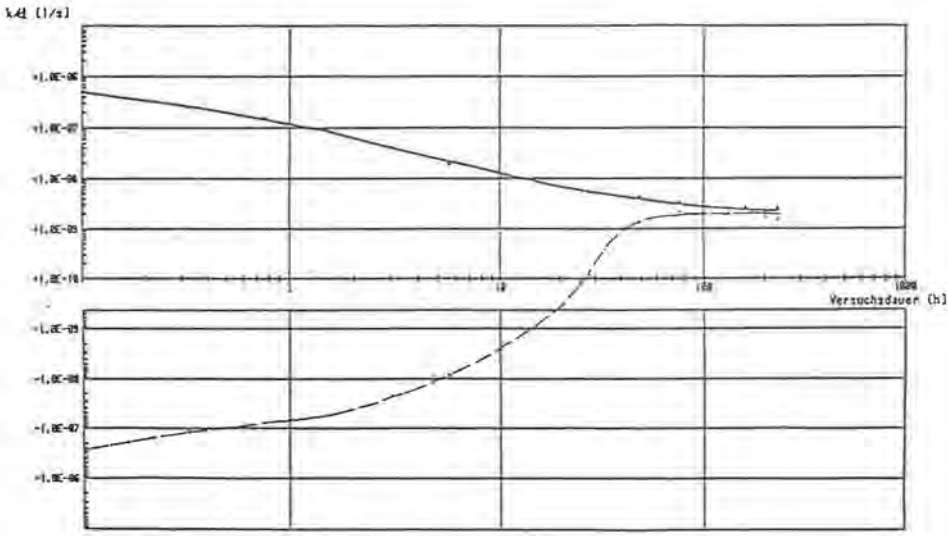


Abb. 2: Sättigung und Durchströmung in Abhängigkeit von der Zeit

Auf der Abb. 2 ist der Wert für k/d in Abhängigkeit von der Zeit - beide Größen im logarithmischen Maßstab - aufgetragen. Der obere durchgezogene Ast kennzeichnet die einströmende Wassermenge, der untere Ast entsprechend die ausströmende Wassermenge pro Flächeneinheit, Zeit und Druckhöhe. Der Wert k/d ist für die ausströmende Wassermenge negativ definiert, wenn der Prüfkörper auch von der Unterwasserseite Wasser aufnimmt. Eine Durchströmung des Prüfkörpers erfolgt also erst dann, wenn die ein- und ausströmenden Wassermengen positiv sind. Somit ist die Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts oder der Permittivität auch erst dann zulässig, wenn beide Wassermengen annähernd gleich groß sind und damit nachweislich ein stationärer Strömungsvorgang vorliegt. In der Anfangsphase eines derartig ablaufenden Sättigungsprozesses ist die Bentonitdichtungsmatte gegenüber Wasser undurchlässig.

Die Permittivitäten der Bentonitdichtungsmatten liegen in der Größenordnung von 1×10^{-8} bis 1×10^{-10} 1/s, was unter der Annahme einer für die verschiedenen Produkte durchaus üblichen

Dicke von 10 mm Durchlässigkeitsbeiwerten von 1 x 10^{-10} bis 1 x 10^{-12} m/s entspricht. Die geringsten Durchlässigkeitsbeiwerte bzw. Permittivitäten werden von Produkten erreicht, die mit natürlichen Natriumbentoniten hergestellt werden. Sofern ein Vergleich der Dichtungswirksamkeit von Bentonitdichtungsmatten mit der von mineralischen Abdichtungen erfolgen soll, ist hierfür die Permittivität zugrunde zu legen.

Der Verlauf der Sättigung gibt des weiteren Hinweise auf die Qualitätseigenschaften der Dichtungsmatten. Eine Anfangsphase, in der infolge des Sättigungsprozesses das untersuchte Produkt wasserundurchlässig ist, ist nicht in jedem Falle zwangsläufig. Herstellungsprozesse oder besondere Beanspruchungen, z.B. Frost-Tau-Wechsel, können zur Folge haben, daß dieser ausgeprägte Wasseraufnahmeprozeß in der Sättigungsphase entfällt, wodurch dann die im Durchlässigkeitsversuch untersuchten Prüfkörper sogleich durchströmt werden, also die ein- und ausströmenden Wassermengen von Anfang an annähernd gleich groß sind und mit der Zeit infolge der Quellung des Bentonits allmählich abfallen. Wenn nun dabei allein der Durchlässigkeitsbeiwert oder die Permittivität betrachtet werden, die sich in der Endphase des Versuchs ergeben, führt dies im Vergleich zum beidseitigen Sättigungsprozeß zu keinen qualitativen Unterschieden, was nicht befriedigen kann. Insbesondere in den Einsatzbereichen von Bentonitmatten im Grundwasserschutz, wo dauerhaft kein Wasserstau gegeben wäre, ist es von Bedeutung, daß die Bentonitmatten in der Sättigungsphase nicht bevorzugt durchlässig sind.

3.3 Sonstige Beanspruchungen

3.3.1 Auswirkung von Trocken-Naß-Zyklen

Im Zusammenhang mit dem Einsatz der Dichtungsmatten bei verschiedenen Bauprojekten [2] trat die Frage auf, inwieweit sich die Durchlässigkeitseigenschaften möglicherweise verändern, wenn die Dichtungsmatten nach dem Einbau und der anschließenden Quellung des Bentonits wieder austrocknen. Zur Klärung dieser Frage wurden zunächst trockene Prüfkörper in Durchlässigkeitszellen eingebaut und die Durchlässigkeitsentwicklung, wie vorher beschrieben, bestimmt. Anschließend wurden die Prüfkörper ausgebaut und in einem Trockenschrank bei einer Temperatur von 35 °C 24 Stunden bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Der Bentonit in der Dichtungsmatte war dann annähernd fest, kaum mehr formbar und im Gegensatz zur fabrikneuen Dichtungsmatte nicht mehr feinstaubig, sondern krümelig.

Die Ergebnisse eines Durchlässigkeitsversuches an einem ausgetrockneten Prüfkörper können exemplarisch der Abb. 3 entnommen werden. Dabei ist feststellbar, daß sich im Durchlässigkeitsverhalten nur in der Anfangsphase signifikante Unterschiede ergaben. Die Versuche mit

den ausgetrockneten Prüfkörpern zeigten jedoch in der Tendenz eine längere Phase der Wasseraufnahme und damit der Sättigung, was auf eine kleinere wirksame Oberfläche der Bentonitkrümel gegenüber dem staubförmigen Bentonit im fabrikneuen Zustand zurückgeführt werden kann. Insgesamt wurden diese Austrocknungsversuche dreimal jeweils an den selben Proben wiederholt. Es ergaben sich keine weiteren Veränderungen.

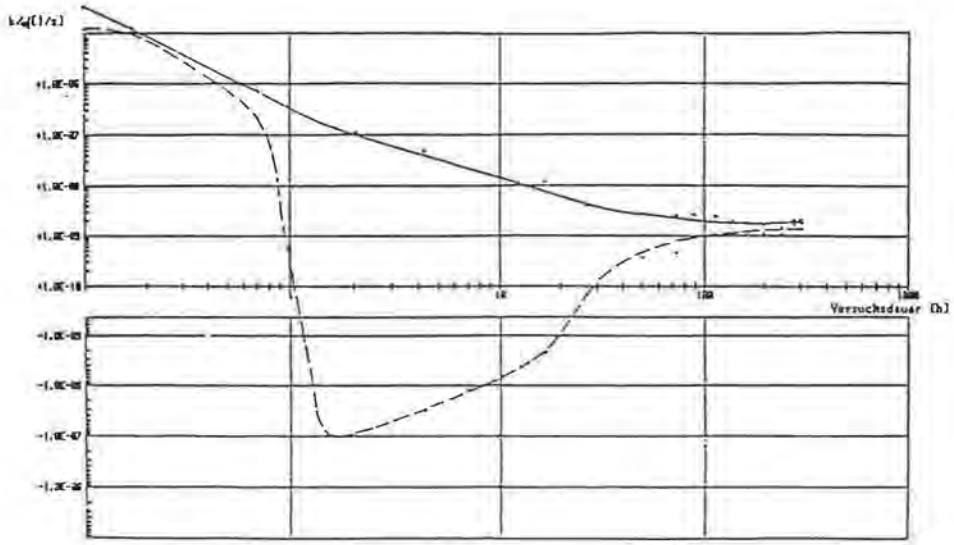


Abb. 3: Sättigung und Durchströmung in Abhängigkeit von der Zeit nach Trocknung des Prüfkörpers bei 35 °C

Sowohl bei einigen Versuchen mit den ausgetrockneten Prüfkörpern als auch bei einigen mit Prüfkörpern der fabrikneuen Dichtungsmatte traten unmittelbar nach Versuchsbeginn vor der Phase der Wasseraufnahme kurzzeitige Durchströmungsvorgänge auf, wie der Abb. 3 zu entnehmen ist. Auf Randumläufigkeiten konnte dieses Phänomen nicht zurückgeführt werden, was durch Versuche mit gefärbtem Wasser belegt werden konnte. Für die baupraktische Anwendung von Bentonitmatten dürfte dieses Phänomen von untergeordneter Bedeutung sein, da hier dem Bentonit unter den hiesigen klimatischen Bedingungen zum einen die natürliche Bodenfeuchte zur Verfügung steht und dieser somit nicht, wie in den Versuchen simuliert, vollständig austrocknen kann. Zum anderen wird sich in situ eine Druckhöhe nicht wie in den Laborversuchen schlagartig einstellen, sondern sich vielmehr erst in einem bestimmten Zeitraum aufbauen.

Die beiden vorgenannten Bedingungen sind auch für die Beurteilung heranziehbar, inwieweit die dreimalige Austrocknung Schlüsse auf eine dauerhafte Dichtigkeit von Bentonitmatten zuläßt. Es ist zu bedenken, daß die vollständige Austrocknung der Bentonitmatten bis zur Gewichtskonstanz Extrembedingungen darstellen, wie sie in situ i.d.R. nicht auftreten werden. Da die Entwicklung des Wassergehalts der Bentonitdichtungsmatten im eingebauten Zustand aber auch in anderer Hinsicht (s. Abschn. 3.3.4) von Bedeutung ist, sollte dies noch Gegenstand zukünftiger Untersuchungen sein.

3.3.2 Auswirkung von Frost-Tau-Wechseln

In den ersten Versuchsreihen zeigten sich an Prüfkörpern, die 15 Frost-Tau-Wechseln bei -5 bzw. +5 °C (Rhythmus jeweils 24 Stunden) unterzogen worden waren, nach dem Ausbau Anstiege im Durchlässigkeitsbeiwert. Unmittelbar nach dem Einbau der Prüfkörper in die Durchlässigkeitsgeräte lagen die Durchlässigkeiten in etwa zwei Zehnerpotenzen über dem Durchlässigkeitsbeiwert, der sich sonst ergeben hatte. Mit der Zeit nahm die Durchlässigkeit bis in die Größenordnung der ansonsten ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte ab. Jedoch wurden diese in keinem Fall erreicht, sie wurden stets überschritten. Mit diesen Ergebnissen ist eine Zunahme der Durchlässigkeit infolge von Frosteinwirkungen langfristig nicht auszuschließen.

Mittlerweile wurden weitergehende Untersuchungen zum Einfluß von Frost-Tau-Wechseln auf das Sättigungs- und Durchlässigkeitsverhalten von neuen Bentonitmatten durchgeführt. Im Unterschied zu den ersten Versuchsreihen, wo die Prüfkörper vor Versuchsbeginn stets zunächst unter einer geringen Auflast aufquellen konnten, wurden die Prüfkörper wie bei den durchgeführten Durchlässigkeitsversuchen zunächst gesättigt und durchströmt, bis sich stationäre Strömungsverhältnisse eingestellt hatten. Anschließend wurden die Prüfkörper je einmal gefrostet und getaut. Nach jeder durchgeführten Frost- und Tauphase wurde an den Prüfkörpern das Sättigungs- und Durchlässigkeitsverhalten bestimmt. Der gesamte Vorgang wurde insgesamt fünfmal wiederholt.

In den Durchlässigkeitsversuchen nach den jeweiligen Frost-Tauphasen konsolidierten die Prüfkörper zunächst, indem sie Wasser abgaben, das sie in der Frost-Tauphase aufgenommen hatten. Bei den ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten, die im Bereich von 1,0 bis 2,5 x 10^{-11} m/s lagen, zeigten sich in diesem Fall keine Unterschiede zu den Versuchen mit ungefrosteten Prüfkörpern. Das gleiche Ergebnis zeigten auch weitere Versuchsreihen, bei denen eine Unterbindung der kapillaren Verbindung der Prüfkörper zum Wasser, die Probenvorbehandlung (Sättigung in der Durchlässigkeitszelle oder Vorquellung unter einer geringen Auflast)

und die Frosttemperatur (-5°C bis -15°C) untersucht und ein Vergleich der Durchlässigkeitswerte von getauten und gefrosteten Prüfkörpern vorgenommen worden war.

Diese zu den ersten Untersuchungen deutlich unterschiedlichen Ergebnisse lassen sich im wesentlichen nur auf produktspezifische Fortentwicklungen, wie z.B. eine Verbesserung des Verbundes, zurückführen. Die ersten Untersuchungen belegen jedoch andererseits, daß die Frost-Tau-Wechsel eine untersuchungsrelevante Beanspruchung dieser Produkte darstellen.

3.3.3 Einfluß der Auflast und des hydraulischen Gradienten

Allgemein ergibt sich ein Einfluß der Auflast auf das Durchlässigkeitsverhalten feinkörniger Bodenmaterialien in dem Sinne, daß sich im Zuge der Konsolidierung der für die Durchströmung zur Verfügung stehende Porenraum verkleinert und damit auch die Durchlässigkeit abnimmt. Bei Untersuchungen von vernadelten Bentonitmatten [2, 5] ergaben sich keine nennenswerten Veränderungen der Durchlässigkeit bei einer Steigerung der Auflast, wobei dann der Abfall des Durchlässigkeitsbeiwerts kleiner als der Faktor zwei war, da der Bentonit auch im breiigen Zustand eine sehr geringe Durchlässigkeit aufweist. Sofern größere Unterschiede auftreten, ist zu prüfen, inwieweit aufgrund der Verbindungstechnik bei geringen Auflasten noch bevorzugte Wasserwegigkeiten bestehen, die erst mit zunehmender Auflast unterbunden werden.

Ebenso ist der Durchlässigkeitsbeiwert nicht vom hydraulischen Gefälle abhängig, so daß das Gesetz nach Darcy gültig ist. Veränderungen können aber auch hier infolge der Zunahme der durch den Auftrieb bedingten Spannung durch die Verbindungstechnik bedingt sein. Die untersuchten Bentonitmatten mit einer Trägerschicht aus Vliesstoff zeigten keine Ausspülungen an Bentonit, selbst bei großen hydraulischen Gefällen von bis zu i = 200 und bei Verzicht auf die Anordnung von Filtersteinen beim Durchlässigkeitsversuch.

3.3.4 Durchlässigkeit gegenüber Kohlenwasserstoffen und Tausalzen

Bei den meisten Einsatzbereichen von Bentonitdichtungsmatten ist lediglich die Dichtungswirkung gegenüber Wasser relevant. Daher spielen Fragen der Beständigkeit gegenüber unpolaren Kohlenwasserstoffen oder Salzlösungen, die zu einer Verringerung des Quellvermögens oder auch zu Schrumpfrißbildungen bei Bentoniten führen können, nur eine seltene Rolle. In jedem Fall ist die Beaufschlagung der Bentonitdichtungsmatten mit konzentrierten Lösungen in bezug auf die bisherigen Anwendungszwecke nicht relevant.

Ein wesentliches Kriterium, auf das dennoch kurz aufmerksam gemacht werden soll, ist, daß die Durchlässigkeit von mineralischen Materialien und insbesondere des Bentonites gegenüber Schadstofflösungen wesentlich davon abhängt, welchen Wassergehalt der Bentonit aufweist. Sofern dieser nicht ausgetrocknet ist, also Wassergehalte von ca. 100 bis 150 % hat, weist die Bentonitdichtungsmatte auch eine ausreichende Sperrwirkung gegenüber Kohlenwasserstoffen wie Mineralöl oder Benzin und auch gegen Tausalzlösungen auf, während sie im trockenen Zustand gegenüber diesen Stoffen durchlässig ist, da der Bentonit erst mit Quellung seine Dichtungswirkung entwickelt, jedoch mit den genannten Stoffen nicht quillt.

4 Verlegung

Für die Verlegung der Bentonitdichtungsmatten sind die diesbetreffenden Hinweise der Hersteller, die diese aufgrund ihrer Erfahrungen erarbeitet haben, zu beachten. Grundsätzlich ist vor Beginn der Baumaßnahme wie bei der Verlegung von Kunststoffdichtungsbahnen ein Verlegeplan aufzustellen und vom Auftraggeber bzw. von dessen Bauleitung oder Gutachter genehmigen zu lassen. Aus diesem Plan sollte neben der Anordnung der einzelnen Bahnen und Überlappungen insbesondere auch der zeitliche Ablauf der Verlegung hervorgehen. Im Rahmen der Qualitätssicherung während des Baus ist in diesem Plan fortlaufend der Stand der Verlegearbeiten und der Probennahme zu dokumentieren.

Bei der Anfertigung des Verlegeplans ist zu beachten, daß die Bahnen der Bentonitmatten sich in Gefällerichtung dachschindelartig überlappen, um zu verhindern, daß die Überlappung frontal angeströmt wird. Damit wird ein direkter Abfluß nach unten sichergestellt. Des weiteren ist bei der Planung zu berücksichtigen, daß die Bentonitmatten nach ihrer Verlegung möglichst in unmittelbarer Folge überschüttet werden und das Überschüttmaterial verdichtet wird, bevor die Quellung des Bentonits infolge von Niederschlägen oder einer gezielten Bewässerung eintreten kann. Können die Bentonitmatten ohne Überschüttung frei aufquellen, kommt es zu starken Eindrückungen bei grobkörnigen Überschüttmaterialien oder zu Fußabdrücken beim Begehen der Matte. Solche Eindrückungen führen zu erhöhten Durchlässigkeiten und sind daher auszuschließen.

Im Hinblick auf das zulässige Größtkorn des Stütz- oder Überschüttmaterials der Bentonitdichtungsmatten kann bei gut abgestuften Kiesen ein Durchmesser von 32 mm angegeben werden. Es ist jedoch zu beachten, daß eine Bentonitdichtungsmatte umso empfindlicher gegenüber Eindrückungen ist, je schwächer die Geotextillagen und die zwischenliegende Bentonitschicht ausgebildet sind.

5 Einsatzbereiche

5.1 Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien

Um frühzeitig die Emissionen und den Sickerwasseranfall zu minimieren, wird angestrebt, das Oberflächenabdichtungssystem so bald als möglich aufzubringen. Da in dieser Phase bei Hausmüll- und Klärschlammdeponien erhebliche Setzungen in der Größenordnung von 20 bis 30 % der ursprünglichen Höhe auftreten können, ist es bautechnisch oft angebracht, aufgrund der dabei eintretenden erheblichen Auflasten nicht sogleich ein Abdichtungssystem nach TA Abfall mit einer Mächtigkeit von 2,30 m und größer aufzubringen, da damit zum einen Setzungen verbunden sind, die zu einer Beschädigung des Abdichtungssystems führen und zum anderen durch Erhöhung der Porenwasserdruckspannungen im Deponiekörper eine Verminderung der Standsicherheit bedingen können. Deshalb ist es in diesen Fällen angebracht, einen zweistufigen Ausbau des Oberflächenabdichtungssystems vorzusehen, bei dem zunächst temporär ein flexibler verformbares System geringerer Mächtigkeit aufgebracht wird, das erst nach Abklingen der Hauptsetzungen zu dem eigentlichen umfassenden und dauerhaften Oberflächenabdichtungssystem ausgebaut wird.

Das temporäre Abdichtungssystem kann dabei, wie in Abb. 4 dargestellt, z.B. aus einer Gas- und Ausgleichsschicht über dem Abfall, einer Bentonitmatte als dichtungswirksame Schicht, einer Verbunddränmatte aus Geokunststoffen als Dränschicht und einer in der Mächtigkeit reduzierten Rekultivierungsschicht bestehen [3]. Dieses Abdichtungssystem wurde für die Oberflächenabdichtung einer Deponie konzipiert, auf der Rückstände aus der Papierindustrie

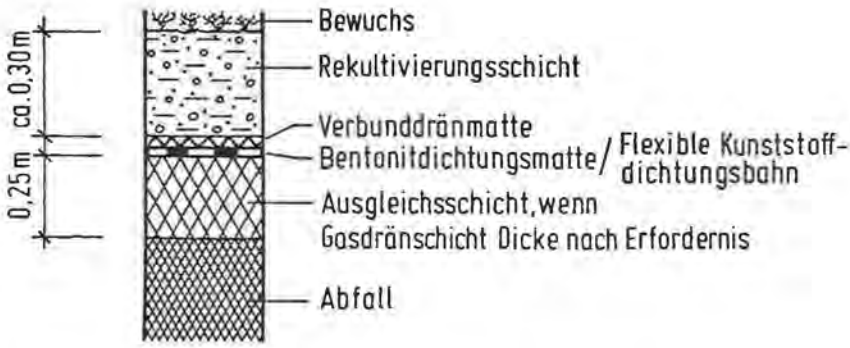


Abb. 4: Temporäres Oberflächenabdichtungssystem

abgelagert werden, die sehr verformungsempfindlich sind, und bei der bereits diverse Standsicherheitsprobleme aufgetreten waren.

5.2 Basisabdichtungssysteme von Deponien

In den USA werden Doppelabdichtungssysteme mit zwischenliegender Kontrolldränschicht für die Deponiebasis bereits seit einigen Jahren eingesetzt. Die neueren Entwicklungen gehen nunmehr in die Richtung, die obenliegende Abdichtung als Kombination aus einer Kunststoffdichtungsbahn mit einer darunterliegenden Bentonitdichtungsmatte und das unter der Kontrolldränschicht liegende Abdichtungssystem als Kombinationsabdichtung im Sinne der TA Abfall auszubilden [3] (s. Abb. 5).

Ein weiterer Gedanke ist, bei der herkömmlichen Kombinationsabdichtung zwischen der mineralischen Abdichtung und der Kunststoffdichtungsbahn die Bentonitdichtungsmatte anzuordnen. Hierdurch könnte zunächst die Verlegbarkeit der Dichtungsbahn bei gleichzeitigen Witterungsschutz der mineralischen Abdichtung erleichtert werden, insbesondere käme aber dabei das ausgeprägte Adsorptionsvermögen des Bentonits zum Tragen. Diesbezüglich noch ausstehende Versuche müßten zu dem Ergebnis führen, daß infolge des Adsorptionsvermögens des Bentonits der Diffusionsgradient in der Kunststoffdichtungsbahn und damit auch die Permeation durch die Kunststoffdichtungsbahn noch weiter vermindert wird. Zugleich wäre so ein zusätzliches Dichtungselement vorhanden, das eventuell nicht festgestellte Fehlstellen in der Kunststoffdichtungsbahn aufgrund des dann eintretenden Quellens des Bentonits zu schließen vermag. Selbstverständlich erfordert dies eine spezielle Ausführung von

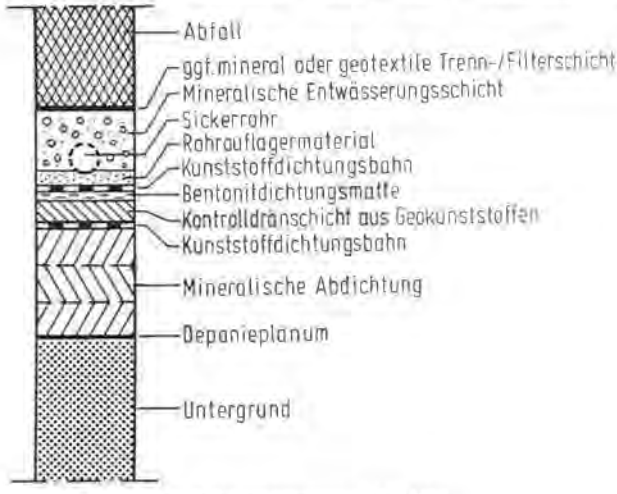


Abb. 5: Kontrollierbares Basisabdichtungssystem in den USA

Bentonitdichtungsmatten, bei denen im besonderen das Abdeckvlies nicht a priori eine dränierende Wirkung aufgrund der horizontalen Durchlässigkeit aufweisen darf.

5.3 Grundwasserschutz an Verkehrsflächen

Einen weiteren Anwendungsschwerpunkt von Bentonitmatten stellt der Grundwasserschutz im Bereich von Verkehrsflächen dar. So wurden beispielsweise weite Bereiche des Flughafens München II mit Bentonitdichtungsmatten abgedichtet. Dies betrifft insbesondere das sog. ASG-System, in dem die aus den Taumitteln herrührenden Stoffe bakteriell abgebaut werden und wo zur Absperrung des unmittelbaren vertikalen Sickerweges in den Untergrund eine Bentonitdichtungsmatte eingesetzt wurde [6].

Im vergangenen Jahr wurden zum Grundwasserschutz an der Autobahn A 96 München-Lindau im Bereich der Umfahrung von Leutkirch in einem Wasserschutzgebiet Bentonitmatten unterhalb der gesamten Fahrbahn in der Wasserschutzzone II und unterhalb der Entwässerungseinrichtungen in der Wasserschutzzone III verlegt [8].

5.4 Wasserbauliche Anwendungen

Bentonitmatten werden häufig als Abdichtungselement bei künstlich angelegten Teichen und Seen im Rahmen des Landschaftsbaus eingesetzt. Dies gilt ebenso für die Anlage von Regenrückhaltebecken und Klärteichen. Gerade für diese Einsatzzwecke kommen die besonderen verlegetechnischen Vorteile der Bentonitmatten gegenüber anderen Dichtungselementen zum Tragen.

Einen großflächigen Einsatz im Wasserbau haben die Bentonitmatten bei den Sanierungen des Lechbetriebskanals und des Hochspeichers Rabenleite [7] gefunden. In beiden Fällen wurden Bentonitmatten in kontrollierbaren Doppelabdichtungssystemen eingesetzt, wobei als obere Abdichtungslage Asphaltbeton und als untere Abdichtungslage unterhalb der Kontrolldränschicht Bentonitmatten herangezogen wurden. Nach dem Einstau zeigen bei beiden Baumaßnahmen die Kontrolldränschichten einen -wenn auch geringen - Sickerwasseranfall an und belegen damit die Wirksamkeit des mit Bentonitmatten ausgeführten unteren Abdichungselements.

6 Zusammenfassung

In den vergangenen Jahren wurden am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München entwicklungs- und einsatzbegleitende Untersuchungen im Auftrag des Herstellers Naue Fasertechnik und verschiedener Bauherrn, die bei ihren Baumaßnahmen

Bentonitmatten eingesetzt haben, durchgeführt, die die grundsätzliche Eignung der Bentonitmatten für diverse Einsatzbereiche im Erd-, Straßen-, Wasser- und Deponiebau belegen. Dennoch ist festzustellen, daß zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch keine allgemein zugänglichen Grundsätze für die Eignung, Anwendung und Prüfung solcher Produkte in Form von Empfehlungen, Richtlinien,Vorschriften oder dergleichen vorliegen. Daher sollte vor einer Anwendung stets ein Experte hinzugezogen werden, der die Eignung dieses neuartigen Abdichtungselements für den speziellen Einsatzfall beurteilen und ggf. notwendige ergänzende Untersuchungen vorschlagen kann.

7 Schrifttum

[1] Bartels, K., Scheu, C., und Johannsen, K. (1988): "Ein neues Dichtungssystem in Sandwich-Bauweise aus Bentonit und mechanisch verfestigten Vliesstoffen", 1. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik KGEO 88 in Hamburg, S. 193-202, Eigenverlag Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen

[2] Floss, R. und Heyer, D. (1988/94): Prüfberichte des Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München und Gutachten mit der Proj.Nr. 9926 im Auftrag der Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG, mit der Proj.-Nr. 7200 im Auftrag der Flughafen München GmbH, mit der Projekt-Nr. 10373 im Auftrag der Bauleitung Wangen des Autobahnbetriebsamtes Heidenheim und mit der Proj.-Nr. 10429 im Auftrag der OBAG (unveröffentlicht)

[3] Floss, R und Heyer, D. (1992): "Perspektiven für Basis- und Oberflächenabdichtungen von Deponien", 16. Mülltechnisches Seminar, München, 1992, Heft 113 der Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der Technischen Universität München, S. 75-89

[4] Heerten, G. (1994): "Geotextile Dichtungselemente als mineralische Komponente in Oberflächendichtungen", 10. Fachtagung "Die sichere Deponie", SKZ, Würzburg, 1994

[5] Heyer, D . (1992): "Eignungsuntersuchung für eine Verbunddichtungsmatte aus Geotextilien und Bentonit", 2. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik KGEO 92 in Luzern, SVG Schweizerischer Verband der Geotextil-Fachleute, c/o EMPA St. Gallen

[6] List, F., Floss, R. und Hofstetter (1992): "Schutz des Grundwassers durch geotextile Dichtungsmatten am Flughafen München", 2. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik, KGEO 92 in Luzern, SVG Schweizerischer Verband der Geotextil-Fachleute, c/o EMPA St. Gallen

[7] Rau, M. und Dressler, J. (1994): "Meß- und Kontrollsystem für das Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerks Reisach- Rabenleite", Symposium "Geokunststoff- Ton-Dichtungen", Heft 71 der Veröffentlichungen des LGA- Grundbauinstituts, S. 263 - 271

[8] Schmidt, R. (1994): "GTD - Verlegung im Wasserschutzgebiet an der A 96 bei Leutkirch", Symposium "Geokunststoff- Ton- Dichtungen", Heft 71 der Veröffentlichungendes LGA- Grundbauinstituts, S. 251 - 259

Anwendungsbezogene Untersuchungen an Geokunststoffen und Verbundsystemen

Andreas Bauer, Gerhard Bräu, Jochen Fillibeck

1 Einleitung

Die Bauweise mit Geokunststoffen ist heute aus dem modernen Erd- und Grundbau nicht mehr wegzudenken. Nahezu auf jeder Baustelle kommen diese Produkte zum Einsatz - sei es als vorübergehende Trennlage bei der Anlage von Baustraßen und Lagerplätzen, der längerfristigen Nutzung als Dränage- und Filterelemente oder als Bewehrungselement im Damm- und Steilböschungsbau. Neben der Nutzung als Bauhilfsstoff, bei dem die Vereinfachung des Bauablaufes im Vordergrund steht, haben sich die Geokunststoffe auch in vielen Bereichen bewährt, in denen sie vorrangig für die Funktion und die Standsicherheit der Bauwerke verantwortlich sind. Speziell ist hier an dynamisch hochbelastete Dammschüttungen, Steilwände, und meßtechnisch bestückte Dränsysteme gedacht.

Als Problem hat sich bei allen Anwendungen von Geokunststoffen und im speziellen von Geotextilien die Filigranheit der Produkte im Gegensatz zu den sonst üblichen Baustoffen und das vom Boden gänzlich unterschiedliche Verhalten, sowohl bei Bewehrungs-, als auch bei Filteraufgaben, gezeigt. Ähnlich wie beim Stahlbeton, wurde auch bei der Bauweise mit Geotextilien schnell klar, daß nur die Betrachtung des Verhaltens des Verbundbaustoffes aus Boden und Geokunststoff und dessen Eigenschaften zielführend ist.

Dies stand im Gegensatz zur Interessenslage der Textilindustrie, die in der Anfangsphase bestimmte "Nebenprodukte" dem Bauingenieur andiente und folglich kein Interesse daran hatte, von ihren angestammten textiltechnischen Untersuchungsmethoden abzugehen. Dem tatsächlichen Verhalten der Produkte im Bauwerk und den Möglichkeiten, die in dieser Bauweise stekken, kann man so jedoch nicht gerecht werden.

Hier liegt ein Schwerpunkt der Untersuchungen von Prof. Floss, der bereits während seiner Zeit bei der Bundesanstalt für Straßenwesen Bauweisen mit Geotextilien betreute [1] und von der "Bewehrten Erde" mit Stahlbändern [2, 3] kommend, um die praxis- und bemessungstechnischen Probleme dieser Verbundbauweisen wußte. Am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München konnten hierauf aufbauend eine Vielzahl von

Untersuchungen durchgeführt und Versuchseinrichtungen konzipiert werden, die zu einem umfassenderen Verständnis der Wirkungsweisen von Geotextilien im Erdbauwerk führten.

Die Vorgehensweise ist hier stets ausgehend von der Beobachtung (visuell, meßtechnisch) auf der Baustelle oder im Bauwerk, über die Simulation der als relevant erkannten Parameter im meist sehr aufwendigen Großversuch (möglichst 1:1), hin zur vereinfachten Reproduktion und Reihenuntersuchung im Laborversuch, dessen Maßstab sich an den geforderten Kenngrößen orientieren muß.

Im Folgenden soll anhand verschiedener Forschungsarbeiten dieser Weg aufgezeigt werden., Diese Arbeiten wurden meist von der Arbeitsgruppe 5 "Erd- und Grundbau" der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Leiter: Prof. Floss) und des zugeordneten Arbeitsausschusses AA5.15 (Leiter: Dr. Wilmers) betreut.

2 Untersuchungen zur Funktionsweise als Trennlage

Die erste und auch heute noch umsatzstärkste Anwendung von Geotextilien ist die Trennung von weichen, feinkörnigen, kaum bis nicht befahrbaren Untergrundböden und grobkörnigen Tragschichten bei Baustraßen, Dammschüttungen und hochwertigen Fahrstraßen. Aufgrund vieler Beobachtungen auf Baustellen, bei denen jeweils unterschiedliche Bodenarten, Geotextilien und Belastungen vorlagen, stellte sich infolge der Vielfalt von geotextilen Produkten die Notwendigkeit eines systematischen Vergleiches unter definierten Randbedingungen.

2.1 Großmaßstäbliche Befahrungsversuche

Im Jahre 1984 konnten im Zuge einer großen Erdbaumaßnahme in Regensburg verschiedene Baustraßenabschnitte mit unterschiedlichen Geotextilien bestückt und meßtechnisch betreut werden. Die Beobachtungen aus diesen Freifeldversuchsstrecken dienten als Referenz für die Untersuchungen im Rahmen eines Forschungsauftrages des Bundesministers für Verkehr [4, 5, 6] in dem neu erstellten Versuchsstand (Bild 1), bei dem ein LKW-Zwillingsrad (Auflast ca. 30 kN) über jeweils drei Versuchsabschnitte bewegt werden konnte. Die Bodenaufbauten und Belastungen wurden in einem weiten Bereich variiert. Der Untergrund bestand aus weichem bis breiigem, leicht plastischem Ton (TL, Lößlehm), die Tragschicht aus rundkörnigem Kies-Sand oder gebrochenem Dolomitschotter (0/56 mm und 56/130 mm).

Es zeigte sich schnell, daß die Erwartungen der Produzenten, mit Geotextilen alleine alle Probleme lösen zu können, nicht gehalten werden konnte. Bis zu dieser Zeit hatte man nur selten

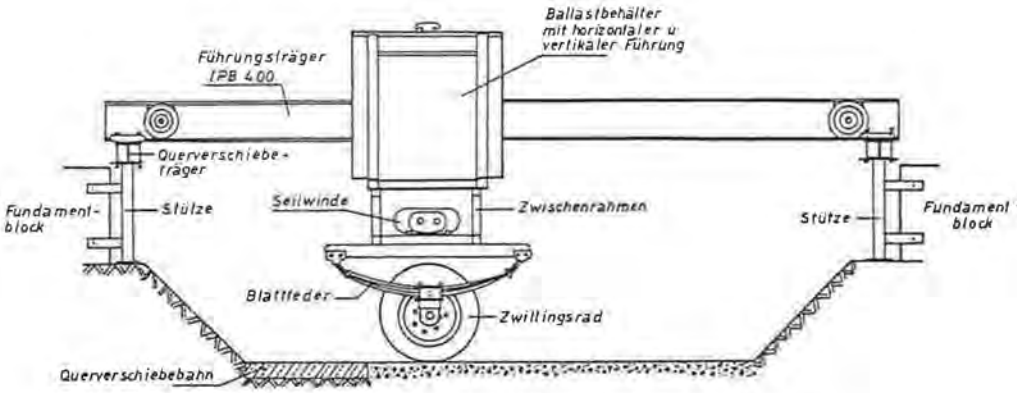


Bild 1: Schema des Fahrversuchsstandes

die Geotextilien nach dem Einbau wieder ausgebaut und untersucht. Gängige Praxis war die Auswahl der Produkte ausnahmslos über Flächenmasse, Zugkraft und Preis. Die Wirkungsweise der Geotextilien im Boden war noch weitgehend unbekannt.

Im Vergleich zu den Geotextilien bleibt jedoch der Boden und im speziellen die Tragschichtdicke von entscheidenderer Bedeutung für die Befahrbarkeit. Hierbei sind Dicken unter 30 cm mit üblichem Erdbaugerät nicht herzustellen und sind somit die unterste Grenze in der praktischen Anwendung. In den Versuchen spiegelte sich dies auch in nur sehr wenigen Überfahrten wider, die auf derart ausgemagerten Aufbauten möglich waren. Hierbei konnten auch mit kräftigen, schweren Geotextilien kaum Erfolge erzielt werden. Bereits 10 bis 20 cm mehr an Tragschichtdicke führten jedoch zu stabilen Systemen, auf denen bereits mehrere 100 Überfahrten ohne große Spurrinnentiefen und Beschädigungen der Geotextilien absolviert werden konnten.

Der Einfluß der Geotextilart zeigte sich in Vergleichsversuchen, bei denen Gewebe, mechanisch und thermisch verfestigte Vliesstoffe unter sonst gleichen Randbedingungen vergleichend eingesetzt wurden. Für das Bestehen der Baustraße ist vor allem die "Robustheit" der Geotextilien entscheidend. Sie zeigt sich in der Kombination von mobilisiertem Kraft-/Dehnungsvermögen und der Flächenmasse.

Ein Mindestwert der Flächenmasse der Geotextilien ist erforderlich, um die Handhabbarkeit und die Trennwirkung zwischen den Bodenschichten in der Einbauphase zu gewährleisten. Sie

kann als Maß dienen, da bei den meisten auf dem Markt befindlichen Produkten die teils strenge Korrelation zwischen der Flächenmasse sowie festigkeits- und filtertechnischen Kenngrößen nachgewiesen ist. Bei Sonderprodukten ist dies im Einzelfall zu belegen.

Über das Kraft-/Dehnungsverhalten der Geotextilien muß die Trennwirkung auf Dauer erhalten werden. Hierzu kann es von Vorteil sein, durch großes Dehnvermögen der lokalen Beanspruchung aus dem Eindrücken von Steinen aus der Tragschicht zu begegnen, anstatt allein durch hohen Kraftaufwand bei großer Dehnsteifigkeit dieses Eindrücken verhindern zu wollen. Letzteres führt zur Auswahl von hochzugfesten Geweben, während der gleiche Erfolg auch mit dehnfähigen, wirtschaftlicheren Vliesstoffen erreicht werden könnte.

Im Gegensatz zu Aufbauten, bei denen nach einer kurzen Einbauphase mit eventuellen Eindrückungen und Lochbildungen die Steine an Ort und Stelle bleiben und die entstandenen Fehlstellen verschließen (nur bei flexiblen, dehnfähigen mechanisch verfestigten Vliesstoffen beobachtet), ist bei dynamischen Verkehrslasten eine ständige Bewegung in der Grenzfläche Geotextil/Boden gegeben. Die mechanische Beanspruchung, die aus den Radüberfahrten resultiert, erzeugt in der Regel progressive Beschädigungen, die infolge der Walkarbeit sehr oft Scheuerungen, Eindrückungen, Ausdünnungen und Lochaufweitungen zur Folge haben. Eine Trennwirkung ist auf Dauer nicht gegeben.

Ein weiteres Ergebnis der Großversuche war die Erkenntnis, daß die filtertechnischen Eigenschaften von Geotextil-/Bodensystemen, die der hohen dynamischen Belastung (Pumpwirkung) ausgesetzt sind, nicht mit den aus dem Wasserbau stammenden Regeln beurteilt werden können. In den Fahrspuren wurden deutliche Feinteilwanderungen durch die Geotextilien beobachtet. Hierbei ist zu beachten, daß Bodenumlagerung und -wanderung durchaus erforderlich ist, um ein stabiles Filtersystem aus Geotextil und angrenzendem Boden aufbauen zu können. Ohne Ansatz dieser räumlichen Filterwirkung müßte das Geotextil als Sieb funktionieren. Dies ist nur in Ausnahmefällen zielführend, da derartige Systeme zum Zusetzen der Geotextilien ("Blocking") neigen. Verschiedene Untersuchungsabschnitte zeigten ein derartiges Verhalten, insbesondere Strecken, bei denen Vibrationswalzen bei zu geringen Tragschichtdicken eingesetzt wurden.

2.2 Freifelduntersuchungen zur Beschädigungsanfälligkeit

Während bei den Befahrungsversuchen die Tragwirkung, die Befahrbarkeit und die Beobachtung allgemeiner Phänomene im Vordergrund standen, wurden in den letzten Jahren verschiedene Versuchsstrecken durchgeführt, bei denen speziell die Probleme des Einbaues der

Geotextilien betrachtet wurden. Dies war notwendig, da sich in den meisten Anwendungsfällen gezeigt hatte, daß die Geotextilien in dieser Phase stets den größten Beanspruchungen ausgesetzt sind [7, 8].

2.2.1 Einbau auf festem Untergrund

Für die Untersuchungsreihe auf festem Untergrund (verdichteter Kies) [9] wurden verschiedene Geotextilien ausgebracht und mit 25 cm Kiesmaterial überschüttet. Das System wurde mit einem 10-t-Vibrationswalzenzug verdichtet. Die wieder freigelegten Proben zeigten z.T. deutlich Beschädigungen und Festigkeitsverluste. Diese wurden sowohl visuell dokumentiert, als auch durch Ermittlung von Restfestigkeiten des Stempeldurchdrückversuches bestimmt (Bild 2).

So wurden bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen unter einer Ausgangsstempeldruckfestigkeit von weniger als 2000 N nur noch ca. 60 - 70 %, zwischen 2000 und 3500 N ca. 70 - 80 % und über 3500 N ca. 80 bis 100% der ursprünglichen Werte festgestellt. Bei thermisch verfestigten Vliesstoffen waren deutliche Unterschiede zwischen verschiedenen Produktions- und Filamentarten zu beobachten, die sich bei einem Typ in Restfestigkeiten von 80 % und mehr äußerten, obwohl die Proben visuell stark beschädigt und durchlöchert waren. Da für die Wirkungsweise der Geotextilien nicht nur die Restfestigkeit sondern allgemein die "Unversehrtheit" für die Trenn- und Filterwirkung von entscheidender Bedeutung ist, wurde bei den weiteren Versuchsreihen großer Wert auf die visuelle Beurteilung der Beschädigungen

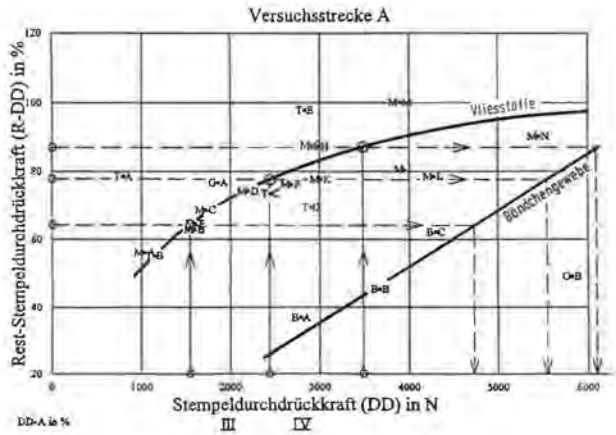


Bild 2: Abhängigkeit der Restfestigkeit von der Ausgangsstempeldurchdrückkraft (Verdichtung von Kies, fester Untergrund)

(Eindrückungen, Löcher, Scheuerungen) der Gesamtprobenfläche und deren Quantifizierung gelegt.

Bei Bändchengeweben wurde bestätigt, daß erst bei deutlich höheren Festigkeiten ähnlich geringe Beschädigungen wie bei den Vliesstoffen erreicht werden können.

Eine Betrachtung über die Flächenmasse zeigte gute Zusammenhänge, wobei Restfestigkeiten von 80 % und mehr erst ab ca. 300 g/m² zu erwarten sind.

Diese Untersuchungsreihe wurde durchgeführt, um bei gleichen Randbedingungen eine Vergleichsgrundlage für verschiedene Geotextilien zu bekommen. Die ermittelten Abminderungsbeiwerte können als Absolutwerte nur für die angegebenen Randbedingungen verwendet werden, die besonders im Steilböschungsbau häufig gegeben sind. Die relativen Beziehungen zwischen den verschiedenen Produkten und Produkttypen können jedoch auf eine Vielzahl von Anwendungsfällen übertragen werden und haben u.a. Eingang in die Regelwerke und Merkblätter [10, 11] gefunden.

2.2.2 Einbau auf weichem Untergrund

Untersuchungen mit einer großen Produktpalette im Einsatz als Trennlage zwischen weichem Untergrund (Lößlehm) und verschiedenen Tragschichtmaterialien (Kies-Sand ca. 0/40 mm, Mineralbeton ca. 0 - 63 mm, unsortierte Felsschüttung ca. 0 - 400 mm, Tragschichtdicke jeweils

Bild 3: Versuchsstrecke Trennlage auf weichem Untergrund

50 cm) wurden in den letzten Jahren durchgeführt (Bild 3). Hierbei wurden die drei Hauptbeanspruchungen - Beschütten, Verdichten, Befahren - jeweils in separten Versuchsfeldern untersucht.

Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen, jedoch kann auch aus diesen Versuchsreihen gefolgert werden, daß der Boden von entscheidender Bedeutung ist. So waren bei Verwendung des überwiegend rundkörnigen Kies-Sandes visuell fast keine Beschädigungen festzustellen. Dies gilt sowohl für die Abschnitte, bei denen nur verdichtet wurde, als auch für die, bei denen auch eine Befahrung stattfand, obwohl hier große Verformungen eingetreten waren. Demgegenüber stehen die Ergebnisse der Strecke mit dem gebrochenen Mineralbeton, wo aufgrund der Zusammensetzung eine gute Lastverteilung der Tragschicht erwartet wurde. Hier wurden in den Verdichtungsabschnitten kaum Beschädigungen festgestellt, während in den Befahrungsbereichen durch die Spurrinnenbildung und daraus resultierende Eindrückungen von Steinmaterial in die Geotextilien erhebliche Beschädigungen entstanden. Diese führten bei den empfindlichen, schwachen Produkten z.T. zum Versagen der Fahrstrecke infolge Durchstanzens der Tragschicht. Derartige Produkte waren nicht in der Lage dies zu verhindern. Kräftigere Produkte konnten das Versagen verhindern und eine öftere Befahrung ermöglichen, jedoch entstanden auch hier große Verformungen und deutliche Beschädigungen. Bei den Abschnitten mit der Felsschüttung, die sehr grobes, gebrochenes Material enthielt, war eine gute Befahrung bei geringeren Verformungen als beim Mineralbeton möglich. Nach dem Ausbau der Produkte mußte festgestellt werden, daß die Beschädigungen aber hier deutlich größer waren. Die Steine und Blöcke hatten sich in die Geotextilien eingedrückt und wurden durch die Zugfestigkeit der Produkte in ihrer Lage stabilisiert und konnten so einen recht stabilen "Steinrost" bewirken.

Der Beanspruchungsfall "Beschütten" zeigte ebenfalls deutliche Unterschiede der verschiedenen Produkte bei Verwendung der obengenannten Böden, jedoch sind die beobachteten Beschädigungen erheblich geringer als bei der Befahrung.

2.3 Laborsimulationen

Aus den Erkenntnissen der Freifelduntersuchungen wurden für die jeweiligen Beanspruchungen unterschiedliche Laborversuche abgeleitet, die die gleiche Reihung der Produkte wie im Freifeldversuch, möglichst sogar gleiche Verhältniswerte ermöglichen sollen.

2.3.1 Simulation der Beschüttung

Die Beschüttung der Geotextilien wird durch Fallversuche mit Kegel- oder Pyramidenspitzen simuliert. Der herkömmliche Kegelfallversuch ohne Bodenunterstützung des Geotextils zeigte sich nicht zuletzt aufgrund der Unzulänglichkeiten beim Ermitteln der Lochdurchmesser als ungeeignet. Der neu entwickelte Pyramidenfallversuch mit einer Bodenunterlage aus natürlichem Boden (baustellenbezogen) oder einem künstlichem Ersatzboden (Mischung aus Glyzerin und Bentonit) zeigte gute Übereinstimmung mit den Freifeldversuchen und überzeugte aufgrund der meßtechnischen Auswertung durch seine Reproduzierbarkeit. Verschiedene Ergebnisse sind in [9] dargestellt und werden weiterhin begleitend zu anderen Versuchen gesammelt.

2.3.2 Simulation der Verdichtung

Für die Simulation der Verdichtung werden Versuchseinrichtungen verwendet, bei denen ein Geotextil/Bodensystem unter flächiger Belastung einer Schwellast unterworfen wird. Die Versuche sind zum einen an Vorschläge aus der CEN/TC 189 - Arbeit [12] angelehnt, zum anderen wird eine Versucheinrichtung verwendet, die einem vergrößerten Stempeldurchdrückversuch entspricht, bei dem aber die gesamte Probenfläche belastet wird.

Die Beschädigungen sind bei beiden Untersuchungsmethoden sehr gering und geben die Freifeldverhältnisse kaum wieder. Aufgrund der flächigen Belastung und der fehlenden Relativverschiebung zwischen Geotextil und Boden können sie nur eine Verdichtung z.B. mit Plattenrüttlern simulieren. Verdichtungen mit Vibrationswalzen erzeugen durch die linienförmige Aufstands-"fläche" jedoch stets Grundbrüche und somit Verformungsvorgänge, die mit diesen versuchen nicht genügend erfaßt werden können.

Eine Modifikation dieser Versuche und ihrer Parameter befindet sich in Arbeit.

2.3.3 Simulation der Befahrung

Die Befahrung wird hauptsächlich durch zwei Versuchseinrichtungen im Labor nachgestellt.

In einem 70 cm x 70 cm großen Versuchsgerät [4, 6], bei dem Untergrund, Tragschicht und Geotextil eingebaut werden, kann neben einer statischen, flächigen Belastung über drei zusätzliche Kolben eine dynamische Walkbeanspruchung auf das System aufgebracht werden. Mit dieser Versuchseinrichtung ist es möglich, die Freifeldbefahrungen hinsichtlich der beobachteten Filterphänomene und des mechanischen Verhaltens gut zu simulieren. Die Durchführung der Versuche ist jedoch für Routineprüfungen relativ aufwendig.

Bild 4: Versuchseinrichtung zur Simulation der Befahrung

Eine vereinfachte Ausführung, die ähnlich dem Stempeldruck- oder CBR-Versuch ist, wird derzeit erprobt (Bild 4). Bei einem Topfdurchmesser von 30 cm und einem Stempeldurchmesser von 10 cm ist auch hier ein der Wirklichkeit entsprechendes Verformungsbild des Geotextil/Bodensystems zu erzeugen. Die Einstufung der Produkte gelingt entsprechend der Ergebnisse der Freifeldversuche.

2.4 Rückbindung an textile Eigenschaften

Aus der Beobachtung des Einsatzes von Geokunststoffen im Bauwerk und der Simulation im Labor muß eine Interpretation der verschiedenen Phänomene erfolgen. Hierbei sind die Einflüsse des Bodens (Bodenarten, Tragschichtdicke, Untergrundverhältnisse), der Belastung (Art, Last, Anzahl von Lastspielen) und der Geotextilien (Herstellung, Art, Rohstoff, Masse, Festigkeitseigenschaften, Filtereigenschaften) zu berücksichtigen. Eine Zuordnung nur eines textilen Parameters zum Verhalten einer Trennlage ist nicht zielführend und führt entweder zu unwirtschaftlichen oder unsicheren Bauweisen. Eine Kombination der Parameter Flächenmasse, Festigkeit, Dehnvermögen und Durchlässigkeit eines Geotextils erscheint als der richtige Weg und ist in ersten Ansätzen in den deutschen Regelwerken verankert.

Eine Festlegung von sinnvollen Mindestwerten für diese Parameter ist um so notwendiger, als wider besseres Wissen auch heute noch - oder besser: aufgrund der europäischen Konkurrenzsituation der Produzenten heute wieder - die Auswahl der Geotextilien meist über den Preis und nicht über technisch sinnvolle Parameter erfolgt. Da sich der Preis vorrangig aus den Kosten für die eingesetzte Rohstoffmenge und dem Transport zusammensetzt, sind filigrane, leichte Produkte bevorzugt, bei denen durch "hochgezüchtete" Fasern und Garne möglichst hohe Festigkeiten erzielt werden. Für den Endzustand wäre diese Betrachung oft hinreichend, wäre da nicht die Notwendigkeit, die Produkte einbauen zu müssen!

3 Untersuchungen zum Kraft-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen im Boden

Da das Kraft-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen durch den Boden verändert wird, wurde am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München ein umfangreiches Forschungsprogramm über den Einfluß des Bodens auf das Kraft-Dehnungsverhalten der Geokunststoffe durchgeführt. Diese Veränderung im Verhalten ist bisher nur unzureichend quantifizierbar und kann so in den derzeit gebräuchlichen Bemessungsverfahren nicht angesetzt werden. Diese Unsicherheit führt in den Bemessungsverfahren vielfach zu geringen Ausnutzungsgraden der Geotextilien und damit zu sicherheitsmäßig nicht bewertbaren und häufig nicht wirtschaftlichen Ausführungen.

3.1 Kraft-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen unter Zugbelastung

Als Grundlage einer Bemessung von geokunststoffbewehrten Erdkörpern werden Kennwerte der Geokunststoffe in derzeit gebräuchlichen Starrkörperanalysen eingesetzt, die in Indexversuchen ohne Bodenkontakt gewonnen werden. Ein Beispiel ist der breite Streifenzugversuch, der in umfangreichen Versuchsreihen am Prüfamt entwickelt worden ist [13]. Bei diesen Untersuchungen wurden verschiedene Probenabmessungen, Zugrichtungen und Vergleiche zu anderen Festigkeitseigenschaften betrachtet. Heute ist der 20 cm breite Streifenzugversuch, der urspünglich nur für Vliesstoffe konzipiert war, in nach ISO 10319 für alle Produkte genormt.

Diese Zugversuche werden sowohl bei Geweben als auch bei Vliesstoffen angewendet. Die so ermittelten Bruchdehnungen liegen bei den derzeit üblichen Geweben meist zwischen 10 % und ca. 20 %. Wegen ihrer Herstellungweise liegen die Bruchdehnungen von Vliesstoffen wesentlich höher (je nach Verfestigung und Rohstoff zwischen 40 % und über 100 %). Diese

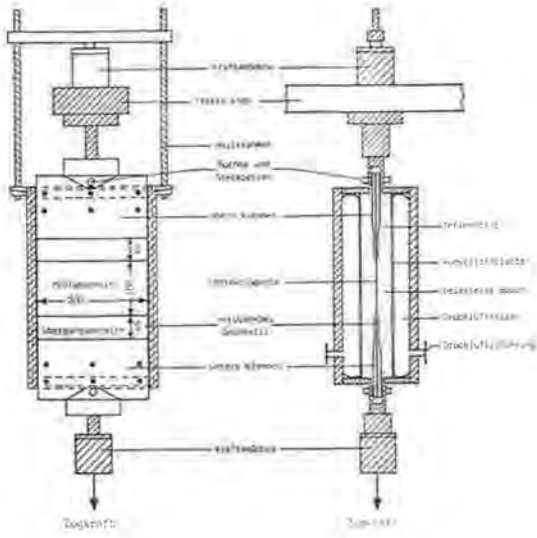


Bild 5: Systemskizze des Seitdendruckversuches

Ergebnisse würden dazu führen, daß nur Gewebe als Bewehrung eingesetzt werden könnten, obwohl Großversuche mit vliesstoffbewehrten Polsterwänden positive Ergebnisse zeigten.

3.1.1 Versuchsaufbau und Untersuchungsprogramm

Für die Versuche mit Bodenkontakt wurden sogenannte Seitendruckkästen verwendet [14, 15, 16, 17]. Diese Versuchsgeräte (Bild 5) ermöglichen eine Zugbeanspruchung der Geotextilien im Boden. Die 20 cm breite Geotextilprobe wird an zwei Klemmen befestigt, wobei ein Ende festgehalten wird. Am anderen Ende wird die Zugkraft eingeleitet. An den Seiten werden Bodenschichten und Druckluftkissen eingebaut. Mit diesen Druckluftkissen wird eine Normalspannung auf die Geotextilebene aufgebracht. Diese Normalspannung simuliert die Auflast im Bauwerk. Die Dicke der beiden Bodenschichten beträgt ca. 30 mm. Um Dehnungen des Geotextils im Klemmen- und Übergangsbereich zu verhindern, werden die Geotextilproben bis auf den mittleren 10 cm langen Bereich mit Kunstharz verfestigt. Dieser mittlere Bereich ist der eigentliche Prüfabschnitt, in dem die kontrollierte Krafteintragung stattfindet.

Bei den Versuchen wurden verschiedene Geotextilprodukte (mechanisch verfestigte Vliesstoffe, thermisch verfestigte Vliesstoffe, Gewebe) untersucht. Die Produkte bestanden aus den Rohstoffen Polyester, Polypropylen und Polyethylen. Es kamen zwei verschiedene Bodenarten

(Kies-Sandgemenge und Schluff) zum Einsatz. Variiert wurde der Seitendruck und somit die Auflast des Bodens auf die geotextile Bewehrung.

3.1.2 Ergebnisse der Zeitstandszugversuche im Boden

Die Zugkraft wurde bei Beginn des Versuches innerhalb von 2 Sekunden auf die Geotextilprobe aufgebracht und während der gesamten Versuchsdauer konstant gehalten. Die Versuchdauer betrug normalerweise 1000 Stunden.

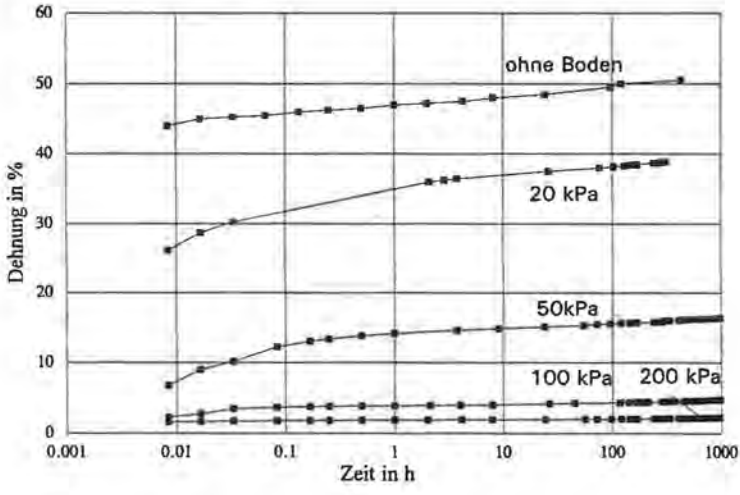


Bild 6: Kriechversuchsergebnisse des Seitendruckversuches (Schluff, Vliesstoff aus PES, verschiedene Auflasten, 80% der Kurzzeitfestigkeit)

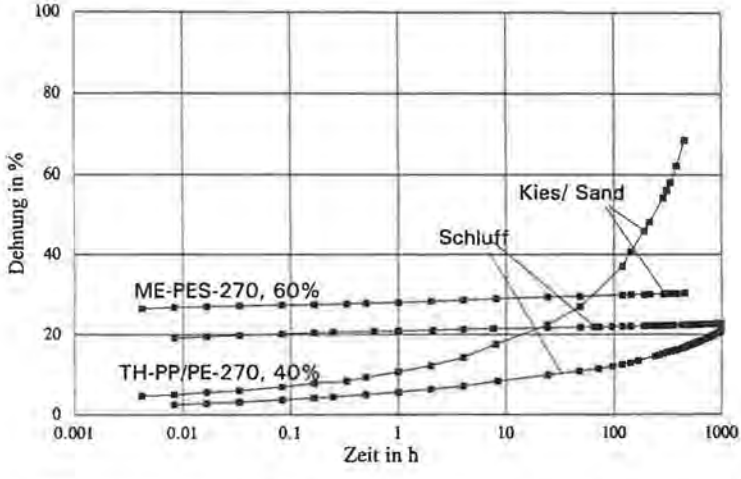


Bild 7: Kriechversuchsergebnisse des Seitendruckversuches (Schluff, Kies-Sand, Vliesstoffe aus PP/PE und PES, 20 kN/m² Auflast, verschiedene Ausnutzungsgrade der Kurzzeitfestigeit)

Die bisher ausgeführten Versuche haben gezeigt, daß das Verformungsverhalten bestimmter Geokunststoffe durch den Bodenkontakt maßgeblich beeinflußt wird (Bild 6 und 7). Dieser Einfluß wird insbesondere dann erheblich, wenn die Verbundwirkung durch die Einlagerung von Bodenteilchen in die Struktur der Geotextilien intensiviert wird, der Boden mit dem Geotextil also einen innigen Verbund eingeht. Diese Einlagerung tritt besonders stark bei bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen auf. Aus dem Diagramm ist zusätzlich der große Einfluß der Auflast auf die Größenordnung der Dehnungen erkennbar. Sowohl die Anfangsdehnung als auch die Kriechdehnung wird mit zunehmender Auflast wesentlich geringer. Trotz dieser positiven Einflüsse des umgebenden Bodenmaterials hat sich gezeigt, daß der Rohstoff des Geotextils ein ganz entscheidener Faktor bleibt. Unter Berücksichtigung der festgestellten mechanischen Eigenschaften hat sich die besondere Eignung des Rohstoffes Polyester für Bewehrungsaufgaben erwiesen. Unter allen Parameterkombinationen war das Verformungsverhalten des Polyesterproduktes besser als das der Produkte aus den Rohstoffen Polyethylen/Polypropylen bzw. Polypropylen. Die Versuche zeigten zusätzlich, daß das Tragverhalten von Gewebe- Bodensystemen maßgeblich vom Verhalten des Gewebes allein geprägt wird. Der bei Vliesstoffen überaus positive Einfluß des Bodens kommt somit bei den untersuchten Geweben weniger zum Tragen.

3.1.3 Ergebnisse der Kurzzeitzugversuche im Boden

Mit den gleichen Versuchsgeräten und Geokunststoffen wurden Versuche zur Bestimmung des Bruchverhaltens im Kurzzeitversuch durchgeführt. Dabei wurden die Geokunststoffe mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit gedehnt. Es konnte so das Kraft-Dehnungsverhalten der Geokunststoffe im Boden ermittelt werden. In Bild 8 und 9 sind die Versuchsergebnisse eines mechanisch verfestigten Vliesstoffes (ME-PES-270) und eines Gewebes (G-PES-430) dargestellt. Die beiden Produkte bestehen aus dem Rohstoff Polyester.

Auch bei diesen Versuchen zeigte sich wieder der große Einfluß des Bodens auf das Kraft-Dehnungsverhalten der Vliesstoffe. Die Bruchfestigkeit nimmt deutlich zu. Für die Praxisanwendung von noch größerer Bedeutung ist aber die sehr hohe Steifigkeit der Vliesstoffe bis ca. 50 % der Bruchlast. Das Diagramm zeigt deutlich, daß der Versuch ohne Bodenkontakt nach ISO 10319 das Verhalten der Vliesstoffe im Boden nicht beschreiben kann.

Die Versuche mit den untersuchten Geweben lassen die Folgerung zu, daß der Einfluß des Bodens die Bruchfestigkeit der Produkte nicht erhöht. Es wurden eher Festigkeitverluste festgestellt, die auf die Empfindlichkeit der Gewebeprodukte zurückzuführen sind. Erkennbar ist

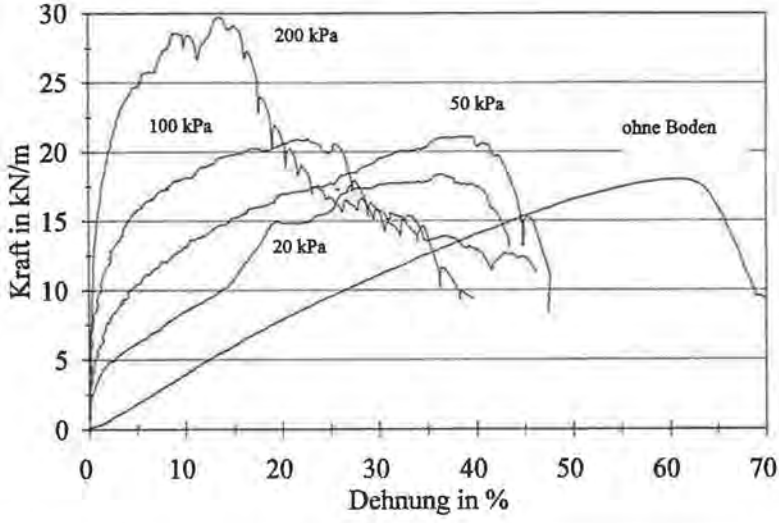


Bild 8: Kurzzeitzugversuche im Boden (Vliesstoff ME-PES-270, verschiedene Auflasten, Kies-Sand)

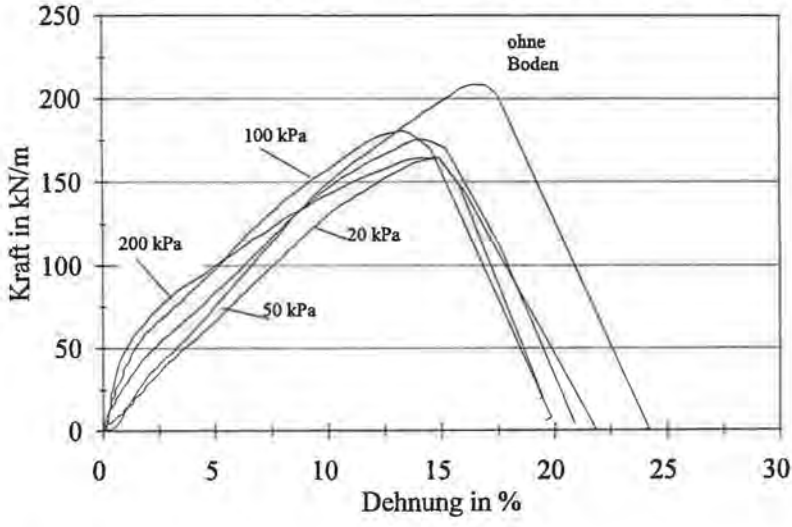


Bild 9: Kurzzeitzugversuche im Boden (Gewebe G-PES-430, verschiedene Auflasten, Kies-Sand)

auch, daß die Auflast des Bodens die Anfangssteifigkeit des Gewebes deutlich weniger erhöht als bei den Vliesstoffen. Die These, daß sich das Tragverhalten von bestimmten Geweben im Bodenkontakt kaum vom Verhalten an Luft unterscheidet, wird durch diese Kurzzeitversuche bestätigt.

3.2 Tragverhalten des Verbundsystems Geotextil/Boden unter Querkraftbeanspruchung

In den Untersuchungen von bis zum Bruch belasteten Versuchspolsterwänden wurden Traglasten ermittelt, die mit den derzeit üblichen Bemessungsansätzen nur unzureichend erklärbar sind. Eine mögliche Ursache für die erheblichen Reserven von geotextilbewehrten Bodensystemen liegt in der tragfähigkeitserhöhenden Wirkung durch Umlenkkräfte, die bei der Querkraftübertragung in derartigen Verbundsystemen infolge der Veränderung der Neigung des Geotextils bezüglich der Bruchfuge entstehen. Analytische Ansätze, die auf Gleichgewichtsbetrachtungen der Kraftwirkungen in horizontaler und in vertikaler Richtung basieren, weisen eine Erhöhung der Tragfähigkeit und damit der Standsicherheit einer Polsterwand in Abhängigkeit von dieser Neigung der geotextilen Bewehrung aus. Es folgt daraus, daß eine örtlich begrenzte Verformung der Bewehrung die Standsicherheit erhöht.

Die vorgestellten Versuche simulieren diese Verformung der geotextilen Bewehrung im Bereich der Bruchfuge. Sie geben genaueren Aufschluß über das Kraft-Verformungsverhalten der Bewehrung unter dieser Beanspruchung. Dieses Detail wurde in einem modifizierten Scherversuch mit den Abmessungen der Scherfläche von 50 cm * 50 cm modelliert (Bild 10), indem man eine Bewehrungslage so in den Scherkasten einbaut, daß die Scherfuge das Geotextil schneidet. Bei diesen modifizierten Scherversuchen kam als Bodenmaterial ein Sand zum Einsatz. Untersucht wurden unterschiedliche Geotextilien (mechanisch verfestigte Vliesstoffe,

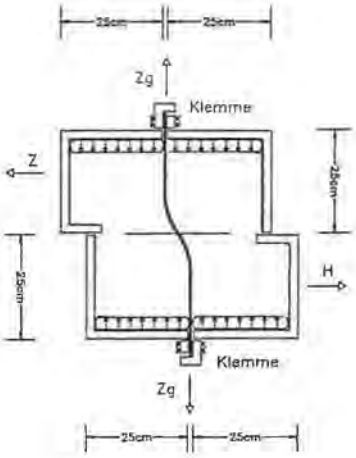


Bild 10: Systemskizze des Querverschiebeversuch

thermisch verfestigte Vliesstoffe, Gewebe) aus den Rohstoffen Polypropylen, Polyester und dem Verbundmaterial aus Polypropylen/Polyethylen. Zusätzlich dazu wurde auch ein Gitter im Versuch eingesetzt. Gemessen wurden Erddrücke, der Scherwiderstand der Verbundsysteme und die Dehnungen von Boden und Geotextil. Von besonderer Bedeutung für die Auswertung ist die Zunahme des Scherwiderstandes der bewehrten Versuche im Vergleich zu den unbewehrten. Dabei hat sich gezeigt, daß mit allen eingesetzten Produkten spürbare Steigerungen erzielt wurden. Dieser Anstieg des Scherwiderstandes der bewehrten Versuche im Vergleich zu den unbewehrten läßt sich auf folgende Kraftwirkung im Geotextil-Bodensystem zurückführen: Während des Scherversuches werden die beiden Kastenteile gegeneinander verschoben. Diese Verschiebung führt zu einer Verformung des Geotextils. Über Schubspannungen zwischen Boden und Geotextil, die dieser Verformung entgegenwirken, wird eine Zugkraft im Geotextil induziert, die die Normalspannung in der Scherfuge erhöht. Da der Scherwiderstand bei kohäsionslosen Böden direkt von der Normalspannung in der Scherfuge abhängig ist, erhöht sich durch die Zugkraft im Geotextil der Scherwiderstand des Verbundsystems.

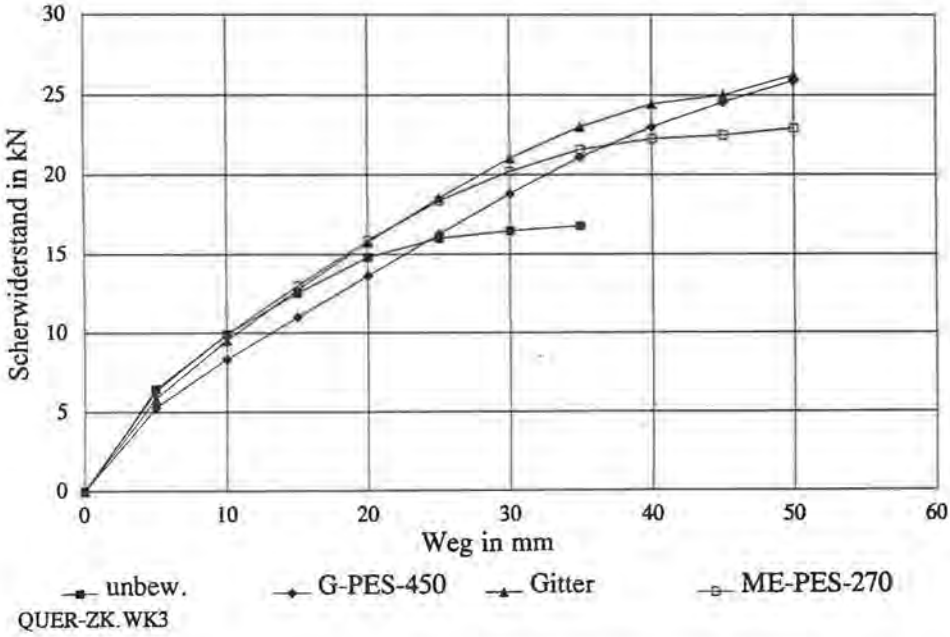


Bild 11: Ergebnisse von Querverschiebeversuchen (unbewehrt, Gewebe, Gitter, Vliesstoff)

Durch den Vergleich der Dehnungsmessungen am Geotextil mit den aus der Literatur [18] bekannten Meßergebnissen in bewehrten Erdbauwerken konnte gefolgert werden, daß der Versuchsaufbau die tatsächlich im Bauwerk auftretende Beanspruchung zutreffend modelliert.

Bei allen untersuchten Produkten traten signifikante Anstiege des Scherwiderstandes auf (Bild 11). Dieser Anstieg lag bei den Vliesstoffen (Kurzzeitfestigkeit ca. 18 kN/m) im Mittel bei 30 %. Es konnte abgeleitet werden, daß die Ausnutzung der Festigkeiten dieser Produkte hoch war. Bei den Geweben wurde ein Anstieg gegenüber dem unbewehrten Scherversuch um ca. 50 % gemessen. Trotz großer Festigkeitsunterschiede (80 kN/m bis 200 kN/m) war die erzielte Wirkung der Gewebe prozentual gleich hoch. Daraus konnte abgeleitet werden, daß die hohen Produktfestigkeiten unter dieser Beanspruchung nicht ausgenützt werden konnten.

Bei dem untersuchten Gitter wurde ein Anstieg des Scherwiderstandes um ca. 55 % ermittelt. Das Kraft-Dehnungsverhalten war in etwa dem der Gewebe vergleichbar.

Auch bei diesem Versuchsaufbau bewiesen Vliesstoffe ihre hervorragenden Verbundeigenschaften mit dem Boden. Ihre tragfähigkeitserhöhende Wirkung zeigte sich bei geringeren Vorschubwegen und somit geringeren Gesamtverformungen als bei den Geweben oder dem Gitter. Die maximale Tragwirkung war, bezogen auf die Zugfestigkeit der untersuchten Produkte, bei den Vliesstoffen besonders hoch.

3.3 Zusammenfassung zum Kraft-/Dehnungsverhalten im Boden

Aufgrund dieser Ergebnisse ist eine plausible Erklärung für die guten Bewehrungseigenschaften von Vliesstoffen in Bauwerken, insbesondere beim Einsatz in Polsterwänden, möglich. Dies kann aus Versuchen ohne Boden, deren Ergebnisse derzeit in die Bemessungsansätze eingehen [19], nicht nachvollzogen werden. Die Ergebnisse dieser Arbeit können somit als Grundlage für einen Bemessungsansatz dienen, der den Einfluß des Bodens und die Verformungen des Verbundsystems realitätsnah erfaßt.

4 Untersuchungen zum Scherverhalten mit Geokunststoffen

Bei der flächenhaften Anwendung von Geokunststoffen im Böschungsbereich muß die Sicherheit gegen potentielles Abgleiten in den Grenzflächen zwischen Geokunststoffen bzw. zwischen Geokunststoff und Boden überprüft werden. Die dazu gehörigen Scherparameter der auftretenden Grenzflächen werden am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München im direkten Scherversuch ermittelt, wobei Schergeräte mit den

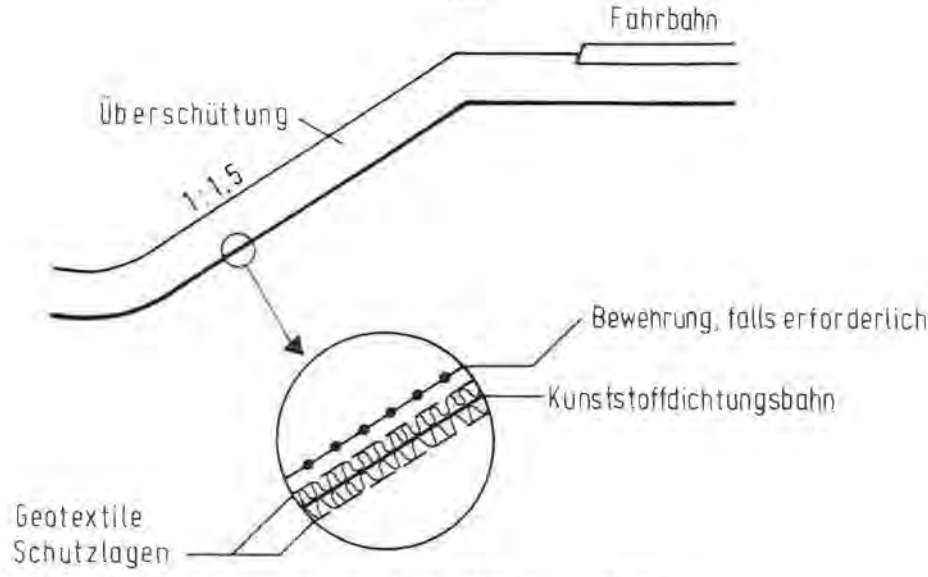


Bild 12: Möglicher Mehrschichtenaufbau bei der Abdichtung von Straßen

Scherflächenabmessungen 10 cm x 10 cm, 30 cm x 30 cm, 50 cm x 50 cm und 70 cm x 70 cm zu Verfügung stehen.

Bei mehrschichtigem Aufbau und folglich mehreren Grenzflächen, besteht in größeren Schergeräten (mindestens 30 cm x 30 cm) auch die Möglichkeit, den Gesamtaufbau in einem Arbeitsgang zu prüfen, ohne daß jede Grenzfläche einzeln untersucht werden muß. Diese Versuchsdurchführung wurde im Rahmen eines Forschungsvorhabens über die Anwendung von Geokunststoffen für den Grundwasserschutz bei Straßen in Wassergewinnungsgebieten erstmals eingesetzt [20]. Es wurde hier u.a. der in Bild 12 dargestellte Mehrschichtenaufbau untersucht.

Das untersuchte Mehrschichtensystem befindet sich in-situ etwa 60 - 80 cm unter der Überschüttung im Böschungsbereich eines Dammes. Die Kunststoffdichtungsbahn als Dichtungselement ist zum Schutz vor mechanischer Beschädigung von geotextilen Schutzlagen umgeben. Auf dem oberen Geotextil befindet sich ein Bewehrungselement (z.B. Geogitter), welches hangparallele Kräfte aufnimmt und über die Böschungsschulter in den rückliegenden Bereich leitet. Zur Überprüfung der Standsicherheit in den Grenzflächen dieses Systems wurde der in Bild 13 dargestellte Versuchsaufbau verwendet.

Im oberen und unteren Scherkasten ist jeweils der Testboden unter definierten Bedingungen eingebaut. Zwischen den Scherkästen befindet sich das Geokunststoffpaket, bestehend aus der

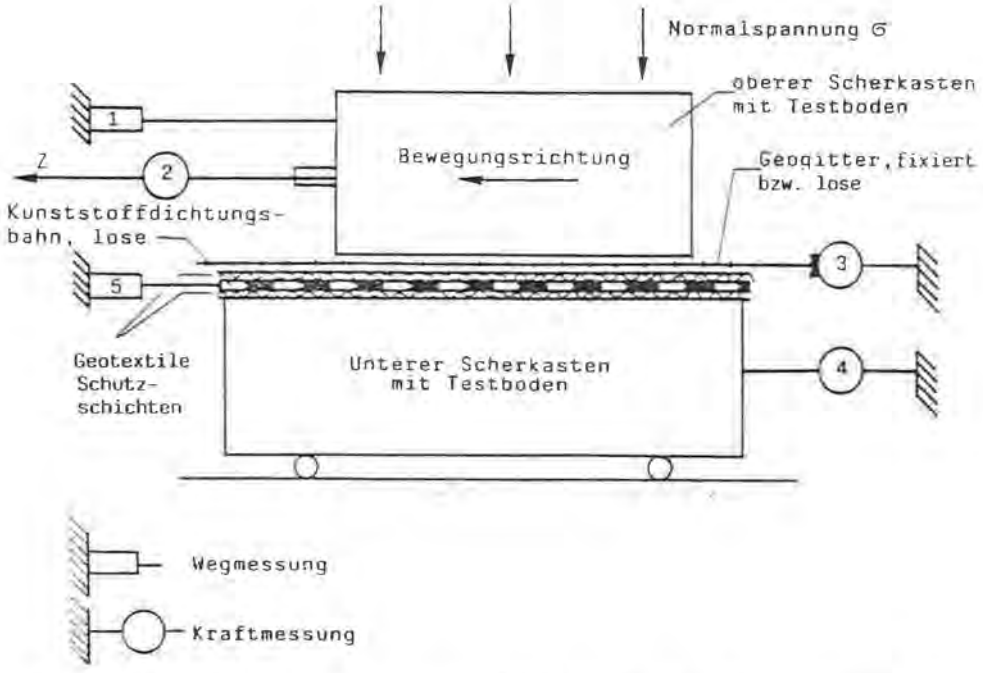


Bild 13: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Reibungsverhaltens eines Mehrschichtsystemes

lose eingelegten Kunststoffdichtungsbahn mit den Schutzschichten sowie der mit einer Klemme fixierten Bewehrung. Durch die Fixierung der Bewehrung wird eine Scherfuge zwischen dem oberen Scherkasten und der Bewehrung erzwungen, was dem Zustand an der Böschungsschulter entspricht. Es wurden die Zugkräfte an den beiden Scherkästen (Kanal 2 und 4) und die Haltekraft der Bewehrung (Kanal 3) sowie der Verschiebungsweg des oberen Scherkastens (Kanal l) und der lose eingelegten Kunststoffdichtungsbahn (Kanal 5) kontinuierlich erfaßt und aufgezeichnet. Durch diese Versuche sowie durch Vergleiche mit Versuchen ohne Fixierung der Bewehrung konnten wertvolle Erkenntnisse über Tragwirkung und Verformungsverhalten von solchen Mehrschichtensystemen aus Geokunststoffen gewonnen werden.

Gegenüber Scherversuchen, bei denen jede Grenzschicht einzeln untersucht wird, ergeben sich durch die hier vorgestellte Versuchsdurchführung folgende Vorteile:

- Der Gesamtversuchsaufwand reduziert sich erheblich, da jeweils nur die Scherparameter in der maßgeblichen Schicht ermittelt werden. Damit verringern sich auch die Kosten für die Versuchsdurchführung.

- Es können die bei der Scherbeanspruchung auftretenden Verformungen der Einzelkomponenten ermittelt werden. Dies ist beispielsweise für die Beantwortung der Frage wichtig, ob die Kunststoffdichtungsbahn im Mehrschichtensystem Zugspannungen erhält.
- Die Einzelkomponenten des Mehrschichtsystems können sich bei Scherbeanspruchung gegenseitig beeinflussen, was bei diesem Versuchsaufbau erkannt und berücksichtigt wird.

5 Untersuchungen zur Bestimmung der Filterwirksamkeit von Geotextilien

Geotextilien werden häufig als flächenhafte Filter eingesetzt. Der Nachweis ihrer Anwendbarkeit, also der Überprüfung der mechanischen Filterfestigkeit (Bodenrückhaltevermögen) bei gleichzeitiger hydraulischer Filterwirksamkeit, kann durch empirische Bemessungsregeln wie auch durch Laborsimulationen mit Boden-Geotextilsystemen erfolgen.

5.1 Empirische Bemessungsregeln

Bei den empirischen Bemessungsregeln [z.B. 21] werden die maßgeblichen Eigenschaften von Boden (z.B. Kornverteilung) und Geotextil (Wasserdurchlässigkeitsbeiwert vertikal zur Geotextilebene k_v bzw. wirksame Öffnungsweite $O_{90,w}$) getrennt voneinander labortechnisch bestimmt. Hierzu sei nur erwähnt, daß der k_v-Wert auch rechnerisch nach [22] ermittelt werden kann:

$$k_v = \frac{2 \cdot g \cdot d_f^2 \cdot n^3}{A_g' \cdot \nu_t \cdot (1-n)^2} \qquad (1)$$

g= Fallbeschleunigung (9,81m/s)
d_f= Faserdicke
A'_g= Konstante
ν_t= Kinematische Viskosität des Wassers bei Versuchstemperatur
n= Porenanteil

A'_g ist eine geotextilabhängige Konstante, die sich nach [22] für vernadelte, nicht gewebte Geotextilien mit langen Fasern nach Gleichung 2 errechnet. Vergleiche mit am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München durchgeführten Laborversuchen ergaben bisher, daß durch diese Methode der für die Bemessung mit empirischen Regeln benötigte k_v-Wert mit hinreichender Genauigkeit ermittelt werden kann.

$$A_g' = 18/(1-n) + 145 \qquad (2)$$

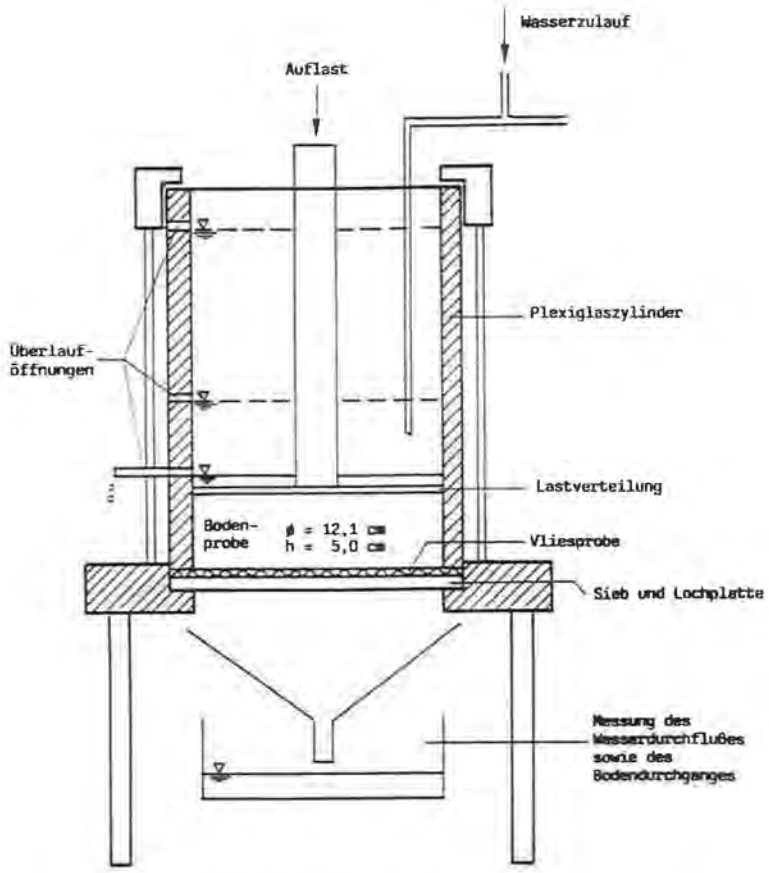


Bild 14: Simulation der Filterwirksamkeit von Geotextil-/Bodensystemen (Versuchsaufbau 1)

5.2 Laborsimulationen mit Geotextil-/Bodensystemen

Im Gegensatz zu den empirischen Bemessungsregeln wird bei Laborsimulationen mit Boden-/Geotextilsystemen das Geotextil zusammen mit dem abzufilternden Boden unter realitätsnahen Bedingungen untersucht. Derartige Untersuchungen sind insbesondere dann nötig, wenn filtertechnisch kritische Böden, wie Böden mit hoher Einzelkornmobilität (z.B. Schluffe) oder aber suffosionsgefährdete Böden (z.B. schluffige Kiese) abgefiltert werden müssen.

Für derartige Laborsimulationen werden zur Zeit am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München zwei unterschiedliche Versuchsaufbauten verwendet. In Versuchsaufbau 1 (siehe Bild 14) kann das Langzeitfilterverhalten von Geotextilien bei konstantem oder aber auch ständig wechselndem hydraulischen Gefälle untersucht werden. Durch den Wasserzulauf und das Öffnen des gewünschten Überlaufes wird die Druckwasserhöhe

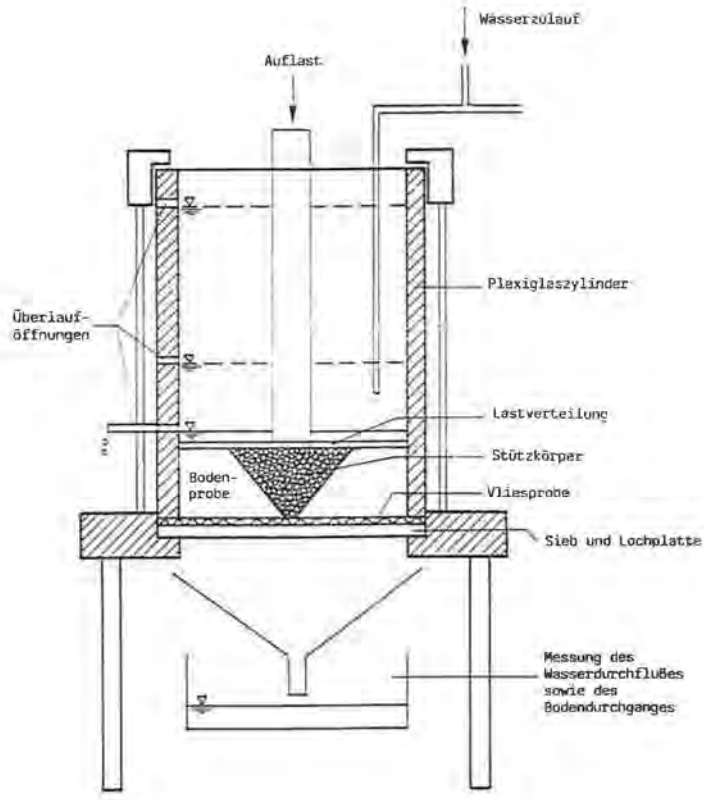


Bild 15: Simulation von bevorzugten Wasserwegigkeiten bei Filtersystemen (Versuchsaufbau 2)

eingestellt. Die Bodenprobe und das darunter befindliche Geotextil werden von oben nach unten durchflossen. Durch die Messung des austretenden Wassers kann die zeitliche Änderung der Durchlässigkeit des Gesamtsystems ermittelt werden. Zusammen mit der Messung des Bodendurchgangs können dann Aussagen bezüglich der Filterwirksamkeit des Geotextils getroffen werden. Es sei hier erwähnt, daß durch geringe Modifikationen der Fließvorgang auch in umgekehrter Richtung, also von unten nach oben erfolgen kann (das Geotextil befindet sich dann über der Bodenprobe), wobei dann jedoch der Bodendurchgang nur qualitativ ermittelbar ist.

In Versuchsaufbau 2 (Bild 15) wird untersucht, wie sich bevorzugte Wasserwegigkeiten, die beispielsweise durch Austrocknung des Bodens (Schwindrisse) oder aber durch abgestorbene Wurzeln entstehen können, auf die Filterwirksamkeit des Geotextils auswirken. In die über dem Geotextil befindliche Bodenprobe (Prüfboden) wird eine kegelförmige Öffnung eingebracht, welche dann mit grobkörnigerem Material (Stützkörper) gefüllt wird. Bei Beginn der

Durchströmung wird aufgrund seiner höheren Durchlässigkeit zunächst der Stützkörper bevorzugt durchströmt. Je nach Eigenschaft der Bodenprobe kann es am Kegelrand der Bodenprobe zum Stützkörper wegen der erhöhten Strömungsgeschwindigkeit zu örtlichen Erosionserscheinungen der Bodenprobe kommen. Wie in Versuchseinrichtung 1 wird wieder die zeitliche Änderung der Durchlässigkeit des Gesamtsystems sowie der Bodenaustritt ermittelt. Diese Versuchseinrichtung eignet sich auch in besonderem Maße für grundsätzliche vergleichende Untersuchungen zwischen verschiedenen Geotextiltypen.

Zu diesem sehr umfangreichen Themenkomplex laufen derzeit verschiedene, öffentlich geförderte Forschungsaktivitäten am Prüfamt.

6 Schlußbemerkungen

Die Bauweisen mit Geokunststoffen haben sich in vielen Bereichen des Erd- und Grundbaues durchgesetzt und sind aufgrund der hiermit entstandenen vielseitigen Möglichkeiten hinsichtlich der technischen Realisierbarkeit von Ausführungen nicht mehr wegzudenken. Durch die Erfahrungen aus kurz- und langfristigen Beobachtungen und In-Situ-Messungen werden die Forderungen nach einer optimalen Materialausnutzung immer stärker. Hierzu ist es unabdingbar, Kennwerte für die Geokunststoffe zu ermitteln, die in unmittelbarem Zusammenhang mit den Anforderungen beim Einsatz in der Baumaßnahme stehen.

Es ist irreführend, textile Versuchstechniken ohne Berücksichtigung des Bodens labortechnisch bis zur letzten Genauigkeit zu vertiefen und daraus Forderungen an die Geotextilien abzuleiten, wenn diese Werte sich im Boden überhaupt nicht einstellen können, oder infolge Baubetrieb und Bodenkontakt bereits nach Kurzem verloren gehen können. Die hohe Präzision und der Aufwand, die z.B. bei der Einspannung von hochzugfesten Materialien im Labor betrieben werden, hat nichts mit der Realisierung des Einbaues auf der Baustelle zu tun. Abminderungsbeiwerte, die dazu führen, daß von den Laborgrößen nur noch 10 bis 20 % rechnerisch zum Ansatz kommen, sprechen eine deutliche Sprache.

Gleiches gilt für die filtertechnischen Kenngrößen, die am fabrikfrischen Produkt ermittelt aufgrund herstellungstechnischer Besonderheiten und eventueller chemischer Behandlung deutlich beeinflußt werden können. Zielführend sind auch hier nur Systemversuche mit Boden und Geokunststoff, wobei meist der Einfluß des Bodens um Größenordnungen überwiegt.

Eine besondere Gefahr für die technisch sinnvolle Anwendung der Geokunststoffe ist nicht zuletzt in der europäischen Vereinigung und der daraus resultierenden Normung auf allerkleinstem gemeinsamen Nenner zu sehen.

Bei Verwendung praxisgerechter, anwendungsbezogener Versuchstechniken kann jedoch die tatsächliche Wirkung der Geokunststoffe erfaßt und eine wirtschaftliche und sichere Bauweise erreicht werden. Hierbei sind ausschließlich die Anforderungen der Baumaßnahme, des Bauherrn und Planers maßgebend, die aufgrund der vielfältigen textiltechnischen Möglichkeiten meist durch entsprechende Geotextilien, gegebenenfalls durch Sonder- und Neuentwicklungen, erfüllt werden können. Der umgekehrte Weg, nämlich der Bauwirtschaft Produkte und artfremde Versuchstechniken aufzudrängen, ist auf Dauer sicher nicht zielführend.

7 Literatur

[1] Moritz, K., Helmprecht, K.: "Dehnungsmessungen an Geotextilien in situ", Veröff. 1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, FGSV, Köln, 1984

[2] Floss, R., Thamm, B.: Bewehrte Erde - ein neues Bauverfahren im Erd- und Grundbau, Die Bautechnik 53, Heft 7, S. 217-226, 1976

[3] Der Bundesminister für Verkehr: Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens Bewehrte Erde, BMV, Abteilung Straßenbau, Ausgabe Januar 1985

[4] Laier, H., Bräu, G., Floss, R.: Wirkungsweise von Geotextilien unter intensiver dynamischer Beanspruchung, Heft 595 der Reihe Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik des Bundesministers für Verkehr, 1990, Bonn

[5] Floss, R., Bräu, G: Geotextilien in Baufahrstrassen, 1. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik (K-GEO 88), 1988, Hamburg

[6] Floss, R., Laier, H., Bräu, G.: Dynamic loading of geotextile/soil-systems, 4. Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and related Products, 1990, The Hague

[7] Koerner, G.R., Koerner, R.M.: The installation survivability of geotextiles and geogrids, 4. Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and related Products, 1990, The Hague

[8] Watts, G.R.A., Brady, K.C.: Site damage trials on geotextiles, 4. Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and related Products, 1990, The Hague

[9] Bräu, G., Floss, R., Laier, H.: Beschädigungsanfälligkeit von Geotextilien, 2. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik (K-GEO 92), 1992, Luzern

[10] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau, 1994, Köln

[11] Bundesminister für Verkehr: Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und Geogitter im Erdbau (TL Geotex-E-Stb), 1994, Bonn (in Vorbereitung)

[12] CEN/TC 189, Working Group 3, Damage During Installation, Draft, 1993, unveröffentlicht

[13] Laier, H., Lang, K.: Festigkeitsprüfungen an Geotextilien, Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 6, München 1986

[14] Bauer, A., Bräu, G., Kuck, P.: Kraft- Dehnungsverhalten von Geotextilien im Boden unter Auflast, 3. Informations und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, März 1993, Technische Universität München

[15] Bauer, A., Bräu, G., Floss, R.: Untersuchungen zum Kraftdehnungsverhalten von Geotextilien unter Bodeneinbaubedingungen, Schlußbericht zum Auftrag des Bundesministers für Verkehr FE 05.094 G90C, Technische Universität München, Januar 1994, München

[16] Fock, G, McGown, A.: Analyse des mechanischen Langzeitverhaltens von Geotextilien, K-GEO, 1988, Hamburg

[17] McGown, A., Andrawes, Z., Wilson-Fahmy, R.F., Brady, K.C.: A new method of determing the load-extension properties of geotechnical fabrics, TRRL Supplement Report 704, 1981

[18] Thamm, B., u.a.: Performance of geotextile reinforced earth under surface loading, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 1992

[19] Wichter, L.; Nimmesgern, M.: Stützbauwerke aus Kunststoffen und Erde, Bemessung und Ausführung, Bautechnik 67, Heft 4, 1990, Berlin

[20] Fillibeck, J., Floss, R.: Untersuchungen zur Eignung von Kunststoffdichtungsbahnen für die Anwendung als Abdichtungsmaterial bei Straßen in Wassergewinnungsgebieten, 1994, noch unveröffentlicht.

[21] DVWK-Merkblätter: Anwendung von Geotextilien im Wasserbau, Heft 225/1992 Verlag Paul Parey

[22] Gourc, J. P., Faure, Y. H.: "The Soil Particle, the Water and the Fiber", 4. Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and related Products, 1990, The Hague

Verhalten bewehrter Erdkörper in Theorie und Praxis

Bernd Thamm

1 Einleitung

Zwei unterschiedliche Entwicklungsstadien von bewehrte Erde Konstruktionen konnten in den letzten 20 Jahren beobachtet werden. Zunächst wurden Stützwände aus metallenen Bändern, körnigem Füllboden und Außenhautplatten hergestellt. Diese Konstruktionen haben in der Vergangenheit bei vielen Anwendungsfällen ihre Brauchbarkeit bewiesen und somit zu einem breiteren, kommerziellen und wissenschaftlichen Interesse an der Bauweise beigetragen. Darüber hinaus ist es in einem zweiten Schritt, durch die Entwicklung von modernen polymeren Materialien, den Geokunststoffen, zu der Vielfalt von Bewehrungen und Anwendungen (u.a. beim Unterbau von Verkehrswegen, bei Dämmen auf wenig tragfähigem Untergrund, bei Böschungen, bei Stützwänden und beim Deponiebau) gekommen, wie wir sie heute beobachten können.

Diese Entwicklung hat im Verlauf zu einer großen Anzahl von Forschungsprojekten geführt, die das Studium des Verhaltens bewehrter Erdkörper zum Ziel hatten. Ein großer Teil dieser Arbeiten befaßte sich dabei mit dem Verhalten der einzelnen Baustoffe und ihrer Verbundwirkung. Ein kleinerer Teil befaßte sich mit dem Verhalten von bewehrte Erde Konstruktionen auf Baustellen und bei Großversuchen, von denen einige sogar bis zum Bruch der Konstruktion belastet wurden. Diese Untersuchungen haben zu einem besseren Verständnis des strukturellen Zusammenwirkens von Boden und Bewehrungen geführt und zu der Entwicklung einer Anzahl von Entwurfs- und Berechnungsmethoden beigetragen.

Nach grundlegenden Ausführungen über die Baustoffe und ihre Verbundwirkungen hat dieser Beitrag das Ziel Entwurfs- und Berechnungskonzepte aufzuzeigen, die zum Teil durch Messungen auf Baustellen und durch Großversuche verifiziert wurden.

2 Baustoffe und ihre Verbundwirkung

2.1 Allgemeines

Das Konzept eines quasi-homogenen Verbundmaterials Bewehrte Erde wurde zuerst von Vidal 1965 [1] eingeführt. Es wurde gezeigt, daß ein Verbundstoff bestehend aus Boden und Bewehrungen durch ein quasi-homogenes Material ersetzt werden kann, das in der Lage ist höhere

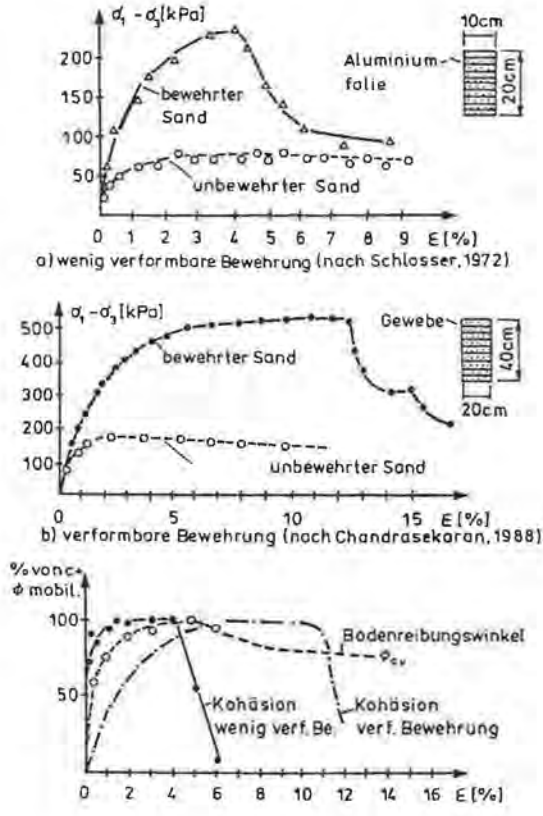


Bild 1: Ergebnisse von Dreiaxialversuchen mit verformbaren und wenig verformbaren Bewehrungen

Festigkeiten und geringere Verformungseigenschaften zu besitzen als Boden alleine. Das Konzept wurde experimentell durch Schlosser und Long 1978 [2] an Sandproben, die mit Aluminiumfolien bewehrt waren, im Dreiaxialversuch untersucht (Bild 1a). Sie haben festgestellt, das im wesentlichen zwei Kriterien - Bruch der Bewehrung und Verlust des Verbundes zwischen Bewehrung und Boden -maßgebend sind. Außerdem verleihen die Bewehrungen dem Boden eine quasi-anisotrope Kohäsion, die wesentlich schneller mobilisiert wird als der Winkel der inneren Reibung des Bodens (siehe Bild 1 unten). Vergleichbare Untersuchungen sind an mit geotextilien Geweben bewehrten Sandproben von Chandrasekaran 1988 [3] durchgeführt worden (Bild 1b).

Der Hauptunterschied zwischen wenig verformbaren Bewehrungen (wie z.B. Aluminium oder Stahl) und verformbareren (wie z.B. aus geotextilen Geweben oder anderen Geokunststoffen) ist die erforderliche Zugdehnung, die notwendig ist, um den Bruchzustand der Bewehrungen zu erreichen. Außerdem kann aus den genannten Versuchen entnommen werden, daß verformbarere Bewehrungen nur wenig zur Erhöhung des Anfangsverformungsmoduls des Bodens beitragen und daß für eine völlige Mobilisierung der Zugfestigkeiten der Bewehrungen große Verformungen erforderlich sind (Bild 1). Dieses hat zur Konsequenz, daß die Zugfestigkeit der Bewehrung nicht gleichzeitig mit der Mobilisierung der maximalen Scherfestigkeit des Bodens einhergeht. Auf diesen Aspekt des Verhaltens von Verbundmaterialien hat Jewell 1990 [4] bei der Entwicklung des Konzeptes der Kompatibilität der Verformungen hingewiesen.

In der Praxis hängen sowohl der mobilisierte Scherwiderstand des Bodens als auch die mobilisierte Bewehrungskraft von den Verformungen ab. Die Konsequenz daraus kann dargestellt werden durch die Bestimmung der Variation des mobilisierten Scherwiderstandes als Funktion der Zugdehnungen. Die erforderliche Gleichgewichtskraft im Boden und die vorhandene Kraft der Bewehrung können dann verglichen werden unter der Annahme gleicher Dehnungen in einem Diagramm, in dem beide Kräfte über den Zugdehnungen dargestellt werden (Bild 2).

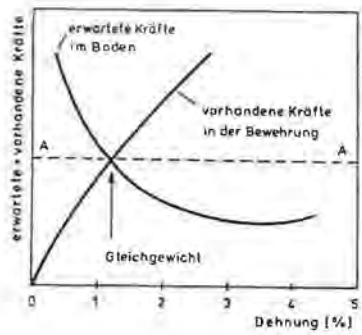


Bild 2: Konzept der Kompatibilität der Verformungen von Boden und Bewehrung

2.2 Füllboden

Ein Bodenelement wird im statischen Gleichgewichtszustand bleiben, wenn der Scherwiderstand mit einem mobilisierten Winkel der inneren Reibung φ'_m unterhalb des vorhandenen maximalen Scherwiderstandes mit einem Winkel der inneren Reibung im Bruchzustand φ'_p bleibt.

Zwei weitere Winkel der inneren Reibung werden für verdichteten, körnigen Füllboden von bewehrte Erde als wichtig angesehen: der Winkel der inneren Reibung φ'_o im Ruhedruckzustand bei horizontalen Dehnungen gleich oder fast null und der Winkel der inneren Reibung bei der kritischen Porenziffer φ'_{cs} bei sehr geringen Zugdehnungen (0,5 bis 1,0%).

Der Unterschied zwischen φ'_{cs} und φ'_o ist in jedem Fall bei gut verdichteten körnigen Böden sehr klein. Der Scherwiderstand wird in verdichteten, körnigen Böden sehr schnell und mit relativ geringen Zugdehnungen bei Spannungen, die für den Entwurf von bewehrte Erde relevant sind, mobilisiert. Der Winkel der inneren Reibung beim Bruch wird dagegen in der Regel erst nach etwa 3% bis 5% kumulativer Zugdehnung erreicht. Die Hauptursache der Verformungen und plastischen Dehnungen im Boden ist die Teilchenbewegung und -reorientierung, die unter zunehmenden Schubspannungen erfolgt. Erst wenn ein relativ großer Betrag des Scherwiderstandes mobilisiert wurde ($\varphi'_m > \varphi'_{cs}$) kann sich diese Teilchenbewegung entwickeln und signifikante Zugdehnungen verursachen. Für einen typischen Füllboden mit einem Winkel der inneren Reibung bei der kritischen Porenziffer φ'_{cs} von z.B. 32° sind die Linien der Scheitelpunkte der Mohr'schen Spannungskreise in einem sogenannten t-s' - Diagramm in Bild 3 dargestellt worden, aus denen die Bereiche für die unterschiedliche Entwicklung von Zugdehnungen in den Bewehrungen entnommen werden können.

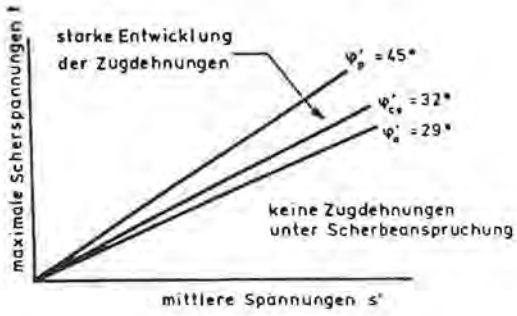


Bild 3: t-s' Diagramm mit Bereichen unterschiedlicher Entwicklung von Zugdehnungen in Bewehrungen

Der Scherwiderstand beim Bruch des Bodens kann aus Routineversuchen mit dem direkten Schergerät oder dem Dreiaxialgerät für praktische Entwurfsanwendungen gewonnen werden.

2.3 Bewehrungen

Die Festigkeits- und die Verformungskennwerte eines Bewehrungsmaterials werden benötigt, um sicherzustellen, daß die Entwurfsspannungen in den Bewehrungen eine angemessene Sicherheit gegen Bruchversagen und Herausziehen aus dem bewehrten Erdkörper gewährleisten und daß Verformungen innerhalb der bewehrten Erde Konstruktionen gebrauchstauglich sind.

Da die Spannungen, die sich in den Bewehrungslagen entwickeln können, sehr stark abhängig sind von deren axialer Steifigkeit, werden bewehrte Erdkörper zweckmäßig in solche mit verformbaren (Geokunststoffe) und solche mit wenig verformbaren Bewehrungen(Stahl) eingeteilt. Diese Begriffe wurden von McGown 1987 [5] wie folgt definiert:

- verformbare Bewehrungen sind jene, bei denen die Zugdehnungen gleich oder größer sind als die horizontalen Verformungen, die notwendig sind, um einen aktiven Grenzzustand im Boden zu erreichen.
- wenig verformbare Bewehrungen sind jene, bei denen die Zugdehnungen wesentlich geringer sind als die horizontalen Dehnungen, die erforderlich wären, um einen aktiven Grenzzustand zu ermöglichen.

Für wenig verformbare Bewehrungen aus Stahl spielt bei der Beurteilung der Lebensdauer die Korrosion von in Boden verlegten Bändern eine erhebliche Rolle (Floss/Thamm 1976 [6]). Zur Einschätzung der Lebensdauer solcher Konstruktionen wurden auf der Basis von Erfahrungen Extrapolationen für den mittleren Dickenabtrag einer Bandseite angenommen, denen Annahmen aus der Literatur und aus Messungen gegenübergestellt wurden (Bild 4).

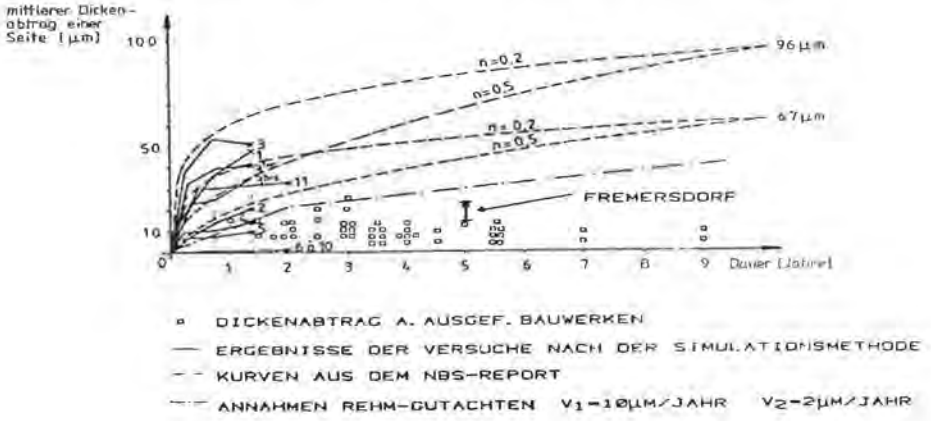


Bild 4: Mittlerer Dickenabtrag infolge Korrosion bei in Boden eingebetteten Bewehrungsbändern aus Stahl

Bei verformbaren Bewehrungen aus Geokunststoffen sind kurzzeitige Materialkennwerte und langzeitige Kriech- und Bruchkennwerte aus Zugversuchen erforderlich, um deren Verhalten bei praktischen Problemen zu beschreiben (Murray, McGown (1987) [7]). Der Ansatzpunkt für eine Betrachtungsweise sind dabei die Referenzkennwerte der Bewehrungsmaterialien ohne Boden. Kriechversuche werden dann dazu benutzt, um die Variation der Kraft mit der Zeit bei einer gegebenen Temperatur T_d zu definieren. Der Verlauf der charakteristischen Referenzkennwerte für eine Bewehrung unter Entwurfsbedingungen (T_d, t_d) ist beispielhaft in Bild 5 aufgetragen worden.

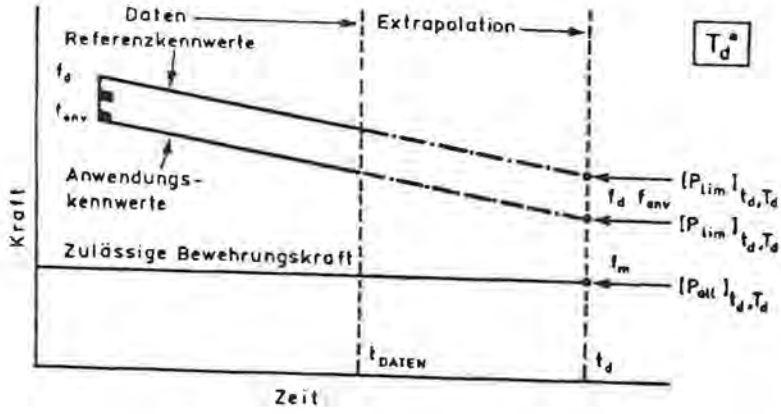


Bild 5: Kraft-Zeit-Diagramm in halblogarithmischer Darstellung als Beispiel für einen Geokunststoff

Bewehrung kann durch Einbauvorgänge beschädigt werden. Die Aussetzung der Bewehrung in einem chemischen und mikrobiologischen Umfeld im Boden erfolgt mit der Zeit und reduziert die Festigkeit weiter. Es werden zwei Teilfaktoren eingeführt, um die mechanische Beschädigung beim Einbau f_d und die Umwelteinflüsse f_{env} berücksichtigen zu können. Diese Teilfaktoren werden ebenfalls auf die Referenzkennwerte angewendet, um zu den Anwendungskennwerten zu kommen, die die erwartete Festigkeit beim Bruchversagen der Bewehrung (im Gebrauchzustand am Ende der Lebensdauer) beschreiben. Ein weiterer Teilsicherheitsfaktor f_m ist dann erforderlich, um die maximal zulässige Bewehrungskraft zu definieren (Bild 5).

2.4 Reibungsverbund

In dichtem körnigem Boden spielt Dilatanz vor und während des Bruchzustandes eine wichtige Rolle bei der Mobilisierung der Reibung, wenn die überlagernde Bodenspannung relativ klein (0 - 100 kPa) ist . In Bild 6 sind Ergebnisse von direkten Scherversuchen beim Übergang Boden / Geotextil dargestellt worden. Während aus dem Schubspannungs - Verschiebungsdiagramm die erwähnte Dilatanz für kleine Normalspannungen deutlich wird, kann aus dem Schub- / Normalspannungsdiagramm der Reibungskoeffizient zwischen Boden und Geotextil bestimmt werden.

Wenn die Oberfläche der Bewehrungen Rippen enthält, wird die horizontale Grenzreibung stark erhöht als Folge der Zunahme der Dicke der Scherzone. Im Fall von Bewehrungen mit komplexer Geometrie- wie z.B. Geogitter- setzt sich der Reibungswiderstand aus mehreren Faktoren zusammen : Oberflächenreibung, Verspannungen von Kornanteilen innerhalb der Gitter, Erdwiderstand des Bodens gegen die Querverbindungen im Gitter, letztere unter Voraussetzung, daß die Öffnungsweite der Gitter im Verhältnis zur Korngröße des Bodens groß genug ist.

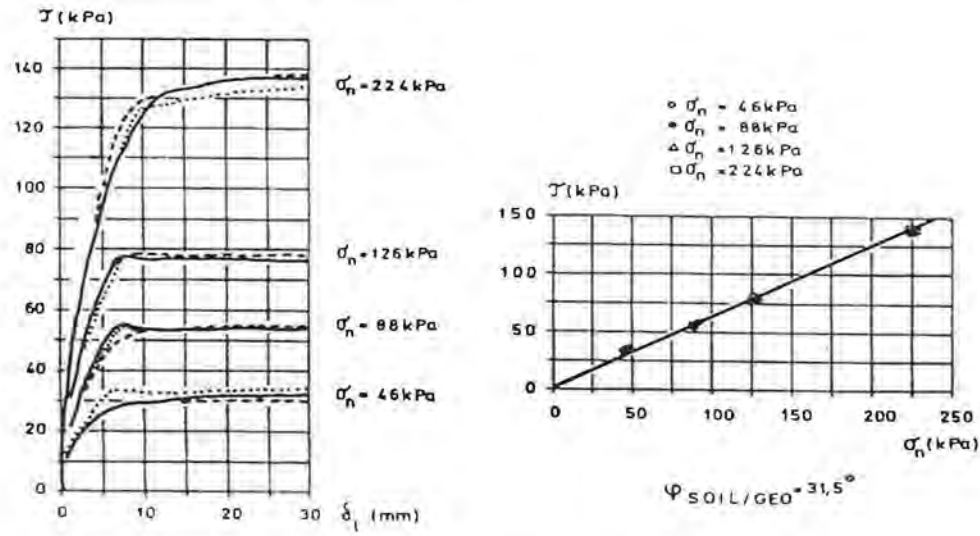


Bild 6: Ergebnisse von direkten Scherversuchen zur Bestimmung des Reibungskoeffizienten zwischen Boden und Bewehrung

3 Entwurfs- und Bemessungsmethoden

3.1 Allgemeines

Die Konzepte der bisher üblichen Entwurfsmethoden für bewehrte Erde sind konservativ. Dieses wurde von einer Anzahl von Wissenschaftlern vor allem durch die Auswertung von Messungen an ausgeführten Bauwerken belegt. Diese bestätigen, daß die Zugkräfte der Bewehrungseinlagen im Grenzzustand nicht auf der Grundlage von Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken alleine bestimmt werden können. Die Berechnung der Standsicherheit verwendet eine auf der sicheren Seite liegende zulässige Bewehrungskraft und einen auf der sicheren Seite liegenden Bemessungswert für den Winkel der inneren Reibung des Bodens, und nimmt weiter an das im Gleichgewichtszustand beide Widerstände gleichmäßig mobilisiert werden. Die Untersuchungen des Gleichgewichtes der Kräfte berücksichtigen dagegen keine Verformungen.

Nachfolgend wird nur noch auf Entwurfs- und Bemessungsmethoden steiler Böschungen und Wände aus bewehrte Erde eingegangen.

3.2 Orte der maximalen Zugkräfte

In der Vergangenheit wurde häufig diskutiert, ob die Linie der geometrische Orte der maximalen Zugkräfte in den einzelnen Bewehrungslagen sich im Gebrauchszustand von derjenigen, die beim Bruchzustand auftritt, unterscheidet und ob das Verhalten wesentlich anders ist als beim Mohr - Coulomb'schen Bruchkriterium. Aus dem Befund vieler Messungen an realen Bauwerken (u.a. in den USA, in Japan, in Frankreich und in Deutschland) kann man ableiten, daß die möglichen Bruchflächen eines mit wenig verformbaren Bewehrungen bewehrten Bodens im oberen Teil nahezu vertikal verlaufen (Bild 7) und etwa ab der Hälfte der Wandhöhe um x=0,3*H hinter der Außenhautfläche liegen, was nicht mit dem Mohr - Coulomb Ansatz übereinstimmt. Die Ergebnisse von Messungen an einer bewehrten Erde Stützwand bei Fremersdorf (Thamm 1981 [8]) bestätigen diesen Befund ebenfalls. Obgleich es nur einige wenige Großversuche, die bis zum Bruch belastete wurden, gibt, haben diese gezeigt, daß für wenig verformbare Bewehrungen die Linie der maximalen Zugkräfte im Gebrauchszustand mit der Lage der Bruchfläche im Endstadium des Versuchs übereinstimmt.

Bei bewehrte Erde Berechnungen ist es oft hilfreich von erforderlichen und zur Verfügung stehenden Kräften auszugehen. Die erforderlichen Kräfte T_{Ri} sind dabei jene die notwendig sind, um Gleichgewicht im Boden herzustellen bei einem gegebenen mobilisierten Scherwiderstand. Sie verhindern eine Wegbewegung des aktiven Teiles, der zwischen der Außenhautfläche und

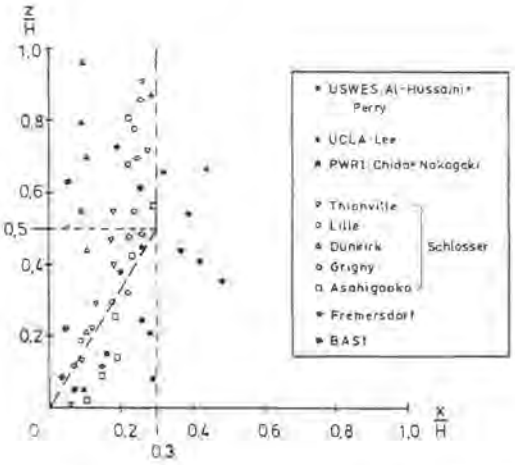


Bild 7: Orte der maximalen Zugkräfte in Bewehrungslagen aus verschiedenen Messungen an ausgeführten Bauwerken

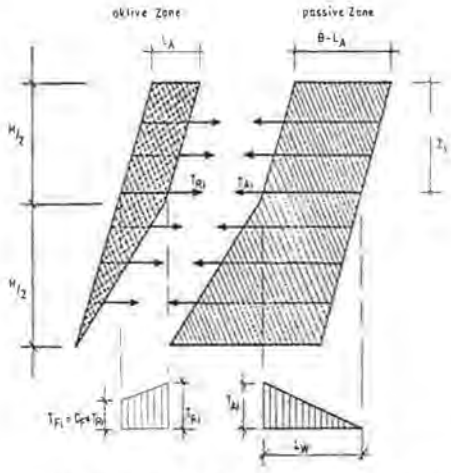


Bild 8: aktive und passive Zone eines bewehrten Erdkörpers mit erforderlichen und zur Verfügung gestellten Kräften

der Linie der geometrischen Orte der maximalen Zugkräfte liegt, vom bewehrten Erdkörper (Bild 8). Die zur Verfügung stehenden Kräfte T_{Ai} sind jene, die durch die Bewehrung im Boden des passiven Teiles bereitgestellt werden (Bild 8).

3.3 Gleichgewicht

Gleichgewicht kann in Form von global erforderlichen und zur Verfügung stehenden Kräften oder in Form von lokalem Gleichgewicht für eine einzige Bewehrungslage untersucht werden.

Unter der Annahme von lokalem Gleichgewicht einer Bodenlamelle, die eine Bewehrung umgibt und die sich in der aktiven Zone hinter der Außenhaut befindet, und daß es keine Schubkräfte in den Flächen der Lamelle gibt, kann man in angenäherter Weise den Spannungszustand im Boden mit den maximalen Zugkräften in folgende Beziehung setzen:

$$K = \sigma_{h'}/\sigma_{v'} = T_{max} * \cos\alpha/(\Delta V * \Delta H * \gamma_z) \qquad (1)$$

wobei α die Neigung der Bewehrung gegenüber der Horizontalen, ΔV und ΔH die Bewehrungsabstände in der Bauwerkstiefe und in vertikaler Richtung, und K der Erddruckbeiwert in Höhe der Linie der maximalen Zugkräfte ist.

Durch Messungen an vielen bewehrte Erde Bauwerken (u.a.[8], [9], [10]) konnte belegt werden, daß der Erddruckbeiwert K gleich oder größer sein kann als der Ruhedruckbeiwert im oberen Teil der Wände. Im unteren Teil der Wände wurden häufig geringere Werte als der Erddruckbeiwert des aktiven Grenzzustandes K_a festgestellt. Durch FE- Berechnungen [11] wurde weiter nachgewiesen, daß diese hohen Erddruckbeiwerte teilweise das Ergebnis der Herstellungsmethode sind.

Die Kompatibilitätskurven in Bild 9 für eine Stützwand mit Bewehrungslagen aus einem Geogitter [12] wurden dargestellt in Form einer Kraft-Dehnungslinie einmal für den Verbund Boden / Geogitter und zum anderen für das Geogitter alleine. Das zu erwartende Gleichgewicht, der Kreuzungspunkt der Kompatibilitätskurven für erforderliche und zur Verfügung gestellte Kräfte, stellt sich im dargestellten Beispiel etwa bei $\varepsilon_r = 2{,}2\%$ ein.

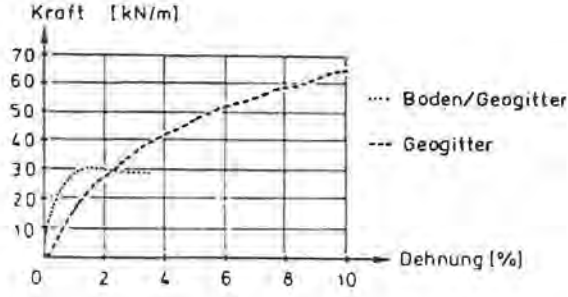


Bild 9: Kompatibilitätskurven für ein Beispiel eines mit einem Geogitter bewehrten Erdkörpers

Dadurch, daß im aktiven Gleichgewichtszustand hinter einer Stützwand die Scherwiderstände im Füllboden in steiler geneigten Ebenen mobilisiert werden, werden höhere Widerstände des ebenen Verformungszustandes im Vergleich mit den auf der sicheren Seite liegenden Werten

des direkten Scherversuches oder des dreiaxialen Druckversuches mobilisiert. Dieser Effekt reduziert die global erforderlichen Kräfte, was in der Regel zu Gleichgewicht bei einer mittleren Zugdehnung von etwa 1% führt. Dieses entspricht dann etwa einem Ausnutzungsgrad von nur 25% der zur Verfügung stehenden Zugkräfte der Bewehrungen.

Untersuchungen dieser Art führen für Stützkonstruktionen, die in konventioneller Weise bemessen werden, zu vorgeschlagenen Größenordnungen für maximal zulässige Dehnungen in den Bewehrungen für den Gebrauchszustand. Das oben genannte Beispiel kann als Faustregel für steile, bewehrte Böschungen und Stützwände auf Fundamenten, die lagenweise mit verdichtetem, körnigen Füllboden erstellt und mit Bewehrungen ausgestattet sind, die eine erlaubte Zugdehnung von $\varepsilon_{all} > 1\%$ (z.B. fast alle Geokunststoffe) haben, gelten.

3.4 Standsicherheitsuntersuchung entlang einer möglichen Bruchfläche

Bei dieser Untersuchung ist der Ablauf analog den klassischen Standsicherheitsnachweisen für unbewehrte Böschungen und Stützwände, wo die Standsicherheit eines homogenen Bodens im Hinblick auf mögliche Bruch- oder Gleitflächen berechnet wird. Diese besteht aus der Feststellung der globalen Standsicherheit des bewehrten Erdkörpers unter Berücksichtigung der antreibenden Kräfte und der widerstehenden Kräfte von Boden und Bewehrung. Die widerstehenden Kräfte setzen sich aus zwei unterschiedlichen Arten zusammen: Spannungen, die im Boden geweckt werden, und Kräften, die in den Bewehrungen mobilisiert werden, und zwar an der Stelle, wo die Bewehrungen die Gleitflächen schneiden.

Eine einfache Annäherung bei der Bestimmung der mobilisierten Zugkräfte in den Bewehrungen ist die Annahme eines dreieckförmigen Bodenelementes, das vom Rest des Bodens durch eine ebene Fläche getrennt wird, die durch den Fußpunkt der Wand verläuft. Der Vorteil dieses Ansatzes ist es, daß keine Notwendigkeit besteht die Spannungsverteilung entlang der Gleitfläche präzise zu formulieren, da statt dessen nur die resultierenden Kräfte geneigt mit dem Winkel der inneren Reibung des Bodens anzusetzen sind. Die am häufigsten verwendete Methode ist jedoch die sogenannte Lamellenmethode, wobei der Boden in vertikale Lamellen zerlegt wird und ein Sicherheitsfaktor entlang einer kreisförmigen Gleitfläche berechnet wird.

Die hauptsächlichen Nachteile der vorgenannten Methoden sind, daß sie keine Berechnung der Verteilung der globalen Kräfte, die für das Grenzgleichgewicht erforderlich sind, zwischen einzelnen Bewehrungslagen erlauben. Die einzige Methode, die eine Berechnung der Verteilung erlaubt, ist die von Schlosser und Juran [13] entwickelte, die durch die Bruchfläche in Form

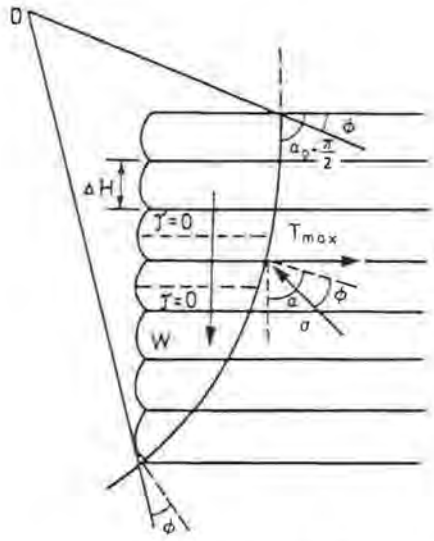


Bild 10: logarithmische Spirale als mögliche Bruchlinie innerhalb eines bewehrten Erdkörpers

einer logarithmischen Spirale charakterisiert ist und die mathematisch zu dem Ergebnis führt, daß der Boden entlang dieser Gleitfläche sich im Grenzgleichgewichtszustand befindet. Die Zugkraft in jeder Bewehrungslage wird dann ermittelt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung für jede Bodenlamelle (siehe Bild 10 und Gl.1), die die Bewehrung enthält und durch die Gleitfläche begrenzt ist.

Die Standsicherheit wird überprüft durch die Annahme, daß die Bewehrungen in der Lage sind die so ermittelten Zugkräfte aufzunehmen. Diese Kräfte werden begrenzt durch die Zugfestigkeit der Bewehrung (Bruch) und durch den Widerstand gegen Herausziehen (Verlust der Haftung).

3.5 Standsicherheit mit Berücksichtigung einer Grenzgleichgewichtszone im Boden

Methoden, die eine Grenzgleichgewichtszone hinter der Außenhaut annahmen, gehörten zu den ersten, die für den Entwurf von bewehrte Erde Stützkonstruktionen entwickelt wurden. Generell nehmen sie einen Rankine-Zustand hinter der Außenhaut, wie bei einer vertikalen Stützwand an. Weiter nehmen sie an, daß die Zugkräfte entlang der Rankine-Zone konstant sind. Bei dieser Annahme werden alle Boden-Bewehrungs-Wechselwirkungen in dieser Zone vernachlässigt, was im Gegensatz zum aktuell beobachteten Verhalten von bewehrte Erde Stützwänden steht. Die Vernachlässigung dieser Wechselwirkungen führt zu einer linearen

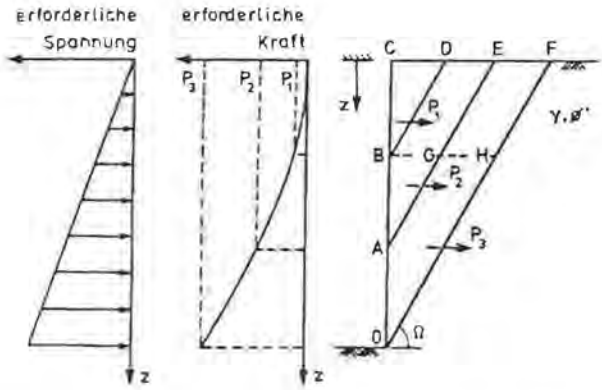


Bild 11: mögliche Grenzgleichgewichtszonen innerhalb eines bewehrten Erdkörpers

Verteilung der horizontalen Erddrücke auf die Außenhaut. Diese ermöglichen dann die Berechnung der Zugkräfte, die in die Bewehrungen übertragen werden (Bild 11).

Berechnungsmethoden, die eine Flächenbruchzone hinter der Außenhaut annehmen, wurden bisher wenig entwickelt, da es schwierig ist die Effekte der Bewehrungen auf die einzelnen Bruch- und Hauptspannungslinien in Betracht zu ziehen.

4 Vergleich mit Versuchsdaten und Gültigkeit der Grenzwertmethoden

Die Gültigkeit der in Abschnitt 3 beschriebenen Grenzwertmethoden kann global überprüft werden durch den Vergleich der theoretischen Ergebnisse mit Ergebnissen von Versuchswänden, die bis zum Bruch belastet wurden. Weil solche Versuche in der Regel jedoch teuer und die untersuchten Parameter häufig begrenzt sind, können aus solchen Versuchen nur dann weitere Schlüsse gezogen werden, wenn sie mit Hilfe von Modellversuchen, z.B. solchen auf der Zentrifuge, kalibriert und / oder durch numerische Studien ergänzt werden. Da der Umfang solcher Forschungsarbeiten sehr groß ist, sind schnellere Fortschritte beim Verständnis der Verbundwirkung von Boden und Bewehrungen nur durch die Zusammenarbeit mehrerer Forschungsstellen, z.B. deutsch- französische Zusammenarbeit zwischen LCPC und BASt [14], zu erreichen.

Für Berechnungsmethoden, die die Standsicherheit entlang möglicher Bruchflächen formulieren, ist es notwendig eine gute Wahl der Form einer möglichen Bruchfläche zu treffen. Die

Ergebnisse werden durch die angenommene Form der Bruchflächen beeinflußt, wobei eine logarithmische Spirale (s.a. Bild 10) für wenig verformbare Bewehrungen die genaueste Annäherung sowohl an die Ergebnisse als auch an Form und Lage der Bruchfläche bietet. Die Genauigkeit dieser Methode wird annähernd erreicht durch kreisförmige Bruchflächen, klassisch durchgeführt mit der Lamellenmethode und dann durch bilineare Bruchflächen (Blockgleitmethode; Bild 12). Eine weitere Bruchfläche kann neben der möglichen Auflast mit Hilfe der sogenannten Charakteristikenmethode, die auf einen quasi-anisotropen Erdkörper angewendet wird ([15], [16], erhalten werden.

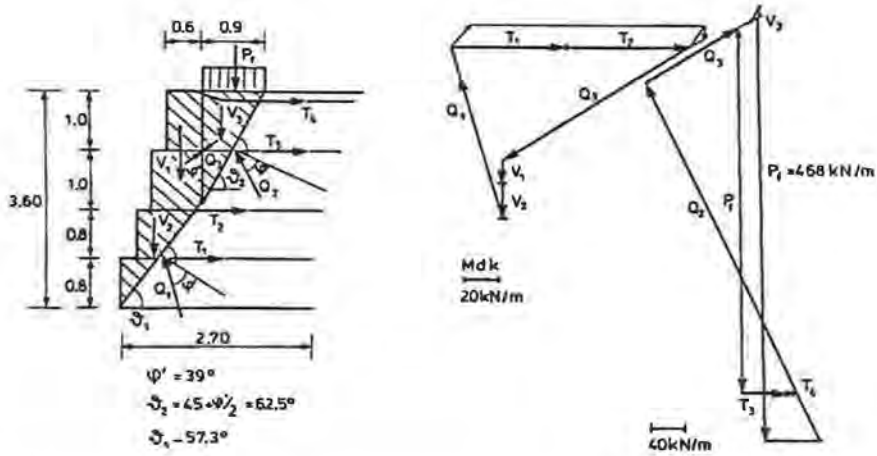


Bild 12: Blockgleitmethode (Doppelblock) mit graphischer Lösung

Für bewehrte Erde kann man die Gültigkeit von Grenzwertmethoden in Frage stellen, da diese annehmen, daß der Widerstand im Boden und in den Bewehrungen gleichzeitig mobilisiert wird. Ein möglicher gangbarer Weg, um solch ein Verbundmaterial mit seiner Komplexität (Wechselwirkung Boden/Bewehrung, heterogener Spannungszustand) zu untersuchen, erscheint der mit Hilfe von Versuchsergebnissen mit realen Randbedingungen. Wie bereits gezeigt wurde, konnte an Hand der Ergebnisse von Dreiaxialversuchen mit Sandproben [2], die mit wenig verformbaren Bewehrungen bewehrt waren, nachgewiesen werden, daß der Scherwiderstand des Bodens zum Zeitpunkt des Bruchs der Bewehrungen global mobilisiert wurde. Für verformbare Bewehrungen, wie z.B. Geokunststoffe, erfolgt der Bruch der Bewehrungen in der Regel bei sehr großen Verformungen und korrespondiert eher mit der Mobilisierung des Winkels der inneren Reibung bei der kritischen Porenziffer φ'_{cs} als mit dem maximalen Winkel

der inneren Reibung φ'_p. Beides bestätigt die Gültigkeit von Grenzwertmethoden für bewehrte Erde. Darüberhinaus zeigen die Ergebnisse, daß die Annahme $\tau = 0$ zwischen den horizontalen Lamellen sowohl bei der Spiralenmethode als auch implizit bei zahlreichen anderen Autoren bei der Entwicklung des Spannungszustandes einer bewehrten Erde Stützwand, nicht völlig mit dem wirklichen Zustand übereinstimmt und den Spannungszustand im oberen Teil der Wand überschätzt ($K=K_o$) und den im unteren Teil unterschätzt ($K<K_a$).

5 Großversuche

Für die Beurteilung des Verhaltens bewehrter Erdkörper sind Großversuche, die bis zum Bruch belastet werden, von unschätzbarem Vorteil, da neben der Tragfähigkeitsüberprüfung der Verbundkonstruktion auch die Kriterien der Gebrauchstauglichkeit untersucht werden können.

Daher wurden in der Halle für statische Untersuchungen der BASt 5 Großversuchswände im Maßstab 1:1 mit unterschiedlichen polymeren Bewehrungsmaterialien und Außenverkleidungen aufgebaut und bis zum Bruch belastet. Die Ziele dieser Untersuchungen waren die Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens bewehrter Erdkörper, die Feststellung möglicher Versagensmechanismen und der zugehörigen Bruchgeometrien, der Vergleich der Meßergebnisse mit verschiedenen Berechnungsmethoden und die Aufstellung von Bemessungsansätzen. Über die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind bisher eine Reihe von Veröffentlichungen in unterschiedlichen Publikationen erschienen (u.a. [12], [14], [15], [16]), auf die hiermit verwiesen wird. Nachfolgend werden einige wenige Aspekte dieser Untersuchungen behandelt.

Eine für alle untersuchten Wände gültige Beobachtung beim Erreichen des Bruchzustandes ist die Tatsache, daß in der Regel bei den oberen Bewehrungslagen der Wände der Verlust der Haftung (Herausziehen aus dem passiven Teil des bewehrten Erdkörpers) zu verzeichnen war (Bild 13 oben; aus [15]), während die darunter befindlichen Lagen durch Bruch versagt haben (Bild 13 unten; aus [15]). Bei den untersten Bewehrungen wurden dagegen kaum nennenswerte Dehnungen festgestellt.

Nach dem Abbau der Wände konnten die Lage und Form der Bruchfläche an Hand der gebrochenen Bewehrungen ermittelt werden. Im Bild 14 ist beispielhaft für eine geotextilbewehrte Stützwand mit einer Außenhaut aus Betonfertigteilen [16] im Wandquerschnitt die Lage der Bruchfläche im Vergleich mit einer bilinearen Bruchfläche, einer kreisförmigen und einer nach der Charakteristikenmethode ermittelten Bruchfläche zu sehen. Die Übereinstimmung ist im

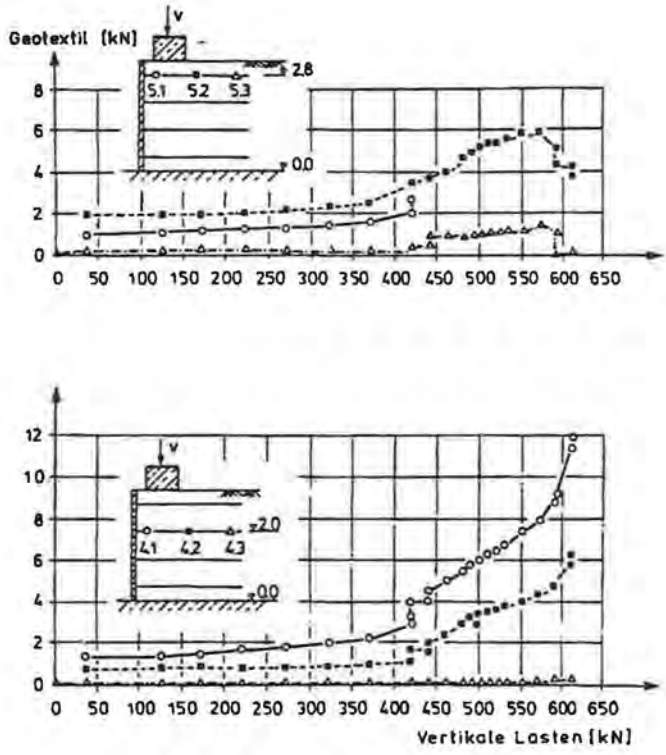


Bild 13: Entwicklung der Zugkräfte in Bewehrungen, die durch Herausziehen und Bruch versagen, über einer vertikalen Auflast

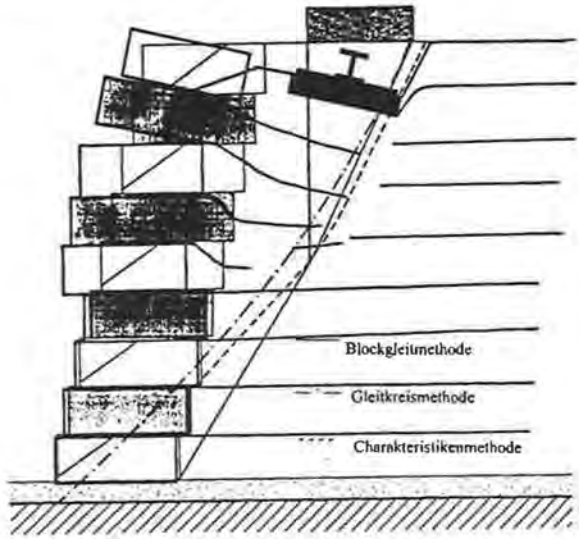


Bild 14: Bruchlinien durch einen bewehrten Erdkörper Vergleich Theorie-Messung

oberen Wandteil sehr gut. In Wandmitte hat sich dagegen im Versuch eine nahezu horizontale Gleitfläche durch die Wandelemente gebildet. Mit den Rechenwerten der Versuchswand und der Blockgleitmethode wurde eine Bruchlast von 1308 kN erhalten (Gleitkreismethode 1339 kN; Charakteristikenmethode 1634 kN). Gegenüber der festgestellten Bruchlast (1515 kN) sind das etwa nur 12,8% weniger im Vergleich mit der Blockgleitmethode.

6 Vorschläge für den Entwurf

Der Entwurf für die innere Standsicherheit von bewehrten Erdkörpern kann unterteilt werden in solche deren Basis das aktive Erddruckkonzept ist (für verformbare Bewehrungen $\varepsilon \geq 1\%$) und jene die eine modifizierte Version zwischen aktivem Grenzzustand und dem Ruhedruck bevorzugen (für wenig verformbare $\varepsilon < 1\%$).

Die Entwurfsannahmen für den Fall verformbarer Bewehrungen müssen berücksichtigen, daß Boden in der Regel zwar gut verdichtet ist, aber trotzdem noch ein Sicherheitsbereich angenommen werden muß, der die unterschiedlichen Ausführungsqualitäten vor Ort berücksichtigt. Dieses führt zum Vorschlag der Annahme von Bemessungskennwerten im Boden für den Entwurf mit $\varphi'_d = \varphi'_{cs}$.

Bei gleichen Annahmen für nicht verformbare Bewehrungen geht man davon aus, daß Gleichgewicht bereits bei einem erhöhten aktiven Erddruck erreicht wird. Um nun von gleichen Sicherheitsmargen auszugehen, wird auch hierfür die Annahme von Bemessungskennwerten im Boden für den Entwurf mit $\varphi'_d = \varphi'_{cs}$ vorgeschlagen.

Studien zahlreicher Anwendungsfälle mit Geokunststoffen als Bewehrungen von Stützwänden und Böschungen haben ergeben, daß die meisten von ihnen mit der konventionellen Blockgleitmethode bemessen wurden. Die Hauptfrage ist dabei die Wahl einer zulässigen Entwurfsspannung des Geokunststoffes, die in der Regel in Prozent der Bruchspannung angenommen wird. Diese Bruchspannung wird heute noch z.B. aus einem freien Breitstreifenzugversuch mit dem Geokunststoff gewonnen. Es ist jedoch allgemein bekannt, daß das Spannungs-Dehnungsverhalten von in Boden eingebetteten Bewehrungseinlagen anders ist und realistisch nur durch sogenannte Gebrauchsfähigkeitsversuche mit dem Verbundstoff Boden-Bewehrung erhalten wird. Relativ große Dehnungen, die sich bei hohen Entwurfsspannungen entwickeln würden, werden in der Regel dadurch vermieden, daß ziemlich geringe zulässige Entwurfsspannungen gewählt werden, bei denen sich die Konstruktion mit Sicherheit noch als gebrauchsfähig erweist.

7 Zusammenfasssung und Ausblick

Die Hauptpunkte des Beitrages werden nachfolgend noch einmal zusammengefaßt:

(1) Die Kenntnis der Festigkeits- und Verformungskennwerte des Bodens sind Voraussetzung für das Verständnis von bewehrte Erde. Vorschläge für Bemessungswerte der Bodenkennwerte wurden gegeben.

(2) In gleicher Weise müssen die Festigkeits- und Verformungskennwerte der Bewehrung bekannt sein, so wie die Einflüsse derselben bei deren Anwendung im Boden. Es wurden Angaben gemacht wie die zulässigen Bewehrungskräfte unter Entwurfsbedingungen zu bestimmen sind.

(3) Die Annahme des Verhaltens der Bewehrung in Form von erforderlichen und zur Verfügung stehenden Kräften in Zusammenhang mit dem Konzept der Kompatibilität hat gezeigt, daß die Verformungen für einen möglichen Gleichgewichtszustand klein sind und daß der Ausnutzungsgrad der Bewehrungen in der Regel sehr gering ist.

(4) Die Gültigkeit der Grenzwertmethoden wurde durch Versuche bestätigt.

An Empfehlungen für die Berechnung und den Entwurf von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO) wird zur Zeit im AK 14b der DGGT gearbeitet. Eine Veröffentlichung ist für 1995 vorgesehen.

8 Literaturangaben

[1] Vidal, H., 1966, "La Terre Arrmée", Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No.223-229, pp.888-938

[2] Schlosser, F. und N.T.Long, 1972, "Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutenement", Proc. 5th European Conf. SMFE, Madrid, bulletin 1, pp.299-306

[3] Chandrasekaran, B., 1988, "An experimental evaluation of fabric strength properties and behaviour of fabric reinforced soil", Master of Eng.Thesis, National University of Singapore, 275 pp.

[4] Jewell, R.A., 1990," Strength and Deformation in Reinforced Soil Design", Keynote paper on Reinforced Soil, 4th Int.Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Netherlands

[5] Mc Gown, A. et al, 1987," The influence of lateral boundary yielding on the stresses exerted by backfills", Int.Conf.n Soil-Structure-Interaction, Paris, pp.585-592

[6] Floss, R. und B.R.Thamm,1976, "Bewehrte Erde- ein neues Bauverfahren im Erd- und Grundbau", Die Bautechnik 53, Heft 7, S.217-226

[7] Murray, R.T. and A.McGown,1987,"Geotextile test procedures: background and sustained load testing", TRRL Applications Guide N° 5, Crowthorne,UK

[8] Thamm, B.R.,1981,"Messungen an einer Stützkonstruktion aus 'Bewehrte Erde' unter statischer und dynamischer Belastung", Geotechnik, Jahrgang 4, Heft 4, S.179-193

[9] Krieger, B. und B.R.Thamm, 1990," Messungen an einem Brückenwiderlager aus 'Bewehrte Erde', Teil I, Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Projekt Nr. 84 204, Bergisch Gladbach

[10] Erban, P. und B.R.Thamm, 1991," Messungen an einem Brückenwiderlager aus 'Bewehrte Erde', Teil II, Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Projekt Nr. 84 204, Bergisch Gladbach

[11] Erban, P.,Krieger J., und B.R.Thamm, 1992," Numerical analyses of full scale tests on geosynthetic reinforced retaining walls",Proc.of Int.Symp.on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Kyushu, Japan, pp.229-234

[12] Thamm B.R, Krieger J.and B.Krieger ,1990," Full scale test on a geotextile reinforced retaining structure", Proc.of 4th Int.Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Netherlands, Vol.1, pp.3-8

[13] Juran, I. and F.Schlosser, 1978,"Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures", Proc.of Symp.on Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh, pp.528-555

[14] Balzer, E., Ph.Delmas, Y. Matichard, A.Séré und B.R.Thamm, 1992, Großversuch und Modellversuch auf der Zentrifuge von einer mit Vlies bewehrten Stützwand - eine deutsch-französische Zusammenarbeit, Vortragsband 2.Int.Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik K-GEO '92 Luzern, Schweiz, S.103- 110, Herausgeber SVG, St.Gallen

[15] Thamm, B.R., Krieger,B. and D.Lesniewska, 1990, Full scale test of a geotextile-reinforced soil wall, Proc.of the Int.Conf. on Reinforced Soil, University of Strathclyde,Glasgow, UK, Preprints paper N° 4/7

[16] Krieger, B., D.Lesniewska und B.R.Thamm, 1992, Messungen an einer geotextilbewehrten Stützwand mit Betonfertigteilen als Außenhaut, Vortragsband 2.Int.Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik K-GEO '92 Luzern, Schweiz, S.111-122, Herausgeber SVG, St.Gallen

Untersuchung einer ungestützten Baugrubenwand mit der Methode der Finiten Elemente

Friedrich Scheele

1 Einführung und Problemstellung

Derzeitige Bemessungsmethoden von Stützwänden basieren im allgemeinen auf Betrachtungen des Grenzspannungszustandes im Boden. Die normal zur Wand wirkenden Komponenten der Erddruck- und Erdwiderstandsverteilung werden ermittelt ohne die Formänderungen der Wand und des Bodens zu berücksichtigen.

Bei nicht gestützten, nur im Boden eingespannten Spundwänden gilt die Voraussetzung, daß die Wand sich um einen tiefgelegenen Punkt in ausreichendem Maße dreht und somit die klassische Erddrucktheorie angewendet werden darf. Unabhängig von den wirklich im Boden vorhandenen Spannungsverhältnissen wird die Einspannung der Baugrubenwand im Untergrund mit Hilfe des Lastansatzes von Blum (1931) erfaßt. Die Verformungsverhältnisse werden insofern annähernd berücksichtigt, indem der Erdwiderstand höchstens mit zwei Drittel des im Grenzzustand möglichen Wertes in Rechnung gestellt wird (EAB, 1980). Dies entspricht einer Begrenzung der Wandbewegung mittels eines Sicherheitsbeiwertes von 1.5.

Mit dieser kurzen Einführung soll die für diesen Beitrag gewählte grundbauliche Problemstellung, die senkrechte, ungestützte Baugrubenwand, vorgestellt und die bekannten Grundlagen für ihre Berechnung in Erinnerung gerufen werden. Für baupraktische Zwecke genügen diese Näherungsverfahren im allgemeinen, jedoch können mit der Anwendung moderner numerischer Methoden die Einschränkungen in Berechnung und Bemessung wesentlich abgebaut, die Genauigkeit bezüglich Spannungen und Verformungen und die Kenntnisse über die Eigenschaften und das Verhalten des Baugrundes, vor allem im Grenzlast nahen Bereich, erweitert werden. Der wichtigste Vertreter dieser rechentechnischen Verfahren, der hier angesprochen werden soll, sei die Methode der Finiten Elemente (FEM). Die theoretischen Grundlagen sind gut dokumentiert (Zienkiewicz, 1977) und eingeführt. Das heutige Ingenieurwesen ist ohne dieses numerische Berechnungsverfahren nicht mehr vorstellbar. Es ist darum umso verwunderlicher, daß es der Bauingenieur doch nur spärlich anwendet. Mit dem Vormarsch sehr leistungsfähiger, kleiner Rechner und ausgezeichnetem Programmaterial sollte ihrer

Anwendung in der breiten Baupraxis, und nicht nur im Rahmen von komplizierten, ebenen oder räumlichen Problemstellungen auf dem Gebiet der Geotechnik, nichts im Wege stehen.

Mit diesem Beitrag soll ein sehr einfaches Beispiel aus der täglichen Bauingenieurtätigkeit aufgegriffen, einige FE-spezifische Hinweise für dieses Randwertproblem gegeben, eine begrenzte Parameterstudie durchgeführt und ein möglicher Weg, ein Sicherheitskriterium in diese numerische Entwurfsmethode einzubringen, vorgestellt werden.

2 Finite Elemente Idealisierung einer ungestützten Wand

Eine große Zahl von Arbeiten mit hohem Niveau bezüglich Finiter Elemente Berechnungen von Stützwänden im Rahmen von tiefen Ausgrabungen wurden in den letzten Jahren durchgeführt (z.B. Smith & Ho, 1992; Whittle et al., 1993; Schweiger & Freiseder, 1994), die jeweils mehr oder weniger die 'klassischen' Problemkreise einer numerischen Analyse anschneiden. Es sind dies die

- Aufbringung des Primärspannungs- und Verformungszustandes im Boden
- Auswahl zutreffender Bodenkennwerte
- Wahl eines adäquaten Stoffgesetzes
- Simulierung des lagenweisen Aushubes in der Baugrube.

Ihre konsequente Behandlung und korrekte Lösung ist oft eine Frage der Qualität des FE-Programmpaketes des Anwenders. Dies gilt insbesondere hinsichtlich des Angebots der Materialgesetze und der Simulation der Bauzustände.

Die vorliegenden Untersuchungen wurden mit dem Finiten Elemente Code ABAQUS (Hibbitt, et al., 1993) durchgeführt, das wohl dokumentierte Lösungen von nicht-linearen Problemen aus dem Bereich der Boden- und Felsmechanik nachweisen kann.

Die Berechnungen wurden im ebenen Verformungszustand durchgeführt. Das Berechnungsmodell besteht aus einer Stützwand, die vor der Baumaßnahme in einen Baugrund mit den Abmessungen 32m x 22m installiert wurde. (Der Ausschnitt ist etwas klein gewählt, dennoch wurden die Berechnungsergebnisse dadurch nicht signifikant beeinflußt.) Die horizontalen Verschiebungen am linken und rechten Rand des Bodenkontinuums sind eingeschränkt, jedoch in vertikaler Richtung frei. Die Randbedingungen an der unteren Limitierung sind in vertikaler Richtung fixiert, jedoch horizontal frei beweglich.

Die Diskretisierung des Berechnungsausschnittes erfolgte entsprechend der Regel, daß kleine Elemente dort gewählt werden, wo große Spannungs- und Formänderungsgradienten zu erwarten sind. Übergangsbeziehungen mußten bei der Anordnung von verschieden großen Elementen gleichen Types vorgesehen werden.

Im Bild 1 ist der Berechnungsausschnitt mit den Gesamtabmessungen, den Randbedingungen und der Netzeinteilung nach einem Aushub von 4m dargestellt.

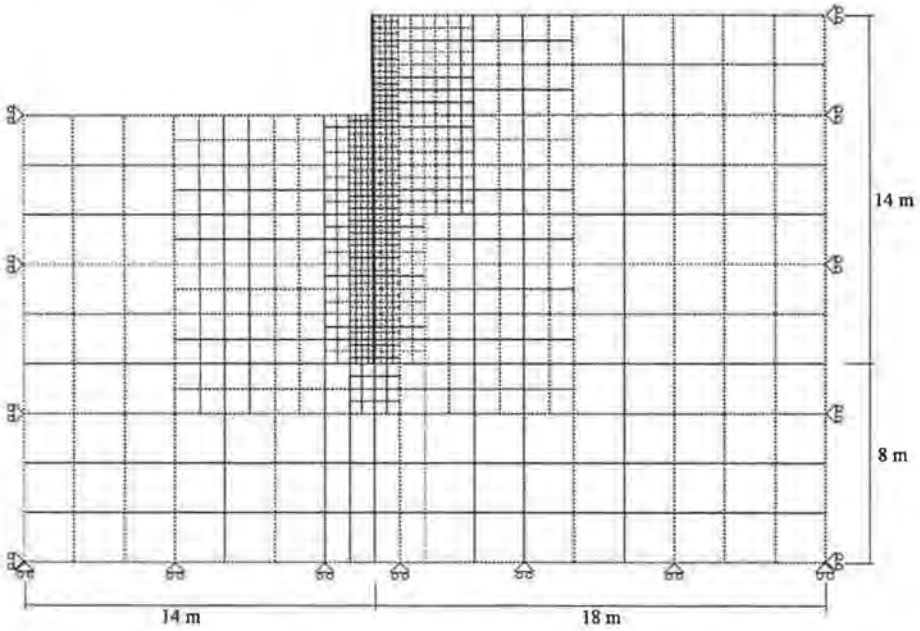


Bild 1: Diskretisiertes Berechnungssystem nach 4m Bodenaushub, einschließlich Dimensionen und Randbedingungen

Der Baugrund ist aus quadratischen Viereckelementen aufgebaut. Die Wand besteht aus linearen Balkenelementen. Besonderen Augenmerkes bedarf die Simulation des Kontaktes zwischen Bauwerk und Baugrund. Dort besteht die Möglichkeit des vertikalen Gleitens mit begrenztem Kraftschluß. Die Reibung zwischen Wand und Boden wird beiderseits der Wand mit Übergangselementen berücksichtigt, die eine Relativbewegung von Wand und Boden und möglicherweise Separation erlauben. Der Wandreibungswert ist hier mit 2/3 des Reibungswinkels des Bodens definiert. Bild 2 zeigt ein Detail der Elementanordnung im Wandfußbereich. Die Darstellung ist seitlich verzerrt, die Knotenpunkte der Übergangselemente haben dieselben Koordinaten wie die Knotenpunkte der Wandelemente.

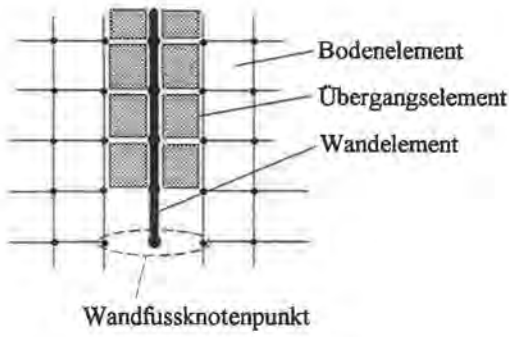


Bild 2: Detail der Elementanordnung im Wandfuß-Bereich

Im ersten Schritt der eigentlichen FE-Berechnung wird der Primärspannungszustand, hier der Spannungszustand aufgrund des Eigengewichtes, aufgebracht. Eine möglichst zutreffende Erfassung ist oft von entscheidender Bedeutung für die weitere Analyse des Problems. In diesem Beispiel wurde der Erdruhezustandsbeiwert der Einfachheit halber mit $K_o = 0.5$ angenommen.

Nach der Ermittlung des Primärzustandes im Berechnungsausschnitt wird die Simulation des Bodenaushubes in weiteren Schritten vorgenommen. ABAQUS ersetzt die Stützwirkung der Elemente durch Knotenkräfte, die dann inkrementell abgebaut werden. Grundsätzliches zur Simulation des Baugrubenaushubes kann Brown & Booker (1985) entnommen werden.

Im Wandbereich muß infolge der Übergangselemente auf eine spezielle Abfolge des Entfernens der Boden- und Übergangselemente geachtet werden. Der Aushub erfolgt schrittweise in Lagen, zunächst werden die der Wand am nächsten gelegenen Elemente entfernt. Die Ausgrabung wird kontinuierlich fortgesetzt bis der Programmlauf abbricht, d.h. der Lösungsalgorithmus nicht konvergiert i.e. die Stützkonstruktion einstürzt. Da in dieser Studie die kleinsten Elemente die Abmessung von 0.5m x 0.5m haben, kann die maximale Aushubstiefe nur mit der entsprechenden Genauigkeit (von 0.5m) ermittelt werden.

Das Stoffgesetz, das die mathematische Verbindung zwischen Spannungen und Verformungen darstellt, sollte das tatsächliche Materialverhalten von Boden und Stützwand möglichst zutreffend approximieren. Es besteht eine große Auswahl an teilweise äußerst komplexer konstitutiver Stoffmodelle für Böden (eine der letzten Entwicklungen für Felsböden sind in Sellers & Scheele (1994) zu finden), die im allgemeinen jedoch nicht in einem kommerziellen FE-programm erhältlich sind.

Die vorliegende Untersuchung beschränkt sich auf die Anwendung des bewährten Drucker-Prager Stoffgesetzes, das dem ABAQUS Anwender unter anderen zur Verfügung steht. Dieses Stoffgesetz ist eine zeitunabhängige, elastisch-plastische Formulierung und eignet sich insbesondere für drainierte, körnige Böden.

Um das Stoffgesetz in wenigen Beziehungen vorzustellen, sollen die elastischen und plastischen Anteile der Gesamtverformungen

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl}$$

genannt werden, wobei $\dot{\varepsilon}$ der Dehnungsänderungstensor ist.

Unter elastischen Bedingungen ist die Spannungsänderung

$$\dot{\sigma} = \mathbf{D}\,\dot{\varepsilon}^{el}$$

D ist der Elastizitätstensor. Elastische Verformung findet statt, wenn die Fließfunktion

$$f(\sigma, H_\alpha) < 0$$

ist. Wird das Material infolge eines Belastungszustandes plastisch verformt i.e. $f = 0$, dann wird die inelastische Verformung mittels des plastischen Potentials $g(\sigma, H_\alpha)$ abgeleitet. Es läßt sich definieren

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda}\frac{\partial g}{\partial \sigma}.$$

Das plastische Potential g und die Fließbedingung f sind beide Funktionen des Spannungszustandes σ und des Verfestigungsparameters H_α.

Verbindet man die obengenannten Beziehungen, dann kann die konstitutive Beziehung zwischen Spannungsänderung und gesamter Verformungsänderung mit

$$\dot{\sigma} = \mathbf{D}^{*}\dot{\varepsilon}$$

angegeben werden, in der $\mathbf{D}^{*}$ die tangentiale Stoffmatrix darstellt.

Die Definition der Drucker-Prager Fließfläche stützt sich auf die drei folgenden Spannungsinvarianten:

die mittlere Hauptspannung, $p = -\frac{1}{3}\,\mathrm{trace}(\sigma)$,

die von Mises Spannung, $q = \sqrt{\frac{3}{2}\,\mathbf{S} : \mathbf{S}}$,

und die dritte Spannungsinvariante, $r^3 = \frac{9}{2}\,\mathbf{S} \cdot \mathbf{S} : \mathbf{S}$.

wobei der deviatorische Spannungstensor $\mathbf{S} = \sigma + p\,\mathbf{I}$ mit dem Identitätstensor $\mathbf{I}$ berechnet wird.

Eine weitere wichtige Definition ist

$$t = \frac{1}{2}q\left[1+\frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K}\right)\left(\frac{r}{q}\right)^3\right],$$

worin K das Verhältnis der Fließspannungen unter dreiaxialer Zug- und dreiaxialer Druckbeanspruchung darstellt.

Die Drucker-Prager Fließfunktion lautet nun

$$f = t - p\tan\beta - d = 0,$$

worin d ein Maß für die Kohäsion, definiert als eine Funktion des plastischen Dehnungsäquivalents, und β der Reibungswinkel des Materials ist. Die Größen sind in Bild 3 schematisch dargestellt.

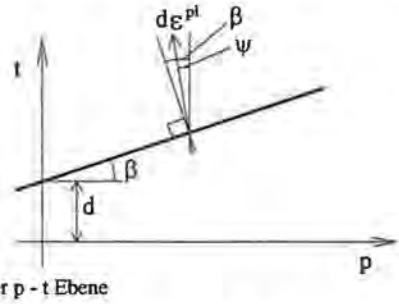


Bild 3: Fließfläche in der p - t Ebene

Für den ebenen Verformungszustand ist K = 1. Die Fließfläche ist dann identisch mit dem von Mises Kriterium und stellt einen Kreis in der Deviatorebene dar, i.e. t = q.

In diesem Stoffgesetz wird das plastische Potential g mit

$$g = t - p\tan\psi,$$

gewählt, worin ψ der Dilatanzwinkel in der p - t Ebene ist.

Volumenkonstantes Fließen, gekennzeichnet durch $\psi = 0$, erfolgt, wenn die mittlere Hauptspannungsänderung null ist. In granularen Böden wird jedoch meist nichtassoziiertes Fließen mit $\psi < \beta$ angesetzt (siehe auch Bild 3); Normalität besteht zwar in der Deviatorebene, jedoch nicht in der p - t Ebene. Ist $\psi = \beta$, dann liegt assoziiertes Fließen vor, das plastische Dehnungsinkrement ist normal zur Fließfläche in der p - t Ebene gerichtet.

Um die Mohr-Coulomb Scherfestigkeitsparameter ϕ und c in die äquivalenten Drucker-Prager Parameter b und d umwandeln zu können, bedarf es für den Fall des ebenen Verformungszustandes der Umrechnungsbeziehungen

$$\sin\phi = \frac{\tan\beta \sqrt{3\left(9 - \tan^2\psi\right)}}{9 - \tan\beta \tan\psi} \quad \text{und}$$

$$c\cos\phi = \frac{\sqrt{3\left(9 - \tan^2\psi\right)}}{9 - \tan\beta \tan\psi} d$$

Weitere Vereinfachungen können vorgenommen werden für assoziiertes Fließen ($\psi = \beta$) :

$$\tan\beta = \frac{\sqrt{3}\sin\phi}{\sqrt{1 + \frac{1}{3}\sin^2\phi}} \quad \text{und} \quad \frac{d}{c} = \frac{\sqrt{3}\cos\phi}{\sqrt{1 + \frac{1}{3}\sin^2\phi}},$$

und für nicht dilatantes (volumenkonstantes) Fließen ($\psi = 0$) :

$$\tan\beta = \sqrt{3}\sin\phi \quad \text{und} \quad \frac{d}{c} = \sqrt{3}\cos\phi.$$

3 Rechenergebnisse und Vergleich mit herkömmlicher Berechnung

Um den entscheidenden Vorteil dieser Berechnungsmethode gegenüber den herkömmlichen Verfahren hervorzuheben, werden sich die Ergebnisse der folgenden Analysen der ungestützten Wand auf die Verformungen des Bodens im Bauwerksbereich und die Verschiebungen der Wand konzentrieren. Anhand einer Parameterstudie, die mit diesem Verfahren sehr schnell und effizient durchgeführt werden kann, werden die Auswirkungen der Einflußgrößen auf den Baugrund und das Bauwerk untersucht.

Als Baugrubenwand wurde ein Spundwandprofil Larssen 4B gewählt, das eine Steifigkeit von 8.07×10^4 kNm^2/m besitzt. Das Materialgesetz ist ein einfaches, linear elastisch-plastisches; die Parametervariation ist ausschließlich bezüglich des Bodenmaterials vorgenommen. Die gewählten Kennwerte des Baugrundes sind in Tabelle 1 aufgelistet. Sie sind bewußt weit gespannt; Boden 1 und 2, jeweils ein granularer Baugrund, differiert im Young's Modulus, der im Boden 2 mit der Tiefe in etwa linear zunimmt. Der nominale Kohäsionswert von 1 kPa wurde eingeführt, um numerische Probleme zu vermeiden. Boden 3 könnte ein halbfester Ton darstellen, zweifelsohne ein Grenzfall für die Anwendung des Drucker-Prager Stoffgesetzes. Das Cam-Clay Modell ist in bindigen Böden angebracht.

Boden	γ kN/m^2	ϕ °	c kPa	β °	d kPa	E MPA
1	18	35	1	44	1,39	30
2	18	35	1	44	1,39	$4\ z^{0,9}$
3	19	25	30	35,8	46,37	30

Tabelle 1: Bodenkennwerte für die Parameterstudie

Der Einfluß der Dilatanzfunktion auf die Erddruckverteilung und Verschiebung der Wand wurde mit den Kennwerten des Bodens 1 studiert. Ein Wandreibungswinkel von $\delta = 2/3\ \phi$ liegt der Analyse mit den granularen Böden zugrunde, während beim Boden 3 die Wandreibung auf $\delta = 1/2\ \phi$ reduziert wurde. Die Simulation des Bodenaushubes erfolgte schrittweise in Lagen von 0.5m bis eine Konvergenz des Lösungsalgorithmus nicht mehr eintritt bzw. die Wand einstürzt. In Bild 4 sind Erddruckverteilungen entlang der 14m langen Profilwand und die Grenzaushubtiefen für drei unterschiedliche Dilatanzwinkel dargestellt und den entsprechenden Wandverschiebungen gegenübergestellt.

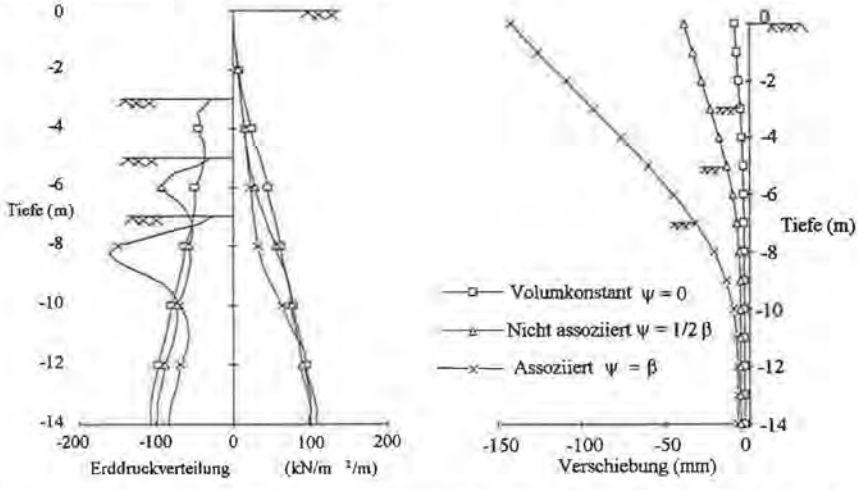


Bild 4: Erddruckverteilungen und Wandverschiebungen bei unterschiedlichem Ansatz des plastischen Fließens

Deutlich ist im Falle des voll assoziierten Ansatzes die Volumenvergrößerung im Baugrund erkennbar. Die größere Wandverschiebung verursacht aber auch eine größere Aktivierung des passiven Erddruckes bei höherer Aushubtiefe.

Für die weiteren Studien wurde nicht assoziiertes, plastisches Fließen mit einem Dilatanzwinkel von $\psi = 1/2\ \beta$ = konst. als repräsentatives Volumenverhalten der drei gewählten Bodentypen angenommen.

Am Beispiel eines Baugrubenaushubes von 4m werden die Auswirkungen der verschiedenen Bodenkennwerte auf das Verhalten der Stützwand untersucht. Wiederum sind die Erddruckverteilungen den Wandverschiebungen (siehe Bild 5) gegenübergestellt.

Die Erddruckverteilungen verlaufen entsprechend der Annahmen der klassischen Erddrucktheorie. Boden 1 und 2 befindet sich nahe dem Grenzzustand (maximal möglicher Aushub ist 5m). Es stellt sich in etwa der aktive Zustand hinter der Wand bis etwas unterhalb der Baugrubensohle ein, der dann mit zunehmender Tiefe in den Ruhezustand übergeht. Im Falle des Bodens 3 bewirkt die hohe Kohäsion freies (ungestütztes) Stehen der Wand bis in eine Höhe (Tiefe) von etwa 3m. Hier ist der Grenzzustand noch nicht erreicht. Dies wird auch ersichtlich an der noch unvollständigen Aktivierung des passiven Erddruckes. Im granularen Boden ist er jedoch bereits voll ausgebildet. Der Gradient entspricht dem passiven Erddruckbeiwert von K_{ph} = 7.6. Nach Erreichen des Maximums fällt auch dieser passive Erddruck zurück auf den Erdruhedruck. Irritierend mag der Anfangswert auf Höhe der Baugrubensohle sein, es ist jedoch die kalkulierte laterale Spannung auf Höhe des Interpolationspunktes.

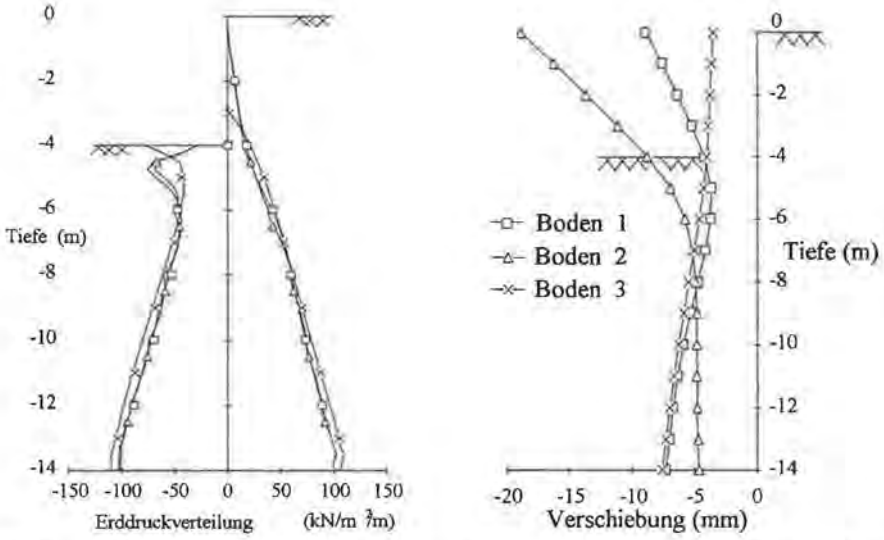


Bild 5: Erddruckverteilungen und Wandverschiebungen bei unterschiedlichen Böden nach einem Bodenaushub von 4m

Die Wandverschiebungen im Bereich oberhalb der Sohle sind am höchsten im anisotropen Boden 2. Mit dem mit der Tiefe zunehmenden Young's Modulus fällt auch die seitliche Verschiebung der Wand ab. Im Boden 3 tritt die kleinste Verschiebung am Wandkopf auf, jedoch dehnt sich der gesamte Baugrund mit der eingebetteten Wand in Richtung der Baugrube, mit größtem Verschiebungsmaß am Wandfuß, aus.

Einen interessanten Einblick in das Bodenverhalten erlaubt die Darstellung der plastischen Dehnungen im Wandbereich. Sie sind dargestellt für Boden 2 in Bild 6 und für Boden 3 in Bild 7 bei jeweils maximaler Aushubtiefe. Die unterschiedlichen Schattierungen der Konturen geben den jeweiligen plastischen Verformungszustand der sich im Bruchzustand befindenden Baugrundbereiche an, definiert als äquivalentes Maß der plastischen Dehnungsänderungen

$$\mathrm{PEEQ} = \int \sqrt{\tfrac{2}{3}\, d\varepsilon^{pl}\, d\varepsilon^{pl}}\; dt.$$

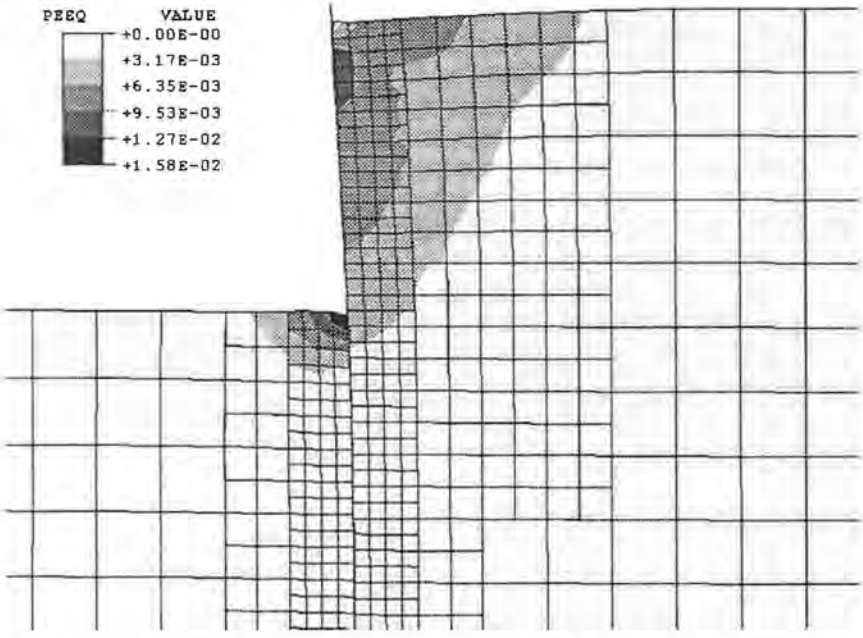


Bild 6: Verteilung der plastischen Verformungen im Boden 2 bei maximalem Bodenaushub (Displacement magnification factor = 10)

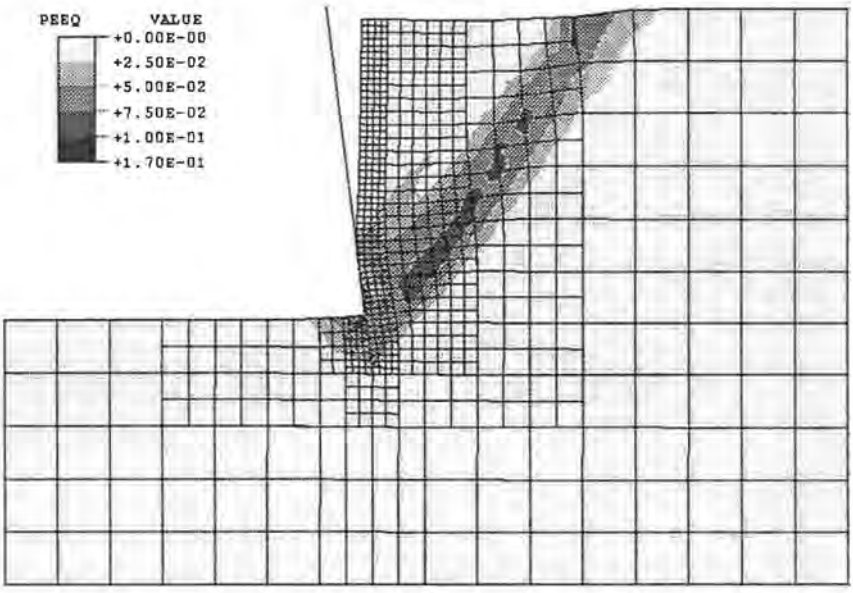


Bild 7: Verteilung der plastischen Verformungen im Boden 3 bei maximalem Bodenaushub (Displacement magnification factor = 2)

Die Konturen sind auf die jeweiligen, verformten Elementnetzsysteme aufgetragen.

Im granularen Boden 2 bilden sich im letzten Aushubschritt sukzessive keilförmige, aktive Bereiche mit zur Gleitfläche hin abnehmenden plastischen Dehnung aus, die in Richtung der Wand abgleiten (charakteristisch für einen Flächenbruch), während auf der passiven Seite adäquate Keile in die Baugrube aufgeschoben werden. Die Richtungen der Gleitflächen sind deutlich nach oben gekrümmt ($\phi = 35^0$), auf der aktiven als auch auf der passiven Seite der Wand.

Im Fall des kohäsiven Boden 3 verhält sich der Baugrund im bruchnahen Bereich völlig anders. Dort bildet sich auf der aktiven Seite eine lokale, schmale Bruchzone entlang der klassischen Gleitfläche mit $\theta_a = 54^0$ aus, auf der die gesamte Erdmasse monolithisch abgleitet (Linienbruch). Die höchste Konzentration der plastischen Verformung ist im unteren Drittel der Gleitfläche zu finden, von der sich ein progressiver Bruch zur Geländeoberfläche hin ausbreitet. Ein konstantes Maß der Absenkung des gesamten Erdkeils ist zu beobachten. Unmittelbar unterhalb der Baugrubensohle treten infolge der Drehung der Wand die größten Verformungen auf der passiven Seite auf.

4 Einführung eines Sicherheitskriteriums

Die Standsicherheit einer ungestützten Wand beruht auf den Einspannungsverhältnissen im Untergrund. Bei einer gewöhnlichen Bemessung oder Untersuchung eines Bauwerkes gilt ihrer Bestimmung das Hauptaugenmerk. Dies geschieht mit den Mitteln der Strukturmechanik (Betrachtungen des Grenzspannungszustandes), obwohl bei diesem Problem das Kriterium der Sicherheit in einer sinnvollen Begrenzung der Formänderungen (Verschiebung und Setzungen) liegen sollte.

Die Berechnung mittels der Methode der finiten Elemente liefert als erste Information den Verschiebungszustand des Tragwerkes und des Baugrundes und somit ist die Möglichkeit gegeben, dem entwerfenden Ingenieur eine klare und einfache Methode zur Ermittlung der ausreichenden Sicherheit für das Stützragwerk hinsichtlich seiner Verformung zur Verfügung zu stellen.

Im folgenden soll ein Sicherheitskonzept vorgestellt werden, das auf der infolge des Verformungsprozesses des Baugrundes dissipierenden, plastischen Dehnungsenergie beruht. Ein Vergleich mit konventionellen Sicherheitsnachweisen ist auf Grund der grundverschiedenen Berechnungsverfahren nicht direkt möglich. Umfassendere Untersuchungen werden hierzu derzeit angestellt. Es wird jedoch der Versuch gemacht, den allgemein üblichen Sicherheitsfaktor von 1.5 in der Analyse der obenangeführten Aufgabenstellungen in Boden 1, 2 und 3 ins Spiel zu bringen und die jeweiligen Ergebnisse gegenüberzustellen.

Wie aus Bild 6 und 7 hervorgeht, werden kurz vor dem Bruchzustand große Bereiche im Untergrund auf beiden Seiten der Spundwand plastisch verformt, d.h. der Boden befindet sich im Grenzzustand. Das Maß der Verformung ist unterschiedlich, in den granularen Böden 1 und 2 sind die Werte wesentlich geringer (etwa um den Faktor 10) als im bindigen Boden 3. Mit dem Überschreiten der Fließbedingung, die den elastischen Bereich im Spannungsraum begrenzt, wird plastische Arbeit geleistet. Plastische Arbeit an einem Punkt im Berechnungsmodell wird definiert durch die Beziehung

$$W^{pl} = \int \sigma \, d\varepsilon^{pl}$$

Die dissipierte, plastische Dehnungsenergie ist die Summe der plastischen Arbeit im gesamten Betrachtungsbereich, ausgedrückt als

$$DE = \int_V W^{pl} dV .$$

Es läßt sich nun eine Sicherheitsdefinition formulieren, die die maximal möglichen Verformungen vor dem Bruchzustand im gesamten Baugrund mit den momentanen Verformungen (des Gebrauchszustandes) relativiert. Der Ausdruck für die Standsicherheit der Spundwand lautet dann

$$FS = \left(\frac{UDE}{DE}\right)^{\frac{1}{n}},$$

mit UDE der dissipierten, plastischen Dehnungsenergie im letzten Aushubschritt vor dem Bruchzustandes bzw. in maximaler Aushubtiefe und DE der dissipierten, plastischen Dehnungsenergie im Bemessungsaushub. Der Parameter n ist eine Materialgröße. (Die Formulierung ist eine Modifikation eines Vorschlages von Hsu (1991) aus dem Bereich der Materialforschung.)

Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente sind diese Berechnungen schnell ausgeführt. Es ist nur darauf zu achten, daß das Elementnetz alle beanspruchten, plastischen Dehnungsbereiche im Baugrund erfaßt. Die Simulation des Aushubs muß in beiden Rechenläufen mit denselben, konstanten Lagen erfolgen.

Die im Baugrund dissipierte, plastische Energie nimmt mit Zunahme des Aushubs der Baugrube zunächst stetig zu, geht jedoch rapide nahe des Grenzzustandes über in einen unendlichen Wert. Für den Boden 1 und 2 ist der Verlauf in Bild 8 dargestellt.

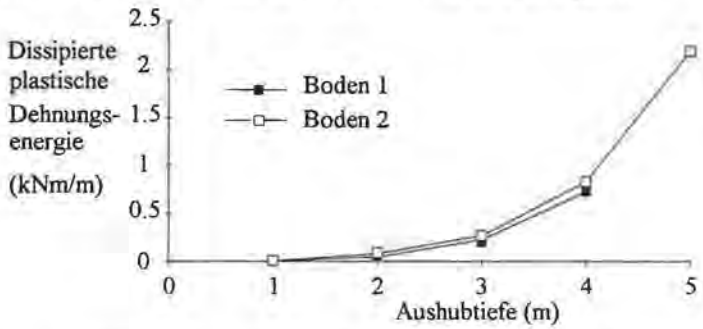


Bild 8: Entwicklung der dissipierten, plastischen Energie im Baugrund infolge des Bodenaushubs

Im Falle des Bodens 3 ist durch das starke Anwachsen und der Konzentration der plastischen Dehnungen entlang einer schmalen Bruch- und Gleitzone (siehe Bild 7) der rapide Übergang noch deutlicher ausgeprägt.

Um diese unstetige Entwicklung im Verlauf der dissipierten, plastischen Dehnungsenergie nicht in die Sicherheitberechnung zu übertragen, erschien es angebracht die Definition zu erweitern.

Anstatt der plastischen Dehnungsenergien UDE und DE sind nun die Integralwerte der entsprechenden Größen, berechnet für die jeweiligen Intervalle bzw. Aushubtiefen Z und z, in der Beziehung

$$FS = \left(\frac{\int_0^z UDE\, dz}{\int_0^z DE\, dz} \right)^{1/n}$$

anzusetzen.

An den Beispielen der Parameterstudie wurde das vorgeschlagene Sicherheitskonzept getestet und die Ergebnisse in Bild 9 aufgetragen. Die Auswertung erfolgte nicht nur mit dem üblichen Parameterwert von n = 2, sondern auch mit einem willkürlich angenommenen Wert von n = 5. Aushubtiefen z von z = 0 bis z = Z wurden ausgewertet; die entsprechenden Standsicherheiten sind jedoch nur für den begrenzten Bereich von FS = 1 bis FS = 2.5 angegeben. Es ist zu erkennen, daß der Parameter n einen entscheidenden Einfluß auf den Verlauf der Abhängigkeiten ausübt, in wesentlich stärkerem Maße hinsichtlich der Ergebnisse im bindigen Boden 3 als in dem granularen Bodenmaterial.

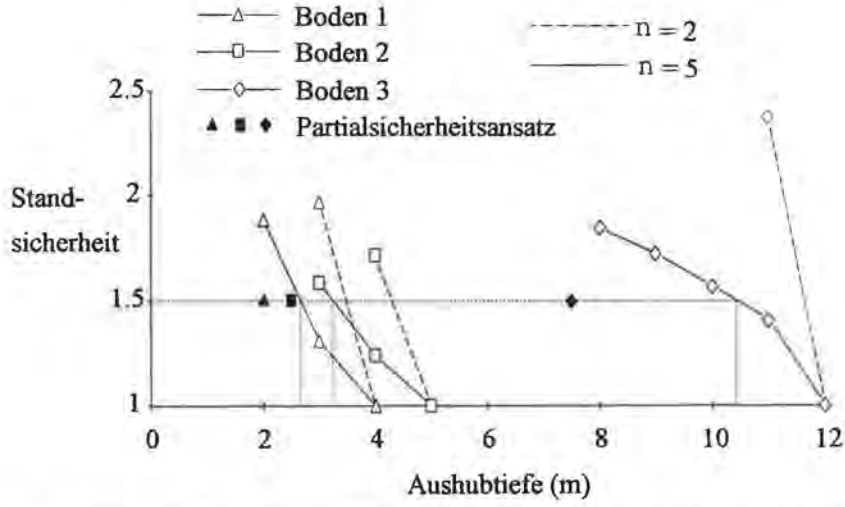


Bild 9: Standsicherheit der Spundwand in den Boden 1, 2 und 3 in Abhängigkeit der Aushubtiefe

Die Ergebnisse der Finiten Elemente Analysen derselben Baugrubenwandstabilitätsuntersuchungen, jedoch mit herabgesetzten Bodenfestigkeitswerten, sind ebenfalls im Bild 9 ausgewiesen. Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden, um die Einordnung der Ergebnisse bezüglich

der Standsicherheit im Graphen zu ermöglichen, bei beiden Scherparametern ϕ und c mit FS = 1.5 angenommen. Es wurde somit eine nominelle Bruchfestigkeit des Bodens geschaffen, die im Laufe der Simulation des Aushubes sich in einem entsprechenden Verformungszustand des Baugrundes niederschlägt, der unterschiedlich ist zu den in Bild 6 und 7 gezeigten plastischen Dehnungsverteilungen. Wie in den vorhergehenden Berechnungen ist mit Abbruch des Programmlaufes der maximale Aushubzustand erreicht. Der Unterschied in den Aushubtiefen besteht jedoch darin, daß die Standsicherheit bereits mittels eines Partialkoeffizienten in den Eingabekenngrößen des Bodens implementiert ist.

Allgemein ist festzustellen, daß bei Ansatz der Partialsicherheit die zu einem bestimmten Sicherheitsfaktor geordneten maximalen Aushubtiefen geringer sind als bei Betrachtung der dissipierten, plastischen Dehnungsenergien. Dies gilt für alle drei Bodenarten. Besonders krasse Differenzen bestehen zwischen den Aushubtiefen des bindigen Bodens (für n = 5 gilt die Aushubtiefe von 10.5m) und des impliziten Ansatzes (Aushubtiefe von 8m). Der Grund liegt in der unterschiedlichen Verformungskinematik und letztendlich dem Bruchmechanismus. Erst wenn ein Vergleich mit den in der Praxis häufig getesteten Ergebnissen konventioneller Standsicherheitsnachweise gelingt, ist eine Kalibrierung des Materialparameters möglich. Dann dürfte der Anwendung des vorgeschlagenen Sicherkeitskonzepts, das auf dem Verformungszustand des Bauwerkes beruht, nichts im Wege stehen.

5 Schlußbemerkungen

Mit dem vorliegenden Beitrag zur Analyse einer ungestützten Baugrubenwand mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente soll nicht primär ein neues Berechnungsverfahren präsentiert werden. Er sollte eher auf die Vorteile dieser Methode gegenüber herkömmlichen (statischen) Bemessungsverfahren von Traglast- und Standsicherheitsproblemen des Grundbaus hinweisen und an einfachen, geeigneten Beispielen demonstrieren, daß ihre Anwendung in der breiten Baupraxis durchaus praktikabel ist.

Ein Minimum an Grundkenntnissen der Plastizitätstheorie ist erforderlich, um zutreffende Stoffgesetze zu wählen und ihre Arbeitsweise interpretieren zu können. Diese 'Anpassung ' erscheint jedoch ein kleiner Preis zu sein für eine Vielzahl zusätzlich gewonnener Informationen, zum Beispiel in Form von Verformungen (Verschiebung, Verzerrung, Setzung und Hebung, etc.) des Tragwerkes und des Baugrundes, die örtlich oder global den plastischen Grenzzustand erreichen können.

Aufbauend auf dieser Kenntnis wird ein verbessertes Sicherheitskonzept vorgeschlagen, das auf Betrachtungen der dissipierten, plastischen Verformungsenergie beruht. Die Sicherheit wird nicht durch einen kraft- oder festigkeits-, sondern durch einen verformungsbezogenen Sicherheitsfaktor beschrieben, was im Bereich des Grundbaus sehr viel sinnvoller erscheint.

6 Literatur

Blum, H.(1931): Die Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. W.Ernst & Sohn, Berlin.

Brown, P.T. and Booker, J.R. (1985): Finite element analysis of excavation. Computers and Geotechnics **1**, 207-220.

DGEG (1980): Empfehlungen des Arbeitskreises 'Baugruben' (EAB). W.Ernst & Sohn, Berlin.

Hsu, T.S. (1991): A generalized factor of safety under energy basis. Computers in Structures, **39**, 609-613.

Hibbitt, Karlsson, & Sorensen, Inc. (1993): ABAQUS User Manual, Providence, R.I.

Schweiger,E.H.and Freiseder, M. (1994): Three-dimensional finite element analysis of diaphragm wall construction. Computer Methods and Advances in Geomechanics,

Siriwardane & Zaman (eds), **III**, 2493-2498.

Sellers, E.J. and Scheele, F. (1994): Finite element predictions of damage in Indiana Limestone. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Siriwardane & Zaman (eds), **I**, 677-682.

Smith, I.M. and Ho, D.K.H. (1992): Performance of a braced excavation in a marine clay. Int. J. Num. analyt. Methods in Geomechanics, **16**, 845-867.

Whittle, A.J., Hashash, Y. and Whitman, R.V. (1993): Analysis of deep excavation in Boston. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, **119**, 69-90.

Zienkiewicz, O. C. (1977): The Finite Element Method. 3rd Edition, McGraw-Hill, London.

Vergleich der bestehenden Berechnungsnorm DIN 1054 mit dem neuen Entwurf der DIN 1054 am Beispiel einer Schwergewichtsmauer

Bernhard Peintinger

1 Einleitung

Im Rahmen der europäischen Harmonisierung werden einheitliche Normen für den europäischen Markt erarbeitet, die zukünftig die nationalen Normen ersetzen sollen.

Im Bereich des Grundbaus wurde die Norm ENV1997-1 "Bemessung im Grundbau", bisher bekannt als EC7, im Januar 1994 endgültig verabschiedet. Um diese Norm im Rahmen des Deutschen Normungssystems anwenden zu können, wird derzeit die Deutsche DIN 1054 Teil 100 erarbeitet, die auf dem EC7 basiert.

Im Rahmen dieses neuen europäischen Normungswerkes werden, wie auch in den anderen Fachgebieten des Bauwesens, im Bereich des Grundbaus die Sicherheitsnachweise auf der Grundlage des Partialsicherheitssystems durchgeführt. Zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte wurde u.a. in einem Forschungsvorhaben die Anwendung der probabilistischen Sicherheitstheorie auf Grundbruchberechnungen nach DIN 4017 untersucht. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Floss der Fall des schräg- und außermittig belasteten Fundamentes untersucht.

Ein erster Entwurf der DIN 1054 Teil 100, wurde der Öffentlichkeit im Jahre 1990 auf der Spezialsitzung zur Baugrundtagung in Karlsruhe vorgestellt und in der Geotechnik, Sonderausgabe 1992, veröffentlicht. Nach mehrmaliger Überarbeitung liegt derzeit der Normentwurf DIN 1054 "Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau", Stand August 1994, vor, der demnächst verarbschiedet werden soll.

Aufgrund der in diesem Entwurf festgelegten Bestimmungen soll die Vorgehensweise und das Ergebnis bei der Bemessung einer Schwergewichtsmauer mit denen der bestehenden DIN 1054 verglichen und beurteilt werden. Zur Verdeutlichung des unterschiedlichen Rechenaufwandes werden die erforderlichen Berechnungen ziemlich detailliert angegeben.

2 Beschreibung des Rechenbeispiels

Ein 3 m hoher Geländesprung wird durch eine unbewehrte Schwergewichtsmauer aus Normalbeton B15 gestützt. Die Mauer bindet 1 m unter Gelände ein. Als Baugrund stehen sowohl hinter der Mauer als auch im Gründungsbereich dicht gelagerte Kiese der Bodengruppe GW mit einem Ungleichförmigkeitsgrad U > 15 an. Das Grundwasser reicht maximal bis zur Gründungssohle. Passiver Erddruck im Bereich des Wandfußes wird nicht angesetzt. Bei einer Wichte von $\gamma = 24$ kN/m³ entsprechend DIN 1055 für Normalbeton B15, errechnet sich für die Schwergewichtsmauer das Eigengewicht G zu 75,6 kN/lfm. Der Angriffspunkt des Eigengewichts liegt 0,47 m von der Hinterkante der Schwergewichtsmauer entfernt. Die geometrischen Abmessungen sind aus der Abbildung 1 ersichtlich.

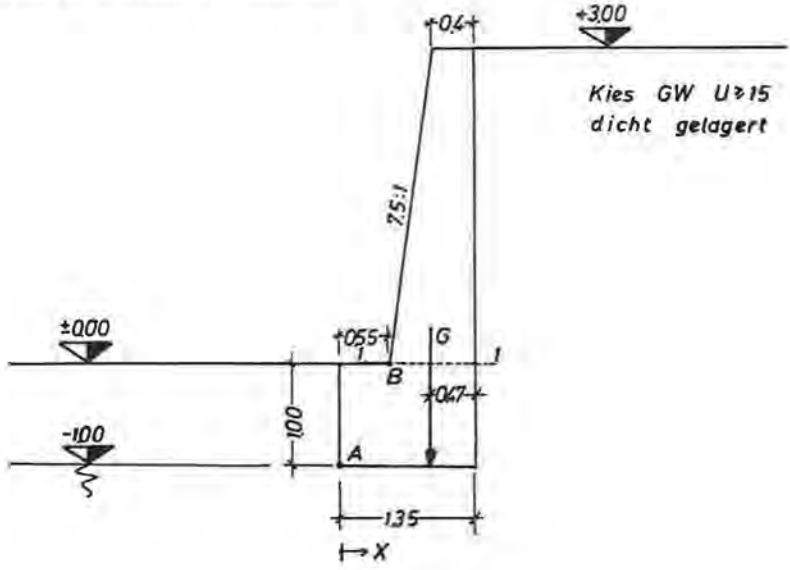


Abb. 1: Geometrische Abmessung der Schwergewichtsmauer

3 Bemessung der Schwergewichtsmauer nach der bestehenden DIN 1054

3.1 Rechnerische Bodenkennwerte

Aufgrund von Erfahrungswerten kann für die dicht gelagerten Kiese mit folgenden Bodenkennwerten gerechnet werden:

$\varphi'_{cal} = 37{,}5°$ $\quad \gamma_{cal} = 22$ kN/m³ $\quad \gamma'_{cal} = 14$ kN/m³

3.2 Ermittlung des Erddrucks auf die Wand

Da eine ausreichende Verschiebungsmöglichkeit der Wand gegeben ist, wird sie durch den aktiven Erddruck belastet, wobei sich in Folge der Bewegung und der Wandrauhigkeit ein Wandreibungswinkel δ_a von 2/3 φ einstellt. Somit ist:

K_{ah} ($\varphi = 37{,}5°$, $\delta a = 2/3\ \varphi$) = 0,2

3.3 Ermittlung der Lage der Resultierenden in der Sohlfuge

$H = E_{ah} = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 22 \cdot 0{,}2 = 35{,}2$ kN/m

$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\frac{2}{3} \cdot 37{,}5) = 16{,}4$ kN/m

$V = G + E_{av} = 75{,}6 + 16{,}4 = 92{,}0$ kN/m

$\Sigma M_A = 75{,}6 \cdot 0{,}88 + 16{,}4 \cdot 1{,}35 - 35{,}2 \cdot \frac{4}{3} = 41{,}7$ kNm/m

$x_R = \Sigma \frac{M_A}{V} = \frac{41{,}7}{92{,}0} = 0{,}45m \Rightarrow e = \frac{1{,}35}{2} - 0{,}45 =$ 0,225 m ≤ b/6 = 0,225 m

3.4 Gleitsicherheit

$\eta = \frac{V \cdot \tan \delta_{sf}}{H}$ bei Ortbetonfundament $\delta_{sf} = \varphi$

$\eta = \frac{92 \cdot \tan 37{,}5}{35{,}2} = 2{,}0 \geq 1{,}5$

3.5 Nachweis der zulässigen Bodenpressungen

3.5.1 Zulässige Bodenpressungen nach Tab. 2 der DIN 1054

b' = b-2e = 1,35-2 · 0,225 = 0,9 m

d = 1 m

$\Rightarrow \sigma_{Tab2} = 350$ kN/m²

Erhöhung um 50 % in Folge dichter Lagerung

Abminderung in Folge GW bis zur Gründungssohle um 40 %

Abminderung in Folge schrägen Lastangriffs $(1 - \frac{H}{V})^2 = 1 - \left(\frac{35{,}2}{92{,}0}\right)^2 = 0{,}38$

$\sigma_{zul} = 350 \cdot (1 + 0{,}5 - 0{,}4) \cdot 0{,}38 = 199{,}5$ kN/m²

$\sigma_{vorh} = \frac{92}{0{,}9} = 102{,}2 \leq \sigma_{zul}$

3.5.2 Grundbruchnachweis

$\varphi = 37{,}5° \Rightarrow N_d = 46\ N_b = 34$

$d = 1\ m \qquad \gamma_1 = 22\ kN/m^3 \qquad \gamma_2 = 14\ kN/m^3$

$\kappa_b = \left(1 - \frac{35{,}2}{92}\right)^3 = 0{,}23 \qquad \kappa_d = \left(1 - 0{,}7 \cdot \frac{35{,}2}{92}\right)^3 = 0{,}39$

$\sigma_{of} = 22 \cdot 1 \cdot 46 \cdot 0{,}39 + 0{,}9 \cdot 14 \cdot 34 \cdot 0{,}23 = 493{,}2\ kN/m^2$

$\eta = \frac{499{,}2}{102{,}2} = 4{,}82 > 2$

3.6 Nachweis der Geländebruchsicherheit

Die Geländebruchsicherheit wurde mit dem Lamellenverfahren nach Bishop ermittelt. Als Bruchkörper wurde eine kreisförmige Gleitfläche mit Endtangente im aktiven und passiven Bereich angenommen. Für den ungünstigsten Bruchkörper (vgl. Abbildung 2) errechnet sich eine Sicherheit von $\eta = 2{,}14$.

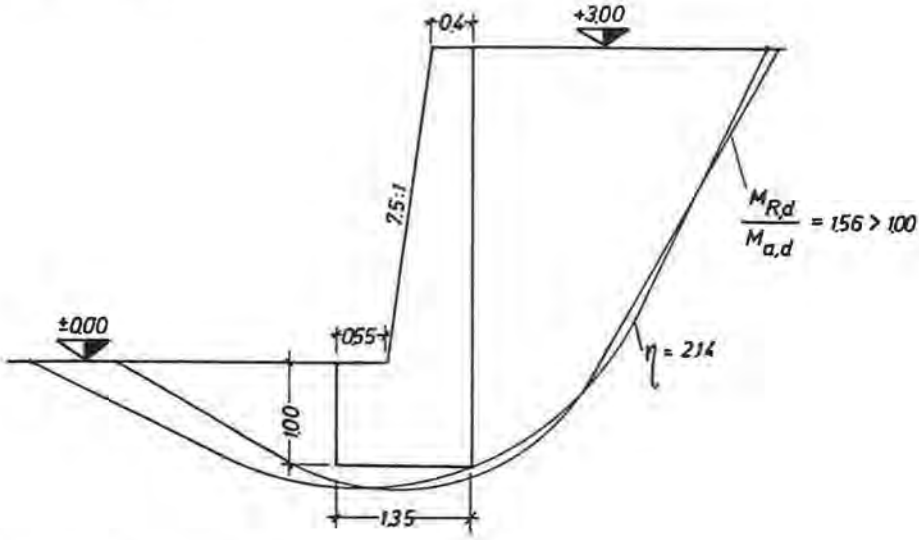


Abb. 2: Geländebruchkörper

3.7 Nachweis der Betondruckspannungen

Maßgebend ist die Spannungsverteilung in Schnitt 1-1

$H = E_{ah} = \frac{1}{2} \cdot 3^2 \cdot 22 \cdot 0{,}2 = 19{,}8\ kN/m$

$E_{av} = 19{,}8 \cdot \tan(\frac{2}{3} \cdot 37{,}5) = 9{,}2\ kN/m$

$G = 43{,}2$ kN/m² $\qquad x_G = 0{,}49$ m

$\Sigma M_B = 43{,}2 \cdot 0{,}49 + 9{,}2 \cdot 0{,}8 - 19{,}8 \cdot \frac{3}{3} = 8{,}73$ kNm/m

$V = 9{,}2 + 43{,}2 = 52{,}4$ kN/m

$X_R = \frac{8{,}73}{52{,}4} = 0{,}17 \Rightarrow e = \frac{0{,}8}{2} - 0{,}17 = 0{,}23$ m $< b/3 = 0{,}27m$

$\sigma_{max} = \frac{2V}{3X_R} = 205{,}5$ kN/m² $< \sigma_{zul} = 5000$ kN/m²

3.8 Zusammenfassung der Ergebnisse

Durch die gewählten Abmessungen der Schwergewichtsmauer besitzt diese eine ausreichende Gleit-, Grundbruch- und Geländebruchsicherheit, die wesentlich größer ist als nach DIN-Norm erforderlich. Maßgebend zur Festlegung der gewählten Geometrie war die Lage der Resultierenden in der Sohlfuge.

4 Bemessung der Schwergewichtsmauer nach der neuen DIN 1054 Teil 100

Nach der neuen DIN 1054, Teil 100, ist nachzuweisen, daß mit hinreichender Wahrscheinlichkeit

der Grenzzustand der Lage (GZ1a)
Versagen von Bauwerk und/oder Boden durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch, z.B. Auftrieb; entfällt für das gewählte Beispiel

der Grenzzustand der Tragfähigkeit von Konstruktionsteilen (GZ1b)
Versagen von Konstruktionsteilen durch Bruch; bei dem gewählten Beispiel Überschreiten der Betondruckfestigkeit

der Grenzzustand der Gesamttragfähigkeit des Bodens (GZ1c)
Versagen des Bodens ggf. einschließlich auf oder in ihm befindlicher Bauwerke durch Bruch; bei dem gewählten Beispiel das Gleiten sowie der Grund- und Geländebruch

der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ2)
Grenzzustand eines Bauwerkes bei dem Einwirkungen das Bauwerk unbrauchbar werden lassen, ohne daß seine Tragfähigkeit verloren geht; bei dem gewählten Beispiel Lage der Resultierenden in der Sohlfuge

ausgeschlossen ist.

Hierzu ist nachzuweisen, daß der Bemessungswert des Widerstandes größer ist, als der Bemessungswert der Einwirkungen. Die Bemessungswerte der Einwirkungen werden durch Multiplikation der charakteristischen Werte für die Einwirkungen (z.B. Lasten) und die Bemessungswerte der Widerstände (z.B. Scherfestigkeit des Bodens) durch Division der charakteristischen Werte der Widerstände durch Teilsicherheitsbeiwerte erhalten. Der charakterstische Wert ist auf der "sicheren Seite" vom Mittelwert zu wählen. Charakteristische Werte für Wichten und Scherparameter der Böden sind in den Tabellen 2.2 und 2.3 bzw. 2.5 und 2.6 der DIN 1054, Teil 100, angegeben. Diese können, sofern keine genaueren Untersuchungen vorliegen, für die Berechnung herangezogen werden. Für Kiese der Bodengruppe GW bei einem Ungleichförmigkeitsgrad $U \geq 15$ sind folgende charakteristische Bodenkennwerte angegeben:

$\varphi_k = 38°$ $\gamma_k = 22$ kN/m³ $\gamma'_k = 14$ kN/m³

Die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte ist in Abhängigkeit des zu untersuchenden Grenzzustandes für die Einwirkungen in Tab. 2.1 und für die Widerstände in Tab. 2.4 der DIN 1054, Teil 100, angegeben.

Hierzu ist insbesondere anzumerken, daß der Erddruck beim Nachweis von Konstruktionsteilen (GZ1b) als Einwirkung betrachtet wird. Da der Bemessungswert der Einwirkungen generell durch Multiplikation des charakteristischen Wertes mit dem Teilsicherheitsbeiwert erhalten wird, wird auch hier der charakteristische Wert des Erddruckes aus den charakteristischen Scherparametern des Bodens errechnet.

Im Gegensatz hierzu wird beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GZ1c) der Bemessungswert des Erddruckes aus den Bemessungswerten der Scherparameter des Bodens ermittelt. Nur letztere Vorgehensweise ist eigentlich physikalisch fundiert, da der Erddruck keine ursächliche Einwirkung wie z.B. die Windlast ist, sondern direkt von der Scherfestigkeit des Bodens, also von dessen Widerstand, abhängt.

4.1 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit GZ2

Bei Gewichtsstützmauern, an die keine besonderen Anforderungen hinsichtlich ihrer Verschiebung und Verdrehung gestellt sind, kann auf einen gesonderten Gebrauchstauglichkeitsnachweis verzichtet werden. Es ist deshalb nur die Lage der Resultierenden nachzuweisen. Entsprechend Tab. 2.1 ist bei einem Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen von $\gamma_G = \gamma_{Eg} = 1$ der Bemessungswert der Einwirkungen gleich dem charakteristischen Wert der Einwirkungen. Das Gewicht der Mauer wird aus dem charakteristischen Wert der Betonwichte $\gamma = 24$ kN/m³ und dem Erddruck aus den charakteristischen Bodenkennwerten ermittelt.

$\varphi_K = 38°\ \delta_{ak} = 2/3\ \varphi_k = 25{,}9° \Rightarrow K_{ah,K} = 0{,}196$

$E_{ah,K} = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 22 \cdot 0{,}196 = 34{,}5\ \text{kN/m} = E_{ah,d}$

$E_{av,K} = 34{,}5 \cdot \tan(25{,}3) = 16{,}3\ \text{kN/m} = E_{av,d}$

$G_K = 75{,}6\ \text{kN/m} = G_d$

$\Sigma M_A = 75{,}6 \cdot 0{,}88 + 16{,}3 \cdot 1{,}35 - 34{,}5 \cdot \frac{4}{3} = 42{,}5\ \text{kNm/m}$

$V_d = G_d + E_{av,d} = 75{,}6 + 16{,}3 = 91{,}9\ \text{kN/m}$

$x = \frac{\Sigma M_d}{V_d} = \frac{42{,}5}{91{,}9} = 0{,}46 \Rightarrow e = 0{,}21\ \text{m} < b/6 = 0{,}225\ \text{m}$

4.2 Nachweis der Lagesicherheit GZ1a

Dieser Nachweis entfällt für das Beispiel

4.3 Nachweis der Konstruktionsteile GZ1b

Maßgebend ist wiederum die Spannungsverteilung im Schnitt 1-1. Als ständige Einwirkungen wirken das Eigengewicht der Wand und der Erddruck. Die Bemessungswerte sind entsprechend der Tab. 2.1 der DIN 1054, Teil 100, durch Multiplikation mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G und $\gamma_{Eg} = 1{,}35$ aus den charakteristischen Werte der Einwirkungen zu ermitteln.

Bei der ständigen Einwirkung aus dem Eigengewicht der Wand ist zu unterscheiden ob sie ungünstig oder günstig wirkt. Einerseits wird durch Erhöhung des Eigengewichts die Vertikalkomponente der Resultierenden im Schnitt 1-1 erhöht, andererseits jedoch die Exzentrizität der Resultierenden durch Erhöhung des Eigengewichts vermindert. Es sind demzufolge einmal das Eigengewicht als ungünstig wirkend und demzufolge $\gamma_{G,Sup} = 1{,}35$ und im zweiten Fall das Eigengewicht als günstig wirkend anzusehen und demzufolge $\gamma_{Ginf} = 1{,}0$ anzusetzen.

Der charakteristische Wert des Erddrucks ist aus den charakteristischen Bodenkennwerten zu ermitteln.

$E_{ah,K} = \frac{1}{2} \cdot 3^2 \cdot 22 \cdot 0{,}196 = 19{,}4\ \text{kN/m}$

$E_{av,K} = 19{,}4 \cdot \tan(25{,}3) = 9{,}2\ \text{kN/m}$

1. Fall: Eigengewicht wirkt ungünstig $\gamma_{G,sup} = 1{,}35$

$V_d = G \cdot \gamma_{G\ sup} + E_{av,K} \cdot \gamma_{Eg} = 43{,}2 \cdot 1{,}35 + 9{,}2 \cdot 1{,}35 = 70{,}74\ \text{kN/m}$

$H_d = E_{ah,K} \cdot \gamma_{Eg} = 19{,}4 \cdot 1{,}35 = 26{,}19\ \text{kN/m}$

$\Sigma M_B = 43{,}2 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}49 + 9{,}2 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}8 - 19{,}4 \cdot 1{,}35 \cdot \frac{3}{3} = 12{,}32\ \text{kNm/m}$

$X_{R,d} = \frac{\Sigma M_B}{V_d} = \frac{12,32}{70,74} = 0,174 \text{ m} \Rightarrow \quad e = 0,226 \text{ m} < \frac{b}{3} = 0,27 \text{ m}$

$\sigma_d = \frac{2V_d}{3X_{R,d}} = \frac{2 \cdot 70,74}{3 \cdot 0,174} = 271,0 \text{ kN/m}^2 << \sigma_{zul} = 5 \text{ MN/m}^2$

2. Fall: Eigengewicht wirkt günstig $\gamma_{G\,inf} = 1,0$

$V_d = G \cdot \gamma_{G\,inf} + E_{av,K} \cdot \gamma_{Eg} = 43,2 \cdot 1,0 + 9,2 \cdot 1,35 = 55,62 \text{ kN/m}$

$H_d = 26,19 \text{ kN/m}$

$\Sigma M_B = 43,2 \cdot 1,0 \cdot 0,49 + 9,2 \cdot 1,35 \cdot 0,8 - 19,4 \cdot 1,35 \cdot \frac{3}{3} = 4,914 \text{ kNm/m}$

$X_{R,d} = \frac{\Sigma M_B}{V_d} = \frac{4,914}{55,62} = 0,088 \quad \Rightarrow \quad e = 0,311 \text{ m} > \frac{b}{3} = 0,267 \text{ m}$

ist nach DIN 1045 nicht zulässig
inwieweit dies nach EC2 zulässig ist, ist dem Autor unbekannt.

$\sigma_d = \frac{2V_d}{3X_{R,d}} = \frac{2 \cdot 55,62}{3 \cdot 0,088} = 421,4 \text{ kN/m}^2 << \sigma_{zul}$

4.4 Nachweis der Gesamttragfähigkeit des Bodens GZ1c

Entsprechend den Anmerkungen in Abschnitt 4.5.1 "Nachweis der Gleitsicherheit" und Abschnitt 4.5.2 "Nachweis der Grundbruchsicherheit" der DIN 1054 Teil 100 sind bei Stützkonstruktionen bzw. "für über die gesamte Grundbruchfläche des Bauwerks als Einheit auf den Boden wirkenden Gründungskörper", was ebenfalls auf die Schwergewichtsmauer zutrifft, die beiden Nachweise mit den Teilsicherheitsbeiwerten für GZ1c zu führen.

Entsprechend Tab. 2.1 sind der Bemessungswert der ständigen Einwirkungen (hier das Eigengewicht der Wand) mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,sup} = 1,0$ und der Bemessungswert des Erddruckes aus den Bemessungswerten der Scherparameter zu ermitteln. Nach Tab. 2.4 beträgt der Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungsbeiwert $\gamma_\varphi = 1,25$, so daß sich der Bemessungswert des Reibungswinkels zu $\varphi_d = \arctan(\tan\varphi_k/\gamma_\varphi) = \arctan(\tan 38/1,25) = 32°$ berechnet.

Demzufolge ist der Erddruckbeiwert $k_{ah,d} = 0,256$.

Folglich errechnen sich die Bemessungswerte der Einwirkungen zu:

$G_d = G_K \cdot \gamma_{G,\,sup} = 75,6 \cdot 1,0 = 75,6 \text{ kN/m}$

$E_{ah,d} = \frac{1}{2} \cdot 4^2 \cdot 22 \cdot 0,256 = 45,06 \text{ kN/m}$

$E_{av,d} = 45,06 \cdot \tan(\frac{2}{3} \cdot 32) \quad = 17,60 \text{ kN/m}$

4.4.1 Gleitsicherheit

$H = E_{ah,d} = 45{,}06$ kN/m

$R = \tan \delta_{s,d}$; $N = G_d + E_{av,d} = 75{,}6 + 17{,}6 = 93{,}2$ kN/m

$\tan \delta_{s,d} = \tan \varphi_d = \tan 32$

$R = 93{,}2 \cdot \tan 32 = 58{,}24$ kN/m

R-H = 58,24-45,06 = 13,18 > 0

4.4.2 Grundbruch

$V_d = G_d + E_{av,d} = 93{,}2$ kN/m

$H_d = E_{ah,d} = 45{,}06$ kN/m

$\Sigma M_A = 75{,}6 \cdot 0{,}88 + 17{,}6 \cdot 1{,}35 - 45{,}06 \cdot \frac{4}{3} = 30{,}21$ kNm/m

$X_R = \frac{30{,}21}{93{,}2} = 0{,}324$ m $\Rightarrow$ e = 0,351 m

b' = b-2e = 0,648 m

$\varphi_d = 32°$ $N_d = 23{,}18$ $N_b = 13{,}86$

$\kappa_b = (1-\frac{H}{V})^3 = (1-\frac{45{,}06}{93{,}2})^3 = 0{,}138$

$\kappa_d = (1\text{-}0{,}7 \cdot \frac{H}{V})^3 = (1\text{-}0{,}7 \cdot \frac{45{,}06}{93{,}2})^3 = 0{,}289$

$\sigma_{of,d} = 1{,}0 \cdot 22 \cdot 23{,}18 \cdot 0{,}289 + 0{,}648 \cdot 14 \cdot 13{,}86 \cdot 0{,}138 = 164{,}7$ kN/m²

$R = \sigma_{of,d} \cdot b' = 164{,}7 \cdot 0{,}648 = 106{,}7$ kN/m

$R - V_d = 106{,}7 - 93{,}2 = 13{,}5 > 0$

4.4.3 Vergleich mit Bemessungswerten für Sohlpressungen

Da das Verhältnis H/V = 0,48 ≥ 0,2 ist, darf der Bemessungswert entsprechend Abschnitt 4.7.2.4 nicht mehr nach Abschnitt 4.7 der DIN 1054 Teil 100 für einfache Regelfälle ermittelt werden. Diese Begrenzung auf H/V <0,2 auch bei nicht bindigen Böden ist neu gegenüber der bestehenden DIN 1054. Um jedoch einen Vergleich zu dem Ergebnis aus Abschnitt 3.5.1 des Beitrages zu haben, wird der Bemessungswert der Sohlpressungen nach Abschnitt 4.7 trotzdem ermittelt.

d = 1 m b' = 0,648 m $\Rightarrow \sigma_{d,\text{Bild 4.1}} = 430$ kN/m²

$d > 1{,}4 \cdot b' \cdot \frac{H}{V} = 0{,}44$ m

Erhöhung infolge dichter Lagerung um 50%

Abminderung infolge GW auf Gründungssohle um 40%

Abminderung infolge $\frac{H}{V}(1-\frac{45,06}{93,2})^2 = 0,267$

$\sigma_d = 430 \cdot (1+0,5-0,4) \cdot 0,267 = 126,3$ kN/m²

$R = \sigma_d \cdot b' = 126,3 \cdot 0,648 = 81,8$ kN/m

$R\text{-}V_d = 81,8\text{-}93,2 = -11,4 < 0$ (nicht standsicher!)

4.4.4 Geländebruch

Die Geländebruchsicherheit wurde ebenfalls mit dem Lamellenverfahren nach Bishop ermittelt. Bei einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,25 für den Reibungsbeiwert des Bodens, errechnet sich der Bemessungswert zu $\varphi_d = 32°$. Der Bemessungswert des Eigengewichts des Gleitkörpers und der Stützkonstruktion ist bei einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_\gamma = 1,0$ bzw. $\gamma_G = 1,0$ gleich den charakteristischen Werten. Als Bruchkörper wurde wiederum eine kreisförmige Gleitfläche mit Endtangenten im aktiven und passiven Bereich angenommen. Für den ungünstigsten Bruchkörper (vgl. Abb. 2) errechnete sich ein Verhältnis des Bemessungswertes des rückhaltenden Momentes (Widerstand) zu dem Bemessungswert des abtreibenden Momentes (Einwirkungen) von 1,56, das somit größer als 1 ist.

4.5 Zusammenfassung der Ergebnisse bei der Bemessung nach DIN 1054 Teil 100

Auch nach der Bemessung mit der neuen DIN 1054, Teil 100, konnte für die Schwergewichtsmauer ein Versagen der Konstruktion mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden. Jedoch war zum einen beim Nachweis der Konstruktionsteile eine unzulässige Ausmitte der Resultierenden der Einwirkungen errechnet worden, wobei jedoch die errechnete Randspannung wesentlich niedriger ist, als die Betondruckfestigkeit. Zum anderen war zu beobachten, daß der rechnerische Sicherheitsabstand sich beim Grundbruchnachweis wesentlich verringert hat. Insbesondere sind die Bemessungswerte der Sohlpressungen für einfache Regelfälle überschritten, wobei es sich streng genommen bei einem Verhältnis H/V>0,2 nicht mehr um einen einfachen Regelfall handelt.

5 Beurteilung der Ergebnisse und Anmerkungen zur DIN 1054 Teil 100

Sowohl nach der bestehenden DIN 1054 als auch nach den Bemessungsvorschriften der neuen DIN 1054, Teil 100, konnte für das vorliegende Beispiel eine ausreichende Standsicherheit

nachgewiesen werden. Nach der neuen DIN 1054 waren jedoch insbesondere beim Nachweis der Sohlpressungen bzw. beim Grundbruch die rechnerischen Sicherheitsreserven geringer. Dies beruht auf der größeren Neigung und Exzentrizität des Bemessungswertes der Resultierenden der Einwirkungen, da der Bemessungswert des einwirkenden Erddrucks durch die Reduzierung der Scherfestigkeit auf dessen Bemessungswert deutlich zunimmt, hingegen der Bemessungswert des einwirkenden Eigengewichts der Schwergewichtsmauer gleich dem charakteristischen Wert ist. Dies ist für den Fall einer Schwergewichtsmauer, die nur durch Erddruck belastet wird, auch sinnvoll, da die Streuung des Eigengewichts der Mauer wesentlich geringer ist als die Streuung der Scherfestigkeit des Bodens und es somit im ungünstigsten Fall zu einer deutlich größeren Neigung und Exzentrizität der resultierenden Einwirkung kommen kann. Die Berücksichtigung der unterschiedlichen Auftretenswahrscheinlichkeit von Anteilen der einwirkenden Kräfte als auch der widerstehenden Festigkeiten war nach der bisherigen globalen Sicherheitsbetrachtung entsprechend der bestehenden DIN 1054 nicht möglich.

Wesentlich gestiegen ist jedoch der rechnerische Aufwand für Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau nach der neuen DIN 1054, Teil 100.

Zum quantitativen Einfluß von statistischen Abnahmeprüfplänen auf die Bemessungswerte nach der Zuverlässigkeitstheorie

Wolfram Kudla

Zusammenfassung

Sämtliche neuen, europäischen Normen im Bauingenieurwesen basieren auf einem einheitlichen Konzept zur Berechnung der Zuverlässigkeit. Bei diesem Konzept erfolgt die Bemessung eines Bauteils indem die Grenzzustandsfunktion aufgestellt wird und die darin enthaltenen Bemessungswerte aus den charakteristischen Werten der Widerstände und Einwirkungen und den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten berechnet werden. Dabei werden in der Regel die charakteristischen Werte als Fraktilwerte der Verteilungsfunktion angenommen. Die Einhaltung der charakteristischen Werte soll dabei während der Bauausführung durch ein Qualitätssicherungssystem gewährleistet werden. Der Beitrag zeigt auf, wie sich eine Qualitätsüberwachung mittels statistischer Prüfpläne auf die Größe der charakteristischen Werte und damit auf die Bemessungswerte auswirkt. Wenn die Art der statistischen Abnahmeprüfung bereits bei der Planung festgelegt wird, können die charakteristischen Werte und damit die Bemessungswerte günstiger gewählt werden.

1 Einleitung

Das "klassische" Sicherheitskonzept im Bauwesen sieht die Festlegung von Grenzzuständen für die Berechnung der Tragfähigkeit vor. Die Grenzzustände beschreiben an Hand von mechanischen Modellen die kritischen Tragzustände eines statischen Systems. Für jeden dieser Grenzzustände wird ein fester Zahlenwert als Sicherheitsgrad (Sicherheitsbeiwert) η vorgeschrieben. Der Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit erfolgt, indem in die Grenzzustandsfunktion die sogenannten "Rechenwerte" (cal-Werte) für Einwirkungen und Widerstände eingesetzt werden und bei Vorgabe des geforderten Sicherheitsbeiwertes die notwendigen Widerstände bzw. zulässigen Einwirkungen berechnet werden. Die Rechenwerte werden dabei "auf der sicheren Seite liegend" als feste Werte abgeschätzt.

Das Sicherheitskonzept wird seit mehr als 100 Jahren im Erd- und Grundbau angewendet und ist in der Regel anschaulich. Nachteilig ist jedoch, daß bei dieser Berechnung des Gesamtsi-

cherheitsgrades alle Einflußgrößen (Lasten, geometrische Größen, Bauteilwiderstände) eingehen, ohne daß ihre Wirkungsstärke innerhalb der Grenzzustandsfunktion beachtet und ohne daß ihr teilweise erheblicher Streuungseinfluß berücksichtigt wird. Alle Unsicherheiten werden durch den angenommenen "globalen Sicherheitgrad" (Sicherheitsbeiwert) abgedeckt.

Um diese Schwachpunkte zu beseitigen und um die Berechnung der Sicherheit von Bauwerken auf einer einheitlichen Grundlage zu ermöglichen, wurde etwa ab den 70-iger Jahren ein neues Sicherheitskonzept entwickelt, das unter dem Namen "probabilistische Sicherheitstheorie" oder "neue Sicherheitstheorie" eingegangen ist. Die Grundlagen dieser Sicherheitstheorie werden in Abschnitt 2 erläutert. Diese Sicherheitstheorie basiert im wesentlichen darauf, daß die Einflußgrößen oder auch Basisvariablen (Lasten, Bauteilwiderstände) als Zufallsvariablen, die einer Verteilung unterliegen, aufgefaßt werden. Die Entwicklung dieses Konzeptes muß zwangsläufig mit der gleichzeitigen Entwicklung von leistungsstarken Computern gesehen werden, da bei mehr als zwei streuenden Einflußvariablen die Berechnung des Bemessungspunktes in der Grenzzustandsfunktion in der Regel mittels Handrechnung nicht mehr möglich ist.

Ziel einer Bemessung nach der genannten, "neuen" Sicherheitstheorie ist eine Bemessung zu einer vorgegebenen Zuverlässigkeit. Die Zuverlässigkeit p_s ist die Wahrscheinlichkeit, daß während der vorgegebenen Nutzungsdauer des bemessenen Bauteils die möglichen Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchsfähigkeit nicht überschritten werden. Die Wahrscheinlichkeit $p_f = 1-p_s$ stellt dabei die operative Versagenswahrscheinlichkeit dar.

Um dieses neue Sicherheitskonzept für die Praxis handhabbar(er) zu machen und damit einfachere Bemessungsregeln einzuführen, wurde ein auf sogenannten Teilssicherheitsbeiwerten basierendes Sicherheitskonzept eingeführt. Jeder charakteristische Wert einer Einflußgröße wird additiv oder multiplikativ mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt und daraus der Bemessungswert berechnet. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind dabei teilweise aus Berechnungen nach dem "neuen" Sicherheitskonzept abgeleitet, zu einem großen Teil sind sie jedoch empirisch begründet.

Sämtliche geplanten, bzw. als Entwürfe vorliegenden, europäischen Normen im Grundbau (EC 7, Anker, Pfähle, Schlitzwände) basieren auf dem Sicherheitskonzept mittels Teilsicherheitsbeiwerten. Für die neue DIN 1054 gilt dies ebenfalls.

Gleichzeitig mit der Entwicklung der Sicherheitstheorie auf probabilistischer Grundlage und daraus abgeleitet dem System der Teilsicherheitsbeiwerte fand und finden parallel dazu wesentliche Entwicklungen in der Qualitätssicherung statt. Als einschneidende Normen seien dazu

die ISO-DIN 9000 bis 9004 genannt. Durch diese Normen wird die Grundlage für den Aufbau eines Qualitätssicherungssystems und eines Zertifizierungssystems gelegt.

Einen Teil eines Qualitätssicherungssystems können dabei Abnahmeprüfungen mittels statistischer Prüfpläne darstellen. Vom Normenausschuß Bauwesen (NABau (1987)) wurde dazu ein hervorragendes Papier mit dem Titel "Grundlagen zur Festlegung von Anforderungen und von Prüfplänen für die Überwachung von Baustoffen und Bauteilen mit Hilfe statistischer Betrachtungsweisen" vorgelegt.

Bei Anwendung eines statistischen Prüfplanes wird aus der zu prüfenden Charge (Prüflos) eine Stichprobe entnommen und an Hand dieser die Einhaltung der gestellten Qualitätsanforderungen überprüft. Der statistische Prüfplan kommt dann zu einer Entscheidung "Prüflos annehmen" oder "Prüflos ablehnen". Da die Probenahme auf Stichprobenbasis erfolgt, können Fehlentscheidungen möglich sein. Die Anzahl der Fehlentscheidungen darf ein gewisses Maß nicht überschreiten und kann an Hand der Operationscharakteristik des Prüfplanes abgelesen werden. Ist der entnommene Stichprobenumfang relativ groß, so ist die Wahrscheinlichkeit für eine Fehlentscheidung kleiner als bei Entnahme einer relativ kleinen Stichprobe.

Beim Standsicherheitsnachweis eines Dammes, der lagenweise aus grobkörnigem Material geschüttet und verdichtet wird, geht der Parameter Reibungswinkel (z.B 35° als charakteristischer Wert) als ein Kennwert des Bodens in die Standsicherheitsberechnung ein. Der Reibungswinkel ist mit dem Verdichtungsgrad korreliert. (Auf die Schwierigkeit, daß bei der Verdichtungskontrolle nicht der Reibungswinkel, sondern der Verdichtungsgrad oder der Verformungsmodul gemessen wird, wird später eingegangen). Es müssen deshalb folgende Fälle unterschieden werden, die sich auf die "Qualität" des charakteristischen Wertes auswirken:

1. Es erfolgt keine statistische Abnahmeprüfung des Merkmals "Reibungswinkel". In der Zuverlässigkeitsberechnung wird der Reibungswinkel von 35° als charakteristischer Wert (früherer cal-Wert) eingeführt.

2. Es erfolgt eine statistische Abnahmeprüfung des Merkmals „Reibungswinkel" von jeder einzelnen Schicht mittels eines statistischen Prüfplanes mit **kleinem Stichprobenumfang**. Das Prüflos wird angenommen. Der Reibungswinkel von 35° geht ebenfalls als charakteristischer Wert in die Zuverlässigkeitsberechnung ein. Dieser hat aber eine andere "Qualität" gegenüber Punkt 1. Wie wirkt sich diese auf die Zuverlässigkeitsberechnung aus?

3. Es erfolgt eine statistische Abnahmeprüfung des Merkmals „Reibungswinkel" von jeder einzelner Schicht mittels eines statistischen Prüfplanes mit **großem Stichprobenumfang**. Das Prüflos wird angenommen. Der Reibungswinkel von 35° geht ebenfalls als charakteristischer Wert in die Zuverlässigkeitsberechnung ein, hat aber einsichtigerweise eine andere "Qualität" gegenüber Punkt 2 und vor allem gegenüber Punkt 1. Wie wirkt sich diese auf die Zuverlässigkeitsberechnung der Böschung aus?

4. Es erfolgt eine Abnahmekontrolle, bei der an jeder Stelle des Prüfloses der Reibungswinkel festgestellt wird (Stichprobenprüfung mit n gegen unendlich, Totalkontrolle)(theoretischer Fall). Durch die Totalkontrolle kann der Mittelwert und die Varianz des Reibungswinkels festgestellt werden. Der Reibungswinkel von 35° geht als charakteristischer Wert in die Zuverlässigkeitsberechnung ein. Dieser charakteristische Wert hat jedoch wiederum eine andere "Qualität" gegenüber dem unter Punkt 2 bis 3 überprüften, charakteristischen Wert.

Wie wirken sich die geschilderten Abnahmekontrollen mittels statistischer Prüfpläne auf die Zuverlässigkeitsberechnung aus? Wie läßt sich der angesprochene Zusammenhang quantitativ erfassen? Für die Beantwortung dieser Fragen soll im folgenden ein Weg aufgezeigt werden.

Zu oben genanntem Beispiel muß hinzugefügt werden, daß in der Praxis die Standsicherheit einer Böschung in der Regel vor dem Bau nachgewiesen wird und Abnahmekontrollen mittels statistischer Prüfpläne erst danach erfolgen können. Wenn nun für die Bauausführung eine Abnahmekontrolle mittels eines bestimmten statistischen Prüfplanes bereits bei der Bemessung vorgeschrieben wird, ergibt sich die Frage, wie sich dies auf die Zuverlässigkeit bei der Standsicherheitsberechnung auswirken kann.

2 Grundlagen der neuen Sicherheitstheorie

Grundlage der "neuen Sicherheitstheorie" sind mechanische und stochastische Modelle. Beide Modellarten zusammen sollen ein möglichst wirklichkeitsnah idealisiertes und zugleich berechenbares Modell der Bauwerkskonstruktion ergeben. Aus den mechanischen Modellen werden die Grenzzustandsfunktionen, z.B. die Grundbruchgleichung, die Geländebruchgleichungen (Formeln nach Terzaghi, Krey, Bishop, Franke), die Erddruckformeln und die Widerstandslinie bei Pfählen abgeleitet.

In jede Grenzzustandsgleichung gehen die Einwirkungen (Lasten) und die Widerstände als Basisvariable ein. Jede Basisvariable unterliegt einem stochastischen Modell, d.h. für jede Basisvariable wird eine Verteilungsfunktion angenommmen.

Der Grenzzustand läßt sich mittels der Grenzzustandsfunktion g wie folgt definieren:

$$g(X_1, X_2, \ldots X_n) = Z = 0 \qquad (1)$$

Die X_i stellen dabei die Basisvariablen dar. Der Sicherheitsabstand Z ist durch die Streuung der Basisvariablen ebenfalls eine streuende Größe. Es tritt kein Versagen ein, wenn gilt:

$$Z > 0 \qquad (2)$$

Die Zuverlässigkeit p_S ergibt sich damit zu:

$$p_S = 1 - p_f = 1 - P\,[g(X_1, X_2, \ldots X_n) < 0] \qquad (3)$$

Liegen nur zwei (drei) Basisvariablen vor, so lassen sich die Linien (Flächen) gleicher Häufigkeit geometrisch als Kreise (Kugeln) darstellen, sofern auf den Achsen die bezogenen Größen

$$X_i' = X_i/\sigma_i \qquad (4)$$

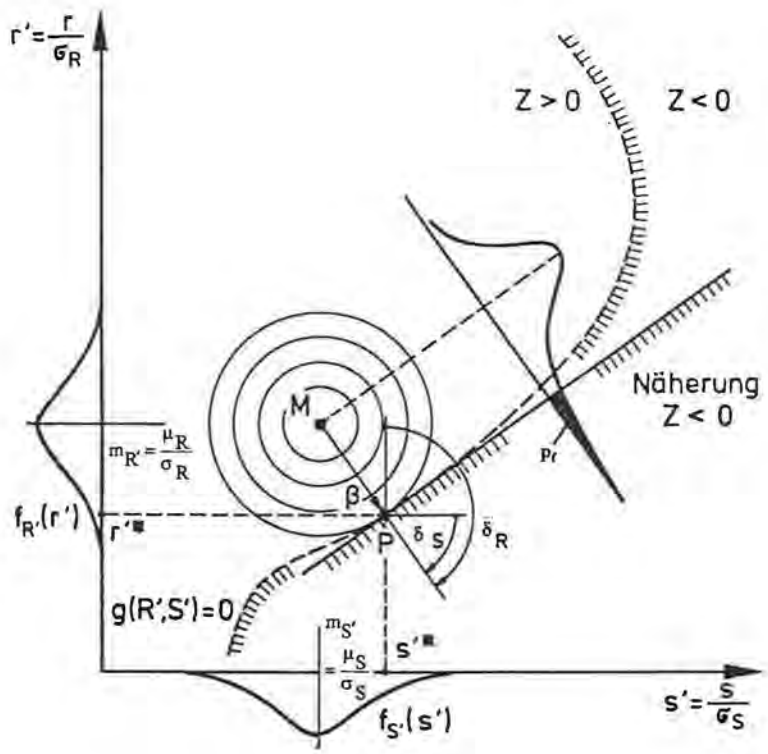


Bild 1: Grenzbedingung und Sicherheitsindex ß für zwei Basisvariablen

dargestellt werden. In der folgenden Darstellung soll immer von einem auf X_i' bezogenen Koordinatensystem ausgegangen werden. Für den Fall von nur zwei Basisvariablen X_S und X_r sind die Zusammenhänge in Bild 1 graphisch dargestellt (nach GRUSIBAU (1981))

Die Grenzbedingung $g(X_i') = 0$ trennt in einem zweidimensionalen Koordinatensystem als Kurve den Bereich $Z > 0$ (kein Versagen der Konstruktion) vom Bereich $Z < 0$ (Versagen der Konstruktion). Als Bemessungspunkt wird nun der Punkt gewählt, der den kürzesten Abstand zum Punkt M (m_R';m_S') besitzt. Dieser kürzeste Abstand wird im X_i'-Koordinatensystem der Sicherheitsindex β genannt. Der Bemessungspunkt P ($s^{*'}$;$r^{*'}$) bezeichnet also denjenigen aller kritischen Punkte der Grenzzustandsfunktion, der die größte Wahrscheinlichkeit für eine Realisierung hat. Zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit und dem Sicherheitsindex β besteht damit folgende Beziehung:

$$p_f = \Phi(-\beta) \qquad (5)$$

$\Phi(y)$ stellt dabei die Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung dar. Die Bemessungswerte für X_S und X_R im Bemessungspunkt P ergeben sich wie folgt:

$$m_R/\sigma_R + \beta \cos\delta_R = r^*/\sigma_R \qquad (6)$$

$$m_S/\sigma_S + \beta \cos\delta_S = s^*/\sigma_S \qquad (7)$$

Damit gilt allgemein:

$$m_i - \alpha_i \beta \sigma_i = x_i^* \quad (8) \quad \text{mit} \quad \alpha_i = -\cos\delta_i \qquad (9)$$

α_i stellt dabei den Wichtungsfaktor dar, der ein Maß dafür ist, inwieweit sich eine Änderung von X_i auf eine Änderung von β auswirkt.

3 Zuverlässigkeitsnachweis mittels Teilsicherheitsbeiwerten

Um für die Praxis ein besser handhabbares Verfahren zu liefern und da nicht für alle Basisvariablen ausreichend genau beschreibbare stochastische Modelle vorhanden sind, wurde das Nachweisverfahren mittels Teilsicherheitsbeiwerten eingeführt.

Dazu wird die allgemeine Grenzzustandsgleichung in eine resultierende Widerstandsfunktion g_R für die Variablen R_i und in eine resultierende Einwirkungsfunktion g_S für die Variablen S_j aufgespalten. Diese lautet damit:

$$g_R(R_1,R_2,....R_{sys},R_n) - g_s(S_1,S_2,....S_{sys},S_m) = 0 \qquad (10)$$

Daraus ergeben sich bei angenommener Normalverteilung der Basisvariablen die Bemessungswerte r_i^* und s_j^* zu

$$r_i^* = m_{Ri} - \alpha_{Ri}\,\alpha_{R}\sim\ \sigma_{Ri} \qquad (11)$$

$$s_j^* = m_{Sj} - \alpha_{Sj}\,\alpha_{S}\sim\ \sigma_{Sj} \qquad (12)$$

Dabei stellen $\alpha_R\sim$ und $\alpha_S\sim$ die Wichtungsfaktoren der resultierenden Variablen R und S dar.

Die Bemessungswerte sollen nun durch zweckmäßig festgelegte charakteristische Werte r_{ki} und s_{kj} und entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{m,i}$ und $\gamma_{f,j}$ oder additive Sicherheitselemente berechnet werden, wobei gilt:

$$\gamma_{m,i} = r_{ki} / r_i^* \qquad (13)$$

$$\gamma_{f,j} = s_j^* / s_{kj} \qquad (14)$$

Für die Praxis werden in GRUSIBau (1981) feste Teilsicherheitsbeiwerte vorgegeben, um ein einheitliches Sicherheitsniveau zu erreichen.

Bei einem Standsicherheitsnachweis, z.B. dem Nachweis der Standsicherheit eines geschütteten Dammes, liegt damit der wesentliche Schlüssel in der Wahl von zutreffenden charakteristischen Werten. Diese sollen in der Regel als p%-Fraktilwerte angenommen werden. Dies ist jedoch oft nicht möglich, da Angaben zur Verteilungsfunktion der Basisvariablen auf Grund mangelnden statistischen Datenmaterials nicht vorhanden sind. Liegen keine Angaben seitens eines Baugrundinstitutes vor, so können in die Standsicherheitsberechnung die cal-Werte der DIN 1055, T2 für den Baugrund als charakteristische Werte eingeführt werden. Dies ist jedoch relativ unbefriedigend, da z.B. schon die Abstufung des Reibungswinkels in 2.5°-Intervallen zeigt, daß hier keine Fraktilwerte vorgegeben werden, sondern Gründe der praktischen Einteilung zu dieser Abstufung geführt haben.

4 Grundlagen eines statistischen Qualitätskontrollkonzept für die Verdichtungsüberprüfung

Die wesentlichen Grundzüge eines statistischen Qualitätskontrollkonzeptes für die Verdichtungsüberprüfung im Erdbau sind in KUDLA (1990) und FLOSS/KUDLA (1989) ausführlich dargestellt. Deshalb sollen hier nur einige wichtige Grundzüge kurz erläutert werden.

Um die Auswirkungen einer "scharfen" oder "weniger scharfen" Verdichtungsüberprüfung auf das Sicherheitsniveau von z.B einer Dammschüttung quantifizieren zu können, muß das Konzept für die Verdichtungsüberprüfung auf den gleichen Grundlagen basieren wie das "neue" Si-

cherheitskonzept. Das bedeutet, daß für die Überprüfung der Verdichtung das zu überprüfende Merkmal ebenfalls als Zufallsvariable aufgefaßt werden muß. Damit kommt für die Überprüfung der Verdichtung nur eine Qualitätskontrolle mittels "statistischer Prüfpläne" in Frage. Dabei werden die einzelnen Prüfpunkte mittels eines Zufallsauswahlverfahrens festgelegt.

Ein Verdichtungskontrollkonzept, bei dem die Prüfpunkte nach subjektiven Kriterien (vermeintliche Schwachstellenprüfung) festgelegt werden (s. KUDLA (1990)), läßt eine Quantifizierung des Erfolgs der Verdichtungskontrolle nicht zu und ist damit ungeeignet.

Eine sogenannte "Totalkontrolle" mit direkten oder indirekten Prüfverfahren, d.h. eine Überprüfung jeder einzelnen Stelle einer Schicht mittels eines flächendeckenden Prüfverfahrens, stellt einen Spezialfall der Qualitätskontrolle mittels statistischer Prüfpläne dar. Bei einer Anwendung von flächendeckenden Verfahren können damit ebenfalls die Auswirkungen der Qualitätskontrolle auf das Sicherheitsniveau bei der Bemessung quantifiziert werden.

Wird nun das zu überprüfende Merkmal als Zufallsvariable aufgefaßt, so dürfen keine Grenzwerte für einzelne Merkmalswerte gefordert werden, sondern es muß ein Quantilwert vorgegeben werden, der von einem bestimmten Anteil der Merkmalswerte (Schlechtanteil) unterschritten werden darf (Quantilenforderung). Bei einer Überprüfung mittels statistischer Prüfpläne wird dem Prüflos eine Stichprobe mit dem Stichprobenumfang n entnommen. Aus den gemessenen Merkmalswerten wird eine Prüfstatistik z berechnet und anhand derer über die Annahme oder die Rückweisung des Prüfloses entschieden (s. KUDLA (1990)). Es wird dabei immer das Prüflos als Ganzes beurteilt und nicht einzelne Teile/Flächen des Prüfloses.

In der statistischen Qualitätskontrolle wurden verschiedene Prüfpläne entwickelt, die sich hinsichtlich der Stichprobenerhebung und der Stichprobendatenauswertung unterscheiden. Man unterscheidet Einfachprüfpläne, Doppelprüfpläne und Folgeprüfpläne. In KUDLA (1990) wurden zudem Schwachstellenprüfpläne entwickelt. Zusätzlich muß zwischen Attributprüfung und Variablenprüfung unterschieden werden. Bei der Attributprüfung wird nur gemessen, ob ein Merkmalswert einen geforderten Quantilwert unter- oder überschreitet, aber nicht um wieviel der Quantilwert über- oder unterschritten wird.

Im folgenden sollen zur Vereinfachung nur Einfachprüfpläne für Variablenprüfung betrachtet werden.

Die Parameter eines Einfachstichprobenprüfplanes sind der Stichprobenumfang n und der Annahmefaktor k. Die Annahmewahrscheinlichkeit eines Prüfloses läßt sich für jeweils feste

Werte von n und k an Hand der Operationscharakteristik ablesen (s. Bild 2). Die Operationscharakteristik stellt also die Annahmewahrscheinlichkeit des Prüfloses in Abhängigkeit des unbekannten Schlechtanteiles p dar. Sie gibt damit an, wie "stark" ein Prüfplan filtert. Je größer der Stichprobenumfang n, umso steiler ist die Operationscharakteristik und um so besser filtert der Prüfplan.

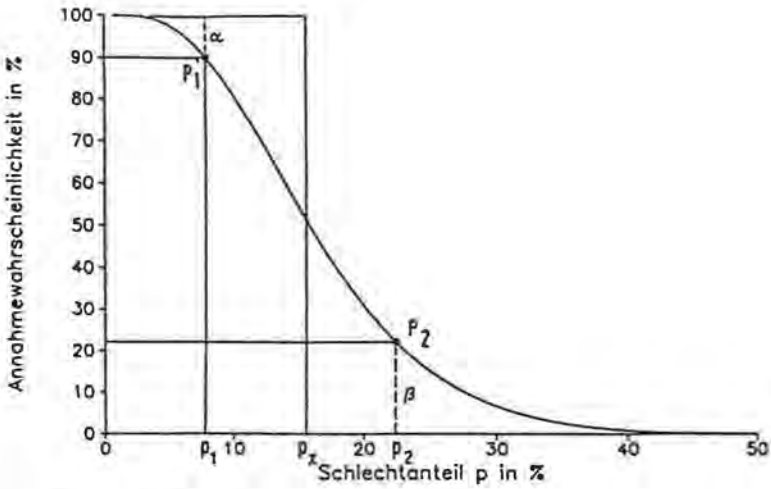


Bild 2: Prinzipskizze einer Operationscharakteristik

Die Operationscharakteristik stellt jedoch nur die bedingte Annahmewahrscheinlichkeit eines Prüfloses dar. Aus Bild 2 ist ersichtlich: **Unter der Bedingung**, daß ein Prüflos einen Schlechtanteil von 10 % hat, ist die Annahmewahrscheinlichkeit 81 %; **Unter der Bedingung**, daß ein Prüflos einen Schlechtanteil von 25 % hat, ist die Annahmewahrscheinlichkeit 18 %.

Die Frage ist nun: wie oft kommt es eigentlich vor, daß ein Prüflos einen Schlechtanteil p von z.B. 25 % aufweist. Denn wenn es nie vorkommt, daß ein Prüflos einen Schlechtanteil von 25 % hat, ist die Aussage der Operationscharakteristik nicht relevant. Wenn z.B. die von den Unternehmern zur Prüfung vorgelegten Lose vor der Prüfung nur Schlechtanteile zwischen 2 % und 10 % aufweisen, so ist ein Prüfplan, bei dem die Operationscharakteristik erst zwischen 10 % und 25 % steil abfällt, nicht tauglich, da er keine filternde Wirkung zeigt.

Um nun die Verteilung der Schlechtanteile, der Mittelwerte und der Standardabweichungen der von den Unternehmern zur Prüfung vorgelegten Lose zu erfassen, wurde eine große Datensammlung von Ergebnissen von Kontrollprüfungen des Verdichtungsgrades ausgeführt (KUDLA (1990)). Ziel war dabei die Erfassung des "ungefilterten Produktionsangebotes" im

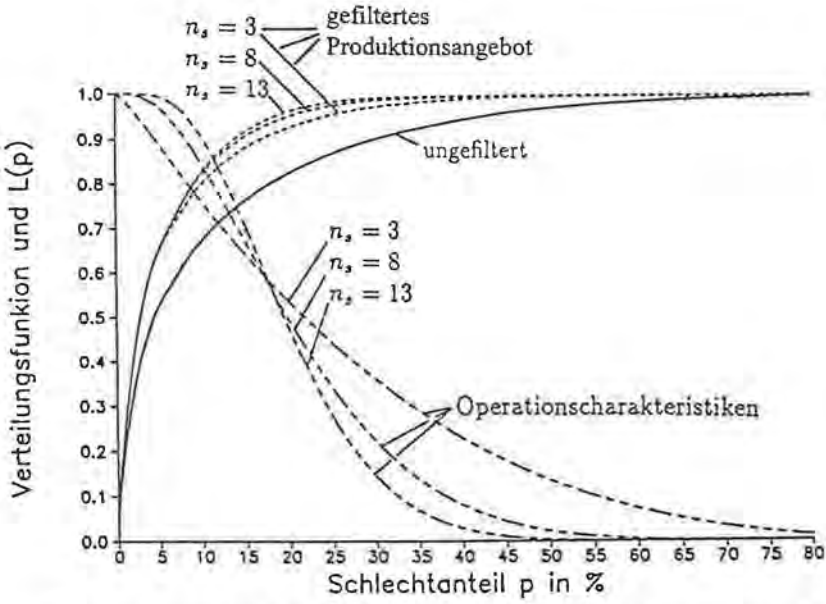


Bild 3: Operationscharakteristiken (n=3,8,13; k= 0.88), Verteilungsfunktion des ungefilterten Produktionsangebotes und Verteilungsfunktionen des gefilterten Produktionsangebotes für den Schlechtanteil p für Prüflose, für die eine Anforderung von 95 % Verdichtungsgrad besteht.

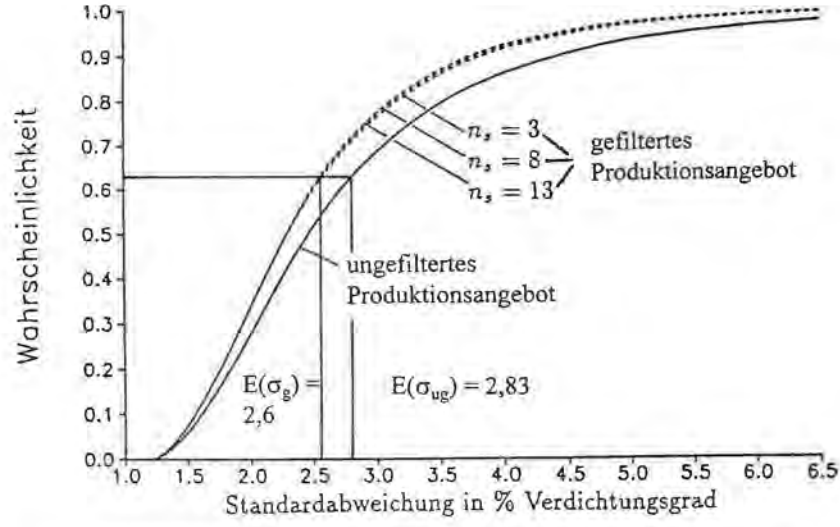


Bild 4: Verteilungsfunktion des ungefilterten Produktionsangebotes und Verteilungsfunktionen des gefilterten Produktionsangebotes für die Standardabweichung σ des Verdichtungsgrades für Prüflose, für die eine Anforderung von 95 % Verdichtungsgrad besteht

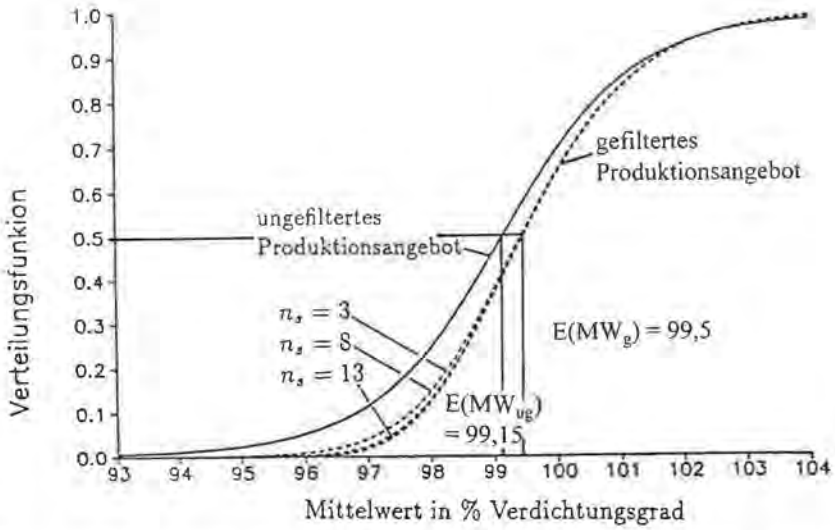


Bild 5: Verteilungsfunktion des ungefilterten Produktionsangebotes und Verteilungsfunktionen des gefilterten Produktionsangebotes für den Mittelwert μ für Prüflose, für die eine Anforderung von 95 % Verdichtungsgrad besteht

(KUDLA(1990)). Ziel war die Erfassung des "ungefilterten Produktionsangebotes" im Erdbau, das heißt die Verteilung der angebenen, statistischen Parameter **vor** der Ausführung von Abnahmeprüfungen.

Aus dem ungefilterten Produktionsangebot und den Operationscharakteristiken der Prüfpläne wurde nun mit Hilfe der Bayes'schen Theorie die Verteilung des gefilterten Produktionsangebotes errechnet. Bild 3, 4 und 5 zeigen die Ergebnisse für Prüflose, an die eine Verdichtungsanforderung von 95 % Verdichtungsgrad gestellt wurde.

In Bild 5 ist z.B. die Verteilungsfunktion der Mittelwerte der Lose des ungefilterten Produktionsangebotes und die Verteilung der Mittelwerte des gefilterten Produktionsangebotes, also nach einer Filterung mit einem Einfachstichprobenprüfplan mit den Parametern n=3 bzw. n=8 bzw. n=13 und mit k=0.88 dargestellt. Die Mittelwerte und die Standardabweichungen der Lose des ungefilterten Produktionsangebotes wurden den Häufigkeitsverteilungen angepaßt und als Normal-γ-2-Verteilung modelliert. Die Verteilungsfunktionen des gefilterten Produktionsangebotes wurden numerisch berechnet. Aus den Bildern 3, 4 und 5 kann damit die Wirkung der statistischen Abnahmeprüfpläne abgelesen werden.

5 Der Einfluß von Abnahmen mittels Stichprobenprüfplänen auf die Bemessung nach der Zuverlässigkeitstheorie

Wie läßt sich nun die Kenntnis des gefilterten und des ungefilterten Produktionsangebotes für den Verdichtungsgrad für die Bemessung nach der Zuverlässigkeitstheorie nutzen? Dies läßt sich am einfachsten anhand eines Beispieles erläutern.

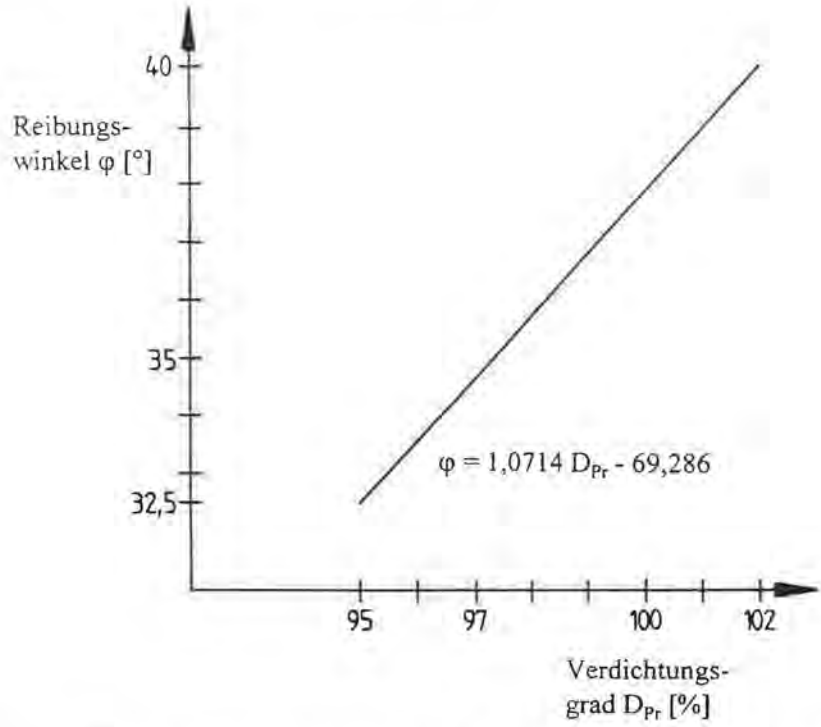


Bild 6: Zusammenhang zwischen Reibungswinkel und Verdichtungsgrad bei einem sandigem Kies

Beispiel (abgewandelt nach TÜRKE (1990)) :

Für eine Stützkonstruktion mit einer Vertikallast A_V= 235 kN/m (nichtstreuend) und einer Horizontallast A_H=105 kN/m (normalverteilt, streuend mit μ=105 und σ=16) soll die Zuverlässigkeit gegen "Gleiten in der Sohlfuge" berechnet werden. Der Untergrund der Stützkonstruktion wird aus sandigem Kies geschüttet und soll auf 95% der Proctordichte (10%-Quantile) verdichtet werden.

Es wird angenommen, daß zwischen dem Verdichtungsgrad und dem Reibungswinkel für einen sandigen Kies der in Bild 6 dargestellte Zusammenhang besteht.

Gefordert ist ein Verdichtungsgrad von 95 %, entsprechend einem Reibungswinkel von 32.5°. Der Verdichtungsgrad wird als streuende Zufallsgröße angesehen, die funktional mit dem Reibungswinkel zusammenhängt. Der Reibungswinkel stellt damit die streuende Zufallsgröße R dar.

Es sollen zwei Fälle betrachtet werden:

1. Der Verdichtungsgrad des Untergrundes wird nicht überprüft (im folgenden in der linken Spalte dargestellt).

2. Der Verdichtungsgrad des Untergrundes wird mittels eines Einfachstichprobenprüfplanes mit den Parametern n=3 und k=0.88 überprüft. Dies wird bereits bei der Bemessung gefordert und festgelegt (im folgenden in der rechten Spalte dargestellt).

Gleitsicherheitsnachweis nach der Zuverlässigkeitstheorie:

1. Die Zufallsgrößen Horizontallast $S(s_1,s_2,....)$ und Verdichtungsgrad bzw. Reibungswinkel $R(r_1,r_2,....)$ werden unabhängig normalverteilt angenommen.

2. Die Dichtefunktionen von S und R werden in einem kartesischen Koordinatensystem als dimensionslose Größen s/σ_S und r/σ_r dargestellt (s. Bild 1).

3. Der gemeinsame Mittelpunkt M durch die Koordinaten der Erwartungswerte E( ) (Mittelwerte) der normalverteilten Größen wird festgelegt.

$$E(S)/\sigma_S = \mu_S/\sigma_S = 105/16 = 6.56$$

Aus Bild 4 und 5 wird der Erwartungswert (berechnet in KUDLA (1990)) für den Mittelwert und der Erwartungswert für die Standardabweichung des Verdichtungsgrades jeweils für das gefilterte und ungefilterte Produktionsangebot entnommen. Die Verwendung der Erwartungswerte für den Mittelwert und die Standardabweichung aus dem gefilterten Produktionsangebot ist dadurch gerechtfertigt, da bereits zum Zeitpunkt des Gleitnachweises vorausgesetzt wird, daß der Verdichtungsgrad des Untergrundes mit einem Einfachstichprobenprüfplan mit n=3 abgenommen wird und das Prüflos angenommen wird. Falls das Prüflos abgelehnt werden sollte, muß es nachverdichtet werden und erneut zur Prüfung vorgelegt werden. (Die Indizes "ug" bzw. "g" stehen für "ungefiltert" bzw. "gefiltert")

ungefiltert	gefiltert
	aus Bild 5:
$E(MW_{D_{Pr},ug}) = 99{,}15\%$	$E(MW_{D_{Pr},g}) = 99{,}5\%$

umgerechnet mit Hilfe der Beziehung aus Bild 6:

$E(MW_{\varphi,ug}) = 36.946^{o} = \mu_{y,ug}$	$E(MW_{\varphi,g}) = 37.32^{o} = \mu_{y,g}$
$\tan 36.946^{o} = 0.752$	$\tan 37.32^{o} = 0.7623$
	aus Bild 4:
$E(\sigma_{D_{Pr},ug}) = 2{,}83\%$	$E(\sigma_{D_{Pr},g}) = 2{,}6\%$

umgerechnet mit Hilfe der Beziehung aus Bild 6:

$E(\sigma_{\varphi,ug}) = 3.032 = \sigma_{r,ug}$	$E(\sigma_{\varphi,g}) = 2.786 = \sigma_{r,g}$
$\tan 3.032 = 0.053$	$\tan 2.7857 = 0.04866$
$ER_{ug} / \sigma_{r,ug} =$	$ER_{g} / \sigma_{r,g} =$
$235 \tan 36.946 / (235 \tan 3.032)$	$235 \tan 37{,}32 / (235 \tan 2.7857)$
$= 176.738 / 12.447 = 14.199$	$= 179.15 / 11.435 = 15.667$
(siehe auch Gleichung (2))	

4. Bestimmung der Maßzahlen der Vektordifferenz:

ungefiltert	gefiltert
$\mu_{z,ug} = \mu_{r,ug} - \mu_{s,ug} =$	$\mu_{z,g} = \mu_{r,g} - \mu_{s,g} =$
$176.738 - 105 = 71.738$	$179.15 - 105 = 74.15$
$\sigma^2_{z,ug} = \sigma^2_{r,ug} + \sigma^2_{s,ug}$	$\sigma^2_{z,g} = \sigma^2_{r,g} + \sigma^2_{s,g}$
$= 12.447^2 + 16^2 = 410.9377$	$= 11.435^2 + 16^2 = 386.75$
$\sigma_{z,ug} = 20.2716$	$\sigma_{z,g} = 19.666$

Mit μ_Z und σ_Z errechnet sich der Sicherheitsindex zu: $\beta = \mu_Z / \sigma_Z$

β_{ug}= 71.738 / 20.2716 = 3.539 β_g=74.152 / 19.666 = 3.771

Die größere Zuverlässigkeit durch die Abnahmeprüfung mit einem Einfachstichprobenprüfplan drückt sich bei der Bemessung durch den größeren Sicherheitsindex β = 3.771 gegenüber β = 3.539 aus.

5. Einzeichnen des Kreises um M mit Radius β (Bild 1) und Aufsuchen des Bemessungspunktes $P(s^*/\sigma_S , r^*/\sigma_r)$ zur Erfüllung der Bedingung $s^*-r^* = 0$

6. Der Bemessungspunkt P wird iterativ bestimmt. Im ersten Schritt wird ein gleich großer Einfluß von S und R auf β angenommen. Der Vektor von M zum Bemessungspunkt P wird also unter 45° gewählt. In den folgenden Schritten wird die Richtung des Vektors mit den angenommenen Richtungswinkeln δ_S und δ_r verbessert:

$$s^* = \mu_S + \beta \cos \delta_S \sigma_S$$
$$r^* = \mu_r + \beta \cos \delta_r \sigma_r$$

Nach einigen Iterationen ergibt sich:

s^*_{ug} = 105+3.5388 cos 38° * 16 s^*_g = 105+3.771 cos 35° * 16

= 149.6178 = 154.4244

r^*_{ug} = 176.738-3.5388 cos128° 12.4474 r^*_g = 179.152-3.771 cos125° 11.4346

= 149.6188 = 154.4195

Die Grenzzustandsbedingung ist erfüllt, da:

z^*_{ug} = 149.6178 - 149.6188 ≅ 0 z^*_g = 154.4244 - 154.4195 ≅ 0

Der Bemessungspunkt P ergibt sich damit im normierten Koordinatensystem zu:

$s^*_{ug} / \sigma_{s,ug}$ = 149.618/16 = 9.35 $s^*_g / \sigma_{s,g}$ = 154.42/16 = 9.65

$r^*_{ug} / \sigma_{r,ug}$ = 149.618/12.4474 = 12.02 $r^*_g / \sigma_{r,g}$ = 154.42/11.4346 = 13.50

Damit ist der Nachweis beendet.

6 Schlußbemerkung

Das Beispiel zeigt deutlich, wie sich durch die Qualitätskontrolle mit einem Einfachstichprobenplan mit den angegebenen Parametern der Sicherheitsindex erhöht. Umgekehrt könnte, wenn der angestrebte Sicherheitsindex konstant gehalten werden soll, der Mittelwert der Horizontallast erhöht werden.

Eine Übertragung des aufgezeigten Weges auf das Verfahren der Teilsicherheitsbeiwerte ist ohne Schwierigkeiten möglich.

Im angegebenen Beispiel steckt eine "starke Annahme", nämlich die Gültigkeit der in Bild 6 angegebenen Beziehung. Sie dient dazu, den geschilderten Zusammenhang zwischen statistischer Qualitätskontrolle und der Bemessung nach der Zuverlässigkeitstheorie mit dem β-Verfahren aufzuzeigen. Nach Ansicht des Verfassers wird dieser Zusammenhang in allen Sparten des Bauwesens bis jetzt viel zu wenig beachtet. Teilweise liegt die Ursache darin, daß Datensammlungen zur Ermittlung des ungefilterten Produktionsangebotes weitgehend fehlen.

Bei anderen Zuverlässigkeitsnachweisen als im angegebenen Beispiel dürften noch wesentlich größere Erhöhungen der β-Werte bei einer Abnahme mit statistischen Prüfplänen möglich sein. Dies könnte z.B. von Firmen bei der Abgabe von Sondervorschlägen genutzt werden, wenn diese eine entsprechende Qualitätskontrolle gewährleisten und damit bei der Bemessung von Sondervorschlägen mit gegenüber dem ursprünglichen Ansatz erhöhten charakteristischen Werten rechnen.

Speziell im Erdbau ergibt sich die Schwierigkeit, daß in der Regel bei der Verdichtungsüberprüfung die Merkmale Verdichtungsgrad und/oder E_V-Modul gemessen werden. Diese gehen jedoch nicht direkt in die Bemessungsformeln (z.B. Grundbruchgleichung) ein. Hier wäre z.B. zu überlegen, ob nicht zumindest bei der Verdichtungsüberprüfung von bindigen Böden bei Dammschüttungen statt der genannten Merkmale der Reibungswinkel und die Kohäsion direkt (z.B. im Triaxialgerät) gemessen werden. Der eingesetzte Stichprobenprüfplan kann sich dann direkt auf den Reibungswinkel beziehen.

Der Beitrag zeigt den Zusammenhang zwischen statistischen Prüfplänen und dem β-Verfahren der Zuverlässigkeitstheorie auf. Die Übertragung auf andere Merkmale ist leicht möglich. Um die dargelegten Zusammenhänge zu nutzen, ist die Sammlung und Auswertung von großen Datenmengen für die verschiedensten Merkmale zur Erfassung des ungefilterten Produktionsangebotes notwendig. Geeignete Datenbanken müssen dafür unbedingt angelegt werden. Die

Datensammlungen sind zwar mühsam und langwierig, aber nur so kann der aufgezeigte Weg erfolgreich beschritten werden.

7 Literaturverzeichnis

[1] DIN 04014 T500 E; Bohrpfähle (Entwurf 1994)

[2] DIN EN 01537 E; Verpreßanker (Entwurf 1994)

[3] DIN EN 01538 E; Schlitzwände (Entwurf 1994)

[4] DIN ISO 9000-9004 (1990); Qualitätsmanagement und Qualitätssicherungsnormen

[5] NaBau (1987); Grundlagen zur Festlegung von Anforderungen und von Prüfplänen für die Überwachung von Baustoffen und Bauteilen mit Hilfe statistischer Betrachtungsweisen; Hrsg.: Normenausschuß Bauwesen, Beuth Verlag

[6] GRUSI Bau (1981); Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen; Hrsg.: Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag

[7] Kudla (1990); Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau, Dissertation, Heft 16 der Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München

[8] Floss, Kudla (1989); Qualitätsprüfungen für die Bodenverdichtung auf statistischer Grundlage, Straße und Autobahn, 6/1989

[9] Türke (1990); Statik im Erdbau, Verlag Ernst + Sohn

Flächendeckende Qualitätssicherungssysteme für die Bodenverdichtung

Michael Gahbauer, Norbert Gruber, Franz Schlögl

1 Allgemeines zur Entwicklung

Die Erstellung von Erdbauwerken unterliegt einer Kontrolle, die der heutigen Erdbautechnologie oft nicht mehr folgen kann. Die klassischen Prüfverfahren können durch die nachlaufenden, punktuellen und zeitraubenden Prüfmethoden die Verdichtungsleistung eines modernen Erdbaubetriebes nicht oder nur mit sehr hohen Personal- und Geräteeinsatz dokumentieren. Die bisherige Praxis zeigte häufig, insbesondere bei Termindruck, eine Vernachlässigung der Verdichtungsqualität gegenüber der Quantität.

Um auch im Erdbau eine schnelle Prüfung und unmittelbare Entscheidung vor Ort treffen zu können, galt das Interesse der Hersteller von Verdichtungsgeräten auch der Entwicklung arbeitsintegrierter Verdichtungsmeßsysteme. Hinzu kommt ein gesteigerter Sicherheitsbedarf beim Bau und Betrieb von verformungsempfindlichen Verkehrsanlagen, Dammbauwerken und Dichtungsschichten, bei denen neben der Standsicherheit auch ein gleichmäßiges Trag- und Verformungsverhalten vorausgesetzt wird. All diese Aspekte verlangen eine möglichst flächendeckende Erfassung der Qualitätseigenschaften und sollen eine flächenhafte Aussage über die erreichte Verdichtungsqualität schon beim Verdichtungsvorgang erlauben.

Erstmalig entwickelte die Fa. GEODYNAMIC AB, (Stockholm-Schweden) 1978 ein Meßgerät "COMPACTOMETER" [7] für Vibrationswalzen, das den aktuellen Verdichtungszustand in der Fahrerkabine anzeigt. In den folgenden 80-ger Jahren boten fast alle Walzenhersteller eigene Verdichtungsmeßsysteme an.

Nach dem ersten positiven Einsatz dieses Verdichtungsmeßgerätes auf einer Autobahnbaustelle bei München wurde vom Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik 1980 beim Bundesminister für Verkehr (BMV) ein Forschungsvorhaben [1] beantragt, um die Eignung des Meßsystems für die arbeitsintegrierte Verdichtungsprüfung von Erd- und Straßenbauten im Baustelleneinsatz bei grobkörnigen Böden zu testen.

Aufgrund der dabei gewonnenen ausgezeichneten Erfahrungen wurde 1983 zur Ergänzung ein weiterer Forschungs- und Entwicklungsauftrag [2] für die gemischt- und feinkörnigen Böden an das Prüfamt vergeben.

Es wurden in der Grundlagenforschung einerseits die Abhängigkeiten des dynamischen Meßsystemes von seinen Einflußfaktoren untersucht und andererseits zum Einsatz in der Verdichtungskontrolle der dynamische Meßwert mit den Boden- und Verdichtungskenngrößen der klassischen Verfahren der Verdichtungskontrolle in Beziehung gesetzt.

Die Untersuchungen der Forschungsvorhaben wurden mit einem, in Zusammenarbeit mit der Fa. GEODYNAMIC entwickelten Forschungs-COMPACTOMETER auf drei Großbaustellen durchgeführt, bei denen das Prüfamt mit der Güteüberwachung der gesamten Erd- und Gründungsarbeiten vom Bauherr beauftragt war. Dabei handelt es sich um den Bau des BMW-Werkes bei Regensburg, den neuen Flughafen München und die Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart der Deutschen Bundesbahn. Die Baustelleneinsätze brachten eine sofortige Umsetzung der Grundlagenforschung in die Praxis mit entsprechender Rückkoppelung auf das Untersuchungsprogramm. Diese Bauherren zeigten zudem am neuen Verfahren der Qualitätssicherung größtes Interesse und sind maßgeblich am jetzigen Entwicklungstand für den Baustelleneinsatz beteiligt.

Im Sprachgebrauch und in der Literatur hat sich zwischenzeitlich der Ausdruck "FDVK" eingebürgert, der auf den Einsatz dieses Meßverfahrens bei der "Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle" beruht.

2 Meßprinzip

Bei Vibrationswalzen versetzen rotierende Unwuchtmassen während der Verdichtungsfahrt die Bandage in Schwingungen. Der ständige Austausch zwischen der Bewegungsenergie der Bandage und der des Schwingungssystemes Boden-Walze führt zur Verdichtung des Boden, wobei sich die Steifigkeit des Bodens und die Dämpfung des Schwingungssystemes mit zunehmender Verdichtung ändern. Durch Beschleunigungsmessungen an der vibrierenden Bandage und deren Analyse lassen sich Rückschlüsse auf die Steifigkeit bzw. Verdichtung der überwalzten Fläche ziehen. Im Bild 1 ist das Meßprinzip vereinfacht dargestellt. Die Meßtiefe ist dabei größer als die Verdichtungstiefe.

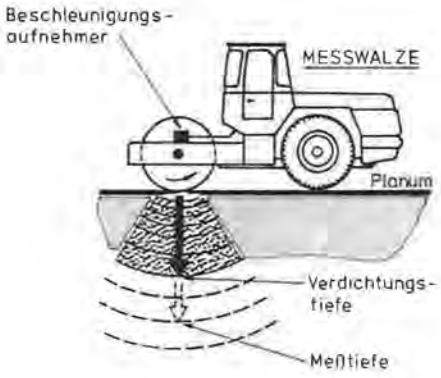


Bild 1: Meßprinzip

Bei der FDVK wird die Vibrationswalze neben ihrer Hauptfunktion als Verdichtungsgerät zugleich als Meßgerät genützt. Im folgenden werden die beiden z.Z. am meisten verbreiteten Meßsysteme vorgestellt.

Eine dynamische Verdichtungsmessung setzt neben Auflastbetrieb immer eine ebene Unterlage, auf der die Bandage längs ihrer gesamten Breite aufliegt, voraus.

2.1 COMPACTOMETER-Meßprinzip

In Schweden wurde 1978 eine dynamische Verdichtungsmeßeinrichtung (COMPACTOMETER) [7] für Vibrationswalzen von der Firma Geodynamic AB (Stockholm-Schweden) im Auftrag des Walzenherstellers Fa. DYNAPAC (Solna-Schweden) für deren Vibrationswalzen entwickelt. Der COMPACTOMETER-Verdichtungsmesser besteht aus einem Beschleunigungsaufnehmer, einem Mikroprozessor für die elektronische Signalverarbeitung und einer analogen Anzeige des Meßwertes. Der Aufnehmer wird an einem nichtdrehenden, ungedämpft schwingenden Teil der Bandage befestigt.

Der COMPACTOMETER beschreibt den Verdichtungszustand des Bodens durch die Analyse von Beschleunigungsmessungen an der vibrierenden Bandage. Dazu wird die vertikale Beschleunigungskomponente der Bandage durch einen vorverstärkten piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmer während des Abwalzens abgegriffen. In Bild 2 ist der Grundgedanke des COMPACTOMETER-Meßprinzips schematisch dargestellt.

Das Gleichgewicht zwischen Zentrifugalkraft der rotierenden Unwuchtmasse und der Trägheitskraft der Bandage ergibt bei einer frei schwingenden bzw. auf einer vollelastischen

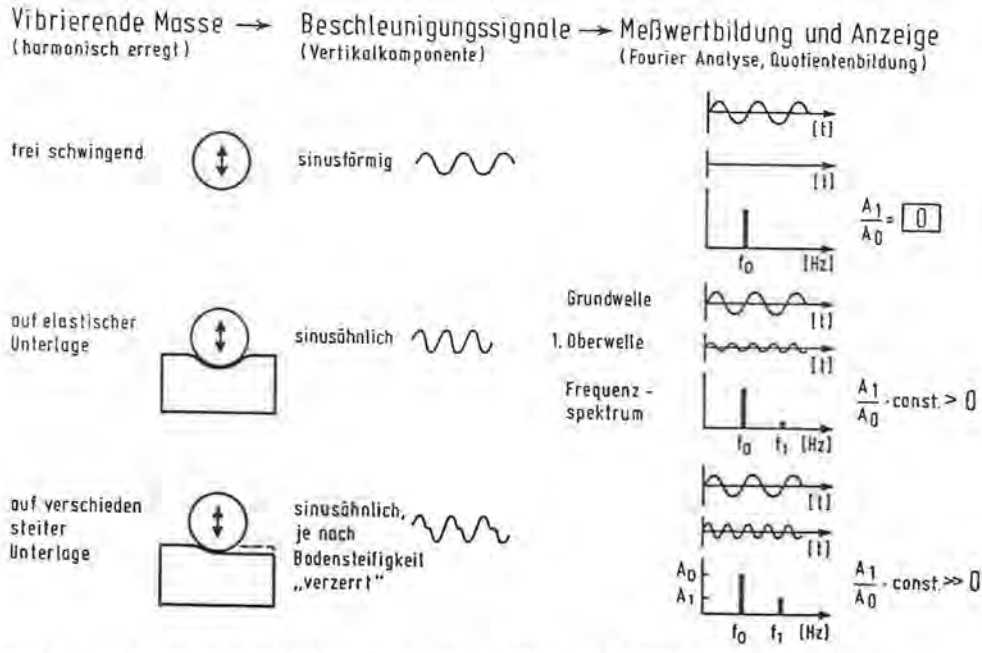


Bild 2: Grundgedanke des COMPACTOMETER-Meßprinzips (Schemaskizze)

Unterlage schwingenden Bandage eine harmonische Sinusschwingung (Grundwelle). Je nach Steifigkeit des verdichteten Bodens, erfährt die sinusförmige Schwingung der Bandage eine korrespondierende Verzerrung, d.h. die Grundwelle wird mit einer Anzahl von Oberwellen überlagert. Die Frequenz dieser periodischen Schwingung entspricht der Vibrationsfrequenz der Bandagenerregung.

In einer Fourier-Analyse wird durch elektronische Filterung diese periodische Schwingung in sinusförmige Komponenten verschiedener Frequenzen zerlegt, nämlich in die Grundwelle und deren ganzzahlige Vielfache (Oberwellen). Untersuchungen ergaben, daß die Amplitude der 1. Oberwelle dieser zusammengesetzten Schwingung signifikant für die Verzerrung der Grundwelle und damit für den Verdichtungszustand des Bodens ist. Weitere Oberwellen sind geprägt durch maschinentechnische Einwirkungen (z.B. Lagerrauschen) und werden daher für die Meßwertbildung nicht berücksichtigt. Durch die Quotientenbildung zweier, aus dem gleichen Meßsignal gewonnenen Teilgrößen, werden Einflüsse aus Temperatur und Alterung auf die elektronischen Komponenten des Meßsystems weitgehend eliminiert.

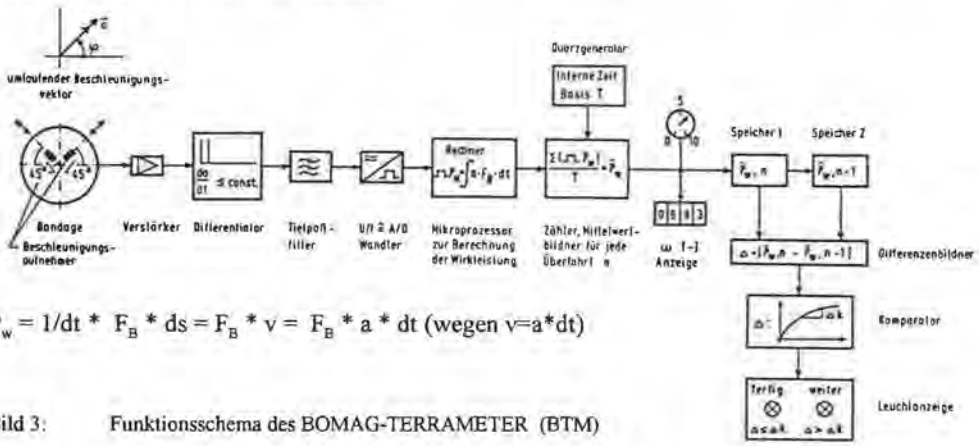
Die Amplituden von Grund- und 1.Oberwelle werden in integrierten Schaltkreisen ermittelt und an einen Quotientenbildner weitergeleitet. Dort wird das Amplitudenverhältnis nach einer Integrationszeit von 500 msec drei Dekadenrechnern übermittelt, die die Impulse mitteln

und zur Anzeige bringen. Diese maßstabsverstärkten dimensionslosen Werte CMV (Bezeichnung CMV = Compaction meter value) charakterisieren den augenblicklichen Verdichtungszustand der im Zeitintervall überfahrenen Fläche. Bei Sprungbetrieb werden die dynamischen Meßwerte kleiner.

2.2 Terrameter-Meßprinzip

Das TERRAMETER-Verdichtungsmeßgerät von BOMAG wurde 1983 anläßlich der Baumaschinenausstellung in München vorgestellt. Grundlage für die Bewertung des Verdichtungszustandes einer Unterlage bzw. des zu verdichtenden Bodenmaterials ist dieErstellung einer Energiebilanz. Das BOMAG TERRAMETER (BTM) besteht aus der Aufnehmer-, der Rechner-, der Anzeige- und der Bedieneinheit. Die Aufnehmer-einheit ist auf der linken Bandagenseite, an einem nicht drehenden Teil oberhalb des Vibrationsmotors, fest mit der schwingenden Bandage verbunden.

Das Funktionsprinzip des BTM ist in Bild 3 schematisch dargestellt. Der vibrierende Walzkörper gibt bei jeder Exzenterumdrehung Bewegungsenergie an die überwalzte Unterlage ab (Bodenkontakt vorausgesetzt). Ein Teil dieser Bewegungsenergie wird vom Untergrund aufgenommen, der Rest wird an den Walzkörper zurückgegeben. Der vom Untergrund aufgenommene Teil der Bewegungsenergie ist abhängig vom jeweils herrschenden Verdichtungs- bzw. vom Steifigkeitszustand der Unterlage. Die in den Boden übertragbare Wirkleistung P_w der vibrierenden Bandage wird über die von der sogenannten Bodenkraft F_B erzeugte Deformation ds der Bodenoberfläche bestimmt:



$$P_w = 1/dt * F_B * ds = F_B * v = F_B * a * dt \text{ (wegen } v=a*dt)$$

Bild 3: Funktionsschema des BOMAG-TERRAMETER (BTM)

Nach BOMAG ist F_B aus der Differenz der gemessenen Trägheitskraft m_1*a und der für jeden Walzentyp konstanten Zentrifugalkraft $K=m_2*w^2*r$ zu ermitteln, mit m_1 als schwingende Masse und m_2 als Masse der Unwucht.

Für die Wirkleistung folgt daraus $P_w = (m_1*a - K)*a*dt$. Die Wirkleistung wird über eine Periodendauer gemittelt, was mehrere Meßvorgänge je Unwuchtumdrehung erforderlich macht. Die Bestimmung der Wirkleistung erfordert eine Integration des Beschleunigungssignales. Da es sich bei Vibrationswalzen um Kreisschwinger handelt, wird die Beschleunigung als Vektorprodukt zweier senkrecht aufeinanderstehender Beschleunigungsvektoren gebildet. Die Achsen der Beschleunigungsgeber stehen aufeinander senkrecht und sind unter einem Winkel von 45° zur Horizontalen geneigt.

Die Beschleunigungssignale werden nach Verstärkung einem Differentiator zugeführt, der instationäre Betriebszustände, wie z.B. den Übergang vom Auflast- zum Sprungbetrieb, erkennt und dann die Weiterverarbeitung der Meßwerte solange verzögert, bis der auf eine Zeiteinheit bezogene Meßwert wieder innerhalb eines vorgegebenen Bereiches des Beschleunigungsanstieges $\Delta a/\Delta t$ liegt. Dieser Vergleichswert $\Delta a/\Delta t$ ist von den jeweiligen bodenmechanischen Kennwerten des Schüttmaterials und walzenspezifischen Parametern abhängig und wird im Terrameter elektronisch vom Hersteller vorgegeben.

Der effektive Leistungstransfer von der Walze in den Boden steigt mit zunehmender Steifigkeit der Unterlage. Die der Wirkleistung proportionalen dynamischen Meßwerte werden im Mittelwertbildner durch eine vorgegebene Meßzeit geteilt. Durch eine digitale und/oder analoge Anzeige wird der dimensionslose Meßwert (Herstellerbezeichnung OMEGA) dem Walzenfahrer angezeigt.

Dem Mittelwertbildner sind je ein Vorder- und Nachspeicher nachgeschaltet. Von den Mittelwerten aufeinanderfolgender Überfahrten werden im Komperator die Differenzen der Speicherinhalte gebildet und mit einer vorgegebenen minimalen Meßwert-Zunahme verglichen. Wird der vorgegebene Anstieg der Differenzwerte je Überfahrt unterschritten, was z.B. eine unter den gegebenen Randwerten nicht mehr mögliche Verdichtung des Untergrundes bedeuten könnte, kann dies optisch oder akustisch dem Walzenfahrer mitgeteilt werden. Die Vorgabe des von der jeweiligen Bodenart abhängigen Vergleichswertes erfolgt nach den Erfahrungen des Herstellers.

3 Parameterstudien

Das Meßprinzip für die FDVK beruht auf der Wechselwirkung der vibrierenden Bandage und dem erregten Bodenvolumen im Auflastbetrieb.

Der dynamische Meßwert ist daher nicht nur von der Verdichtung des Bodens sondern auch von den Maschinenparametern der Walze abhängig, wobei es zwischen konstanten und veränderlichen Maschinenparametern zu unterscheiden gilt.. In der meßtechnischen und baupraktischen Erprobung wurden diese Abhängigkeiten im System "Boden - Walze" systematisch in Parameterstudien auf Prüfstrecken mit bekannten bodenmechanischen Aufbau durchgeführt. Dadurch konnten für den Prüfeinsatz der FDVK wichtige Einsatzkriterien definiert werden.

Fahrtechnische Einflüsse auf die dynamischen Meßwerte aus Fahrtrichtung, Ebenheit der Prüffläche, Neigung der Fläche, Fahrten an der Böschung, eventuelle Montagefehler der Beschleunigungsgeber sowie instationäre Betriebszustände, wie z.B. der Übergang vom Auflast- zum Sprungbetrieb wurden ebenfalls erkannt. Die dynamische Verdichtungsmessung zeichnet sich weiterhin durch ein gegenüber den klassischen Prüfverfahren sehr viel größeres Meßvolumen aus. Die Meßtiefe ist dabei annähernd das Doppelte der Verdichtungstiefe der Walze.

3.1 Einfluß der Maschinenparameter

Als Prüfwalzen sind alle technisch einwandfreie Vibrationswalzen unabhängig vom Betriebsgewicht geeignet, deren Schwingungsverhalten der Bandage dynamisch stabil ist. Selbstfahrende Walzen mit Gummiradantrieb sind gegenüber Tandemwalzen wegen oft unkontrollierten Schlupfes im Antrieb vorzuziehen. Auch Vibrations-Anhängewalzen eignen sich bei entsprechendem Zugfahrzeug.

Konstante Maschinenparameter sind das Betriebsgewicht und die schwingende Masse. Bei den veränderlichen Maschinenparametern sind die Vibrationsfrequenz, die Amplitude und die Fahrgeschwindigkeit zu nennen. Bereits die Hersteller erkannten diese Abhängigkeiten des dynamischen Meßwertes von Frequenz und Geschwindigkeit, und integrierten Korrekturmöglichkeiten, die in den IC's der Auswerteeinheiten je nach Abweichung automatisch den dynamischen Meßwert korrigieren.

Diese fest programmierten Korrekturfaktoren sind jedoch nur für eine Bodenart gültig. Im baupraktischen Einsatz werden daher vor Beginn der Baumaßnahme die Abhängigkeiten der veränderlichen Parameter ggf. neu untersucht. Bei den Prüffahrten müssen diese Parameter durch

Arretiervorrichtungen konstant gehalten werden (Grundeinstellung). Die Abweichungen von der Grundeinstellung sind aufzuzeichnen.

3.2 Boden

Der wesentliche Einfluß des Bodens auf den dynamischen Meßwert geht von der Verformungssteifigkeit der überwalzten Unterlage aus. Über das Betriebsgewicht und die schwingende Masse der Prüfwalze und die Schichtdicke einer Schüttlage geht im Tiefenmeßbereich der dynamischen Messung auch die Steifigkeit der unteren Schüttlage bzw. des Untergrundes in die Gesamtsteifigkeit und damit den dynamischen Meßwert ein. Die FDVK ist daher je nach Einsatzkriterium der Verdichtungsprüfung auch auf die Schichtdicke abzustellen.

Diese Zusammenhänge konnten durch Korrelationsanalysen, bei denen der dynamische Meßwert mit den Boden- und Verdichtungskenngrößen der klassischen Verfahren der Verdichtungskontrolle in Beziehung gesetzt wurde, nachgewiesen werden. An den Festigkeits- und Verformungseigenschaften sind mehrere Parameter, wie Tragfähigkeit, Lagerungsdichte, Reibung und Kohäsion, Plastizität, Wassergehalt und Kornzusammensetzung beteiligt. Je nach stofflichem Aufbau der Böden mit der Unterteilung in grobkörnige, gemischtkörnige und feinkörnige Böden wirken diese Parameter überdeckend und kulminativ mit mehr oder weniger Dominanz zusammen.

Bei den grobkörnigen Böden mit Feinkornanteilen 5 % (Bodengruppen GE, GW, GI, SE, SW und SI nach DIN 18196) ist der dynamische Meßwert nur von der Lagerungsdichte und Kornzusammensetzung abhängig. Die dynamische Steifigkeit und die dynamischen Meßwerte erhöhen sich mit zunehmender Dichte. Der Einfluß des Wassergehaltes auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften bleibt gering.

Bei den gemischtkörnigen Böden mit Feinkornanteilen 15 % (Bodengruppen GU, SU, GT und ST nach DIN 18196) bestehen unterhalb des optimalen Wassergehaltes des Proctorversuches annähernd gleiche Abhängigkeiten wie bei grobkörnigen Böden. Über dem optimalen Wassergehalt kommt der Einfluß des Wassergehaltes auf die Verformungssteifigkeit zum Tragen.

Bei den gemischtkörnigen Böden mit Feinkornanteilen 15 % (Bodengruppen GU*, SU*, GT* und ST* nach DIN 18196) und feinkörnigen Böden besteht eine mit den Feinkornanteil und der Plastizität wachsende Dominanz der Einflußnahme des Wassergehaltes gegenüber der Dichte auf den dynamischen Meßwert, und zwar entsprechend dem wachsenden Einfluß des Wassergehaltes auf die Verformungssteifigkeit.

Die aktuelle Tragfähigkeit (Verformungsmodul E_{v2}) wird eindeutig, aber der Verdichtungsgrad D_{pr} wird nicht mehr eindeutig angezeigt. Die dynamischen Meßwerte können nur noch bei gleichzeitiger Messung des Wassergehaltes richtig interpretiert werden.

Liegt der Einbauwassergehalt am optimalen Wassergehalt bzw. darüber bestimmt der Wassergehalt die dynamischen Meßwerte, die infolge Porenwasserüberdruck und Sättigung keine Meßwertauflösung mehr zulassen. Diese Bereiche sind als stark verformbare Bodenbereiche vor Ort zu erkennen. Werden gemischtkörnige Böden zu trocken eingebaut, so bestimmt weitgehend die Steifigkeit die dynamischen Meßwerte. Dabei können infolge Verkittung bzw. Verfestigung hohe Tragfähigkeiten und dynamischen Meßwerte trotz geringer Dichte vorgetäuscht werden, da bei Wasserzutritt dann die Verformungssteifigkeit bzw. Tragfähigkeit zurückgehen würde.

Je nach Verdichtungsanforderung wird ein dynamischer Meßwert, der sogenannte dynamische Grenzwert festgelegt, den es mindestens zu erreichen gilt. Im Bild 4 sind die korrelativen Zusammenhänge des dynamischen Meßwerte zu den Verformungsmoduli E_{v1} und E_{v2} bei einem grobkörnigen Boden dargestellt.

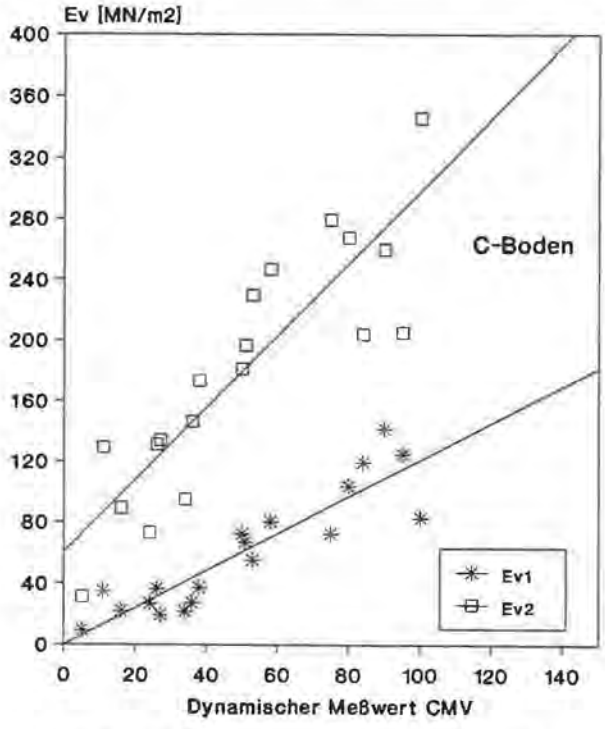


Bild 4: Dynamischer Meßwert CMV zu den Verformungsmoduli E_{v1} und E_{v2}

4 Meßwerterfassung und Meßwertdokumentation

4.1 Meßwerterfassung

Um die Einflüsse des Systems Walze-Boden auf den dynamischen Meßwert richtig zu interpretieren, ist es notwendig neben den dynamischen Meßwerten auch die veränderlichen Maschinenparameter wie Vibrationsfrequenz, Geschwindigkeit und Amplitude sowie den Sprungbetrieb kontinuierlich aufzuzeichnen. Anfänglich erfolgte dies durch Mehrkanal-Linienschreiber direkt auf der Meßwalze (Bild 5). Der Hersteller BOMAG installierte als Zubehör einen kleinen Drucker in der Walze, der den dynamischen Meßwert als Linienzug (Bild 6) und die Walzenparameter als Mittelwerte ausdruckt.

Bild 5: Linienplot Mehrkanal-Linienschreiber

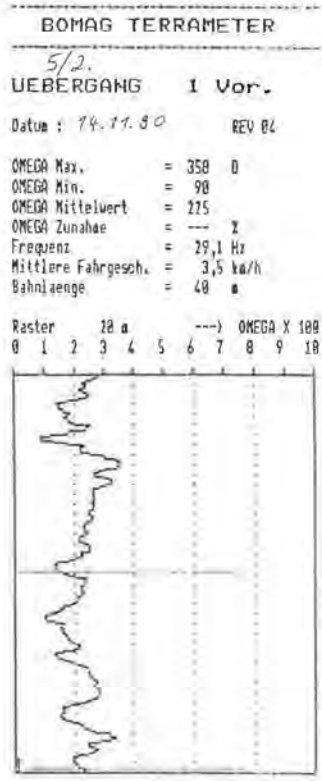


Bild 6: Linienplot Drucker BOMAG

Da neben der Forschung aber auch der Prüfeinsatz im großflächigen Erdbau mit Flächenleistungen von bis zu 50.000 m^2/d durchzuführen waren, mussten für die Meßwerterfassung spezielle Meßprogramme auf Personal-Computer entwickelt werden, um die Meßwerte auch

weiter zu verarbeiten. Unterschieden wird dabei zwischen zentraler und mobiler Meßwerterfassung. Bei der zentralen Meßwerterfassung werden die Daten mittels Telemetrie in die Zentrale übertragen und dort digital gespeichert.

Der zunehmende Einsatz der FDVK in der Eigenüberwachung der Erdbaufirmen und kleinere Bauvorhaben führten zur Entwicklung der mobilen Meßwerterfassung direkt auf der Prüfwalze. Die Meßdaten werden dann im Baubüro (Zentrale) weiterbearbeitet.

4.2 Meßwertdokumentation

Die rechnergestützte digitale Erfassung der dynamischen Meßwerte erlaubt eine Datenauswertung in vielfacher Form nach verschiedensten Gesichtspunkten, wobei die Entwicklung noch nicht abgeschlossen ist (Farbdarstellung, 3D-Darstellung). In der Dokumentation werden die dynamischen Meßwerte durch geeignete graphische Darstellungen ausgewertet und zusammen mit den geodätischen Daten (km-Stationierung und Höhe) eines Prüffeldes sowie den Zusatzdaten (Datum, Dateiname, Walzenparameter, Wetter, Walzenfahrer und sonstigen Bemerkungen) archiviert.

Die Dokumentation sollte dabei an das Ojekt angepaßt sein. Für kleinere, linienförmige Objekte bietet sich z.B. auch ein kleiner Drucker mit einem Linienschrieb wie im Bild 6 oder ein Linienschreiber wie im Bild 5 an. Die Ausdrucke sind durch handschriftliche Eintragungen der Zusatzdaten zu ergänzen.

Für Baustellen, bei denen es auf eine schnelle und flächige Beurteilung der erreichten Verdichtungsqualität ankommt, wurde vom Prüfamt der "Flächenplot" (Bild 7) entwickelt.

Am linken Rand des Flächenplots sind die Meßspuren mit einem Pfeil für die jeweilige Abwalzrichtung markiert. Die Spurnummer steht links und die dargestellte Überfahrt steht rechts vom Pfeil. Über dem Flächenplot ist als Richtungsangabe Nord oder Ost ausgedruckt. Der Flächenplot ist in Abwalzrichtung maßstabsgetreu mit Angabe des ge-wählten Abbildungsmaßstabes dargestellt. Quer zur Abwalzrichtung ist die Darstellung nicht maßstäblich. Die Breite der Druckzeile entspricht der Bandagenbreite der verwendeten Prüfwalze (i.d.R. ca. 2m).

Im Flächenplot ist die Gleichmäßigkeit der Verdichtung durch eine abgestufte Schwarz-Weiß-Darstellung gekennzeichnet. Ist die Angabe eines dynamischen Grenzwertes möglich, läßt sich auf gleiche Weise die Qualität der Verdichtung flächig darstellen. Punktuelle Prüfmethoden können danach im Bedarfsfall gezielt eingesetzt werden.

Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

DYNAMISCHE VERDICHTUNGSPRÜFUNG

Flughafen München II, Vorfeld Fracht-Wartung

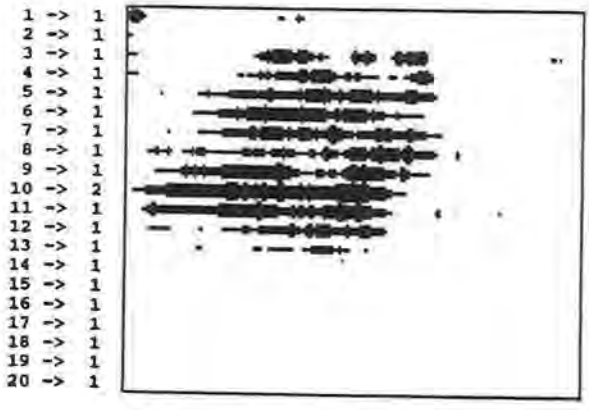
Dateiname : 00714R11
Feld : 007-14
X-Koordinate : 4382 - 4422
Y-Koordinate : 12900 - 13000

Meßfahrt vom 16.05.86
Lage : R
Mittl.Hoehe: OK. Rohplanum
Walze : 1

(■) = 0-20 (■) = 20-30 (▬) = 30-40 (▁) = 40-50 ( ) >= 50 Ev2 >= 80 MN/m2

Längenmaßstab M = 1 : 1000, dynamische Meßwerte, Negativstufen

NORD



alte Auffüllung
1 m Schutt und Ziegel,
Bodenaustausch
empfohlen.

Bild 7: Flächenplot

"Weiße" Zonen markieren Bereiche mit dynamischen Meßwerten größer als der dynamische Grenzwert. In diesen Bereichen werden die Verdichtungsanforderungen erreicht bzw. überschritten. "Schwarze" Zonen markieren Bereiche, in denen dynamische Meßwerte kleiner als der dynamische Grenzwert registriert werden (negative Abstufung), also die Verdichtungsanforderungen nicht erreicht sind. Die Abstufung in der Schwarzdarstellung durch verschieden breite Drucksymbole stellt den Grad der Grenzwertunterschreitung dar.

Die flächenhafte Darstellung der dynamischen Meßwerte eignet sich vorzüglich für die Qualitätsfeststellung einzelner Prüffelder. Für die Gesamtbeurteilung und Dokumentation der Verdichtungsqualität größerer Bauvorhaben mit mehreren Prüffeldern oder mehrerer Schüttlagen wurde vom Prüfamt eine Datenbank (sog. Baugrundmodell) entwickelt, in die alle dynamischen Meßwerte eingetragen werden. Die Daten des Baugrundmodelles können dann als

maßstäblicher Flächenplot sowohl für einzelne Prüfebenen (Horizontalschnitte siehe Bild 8) als auch durch Auswertung über alle Prüfebenen (Achsenparallele Vertikalschnitte) dargestellt werden.

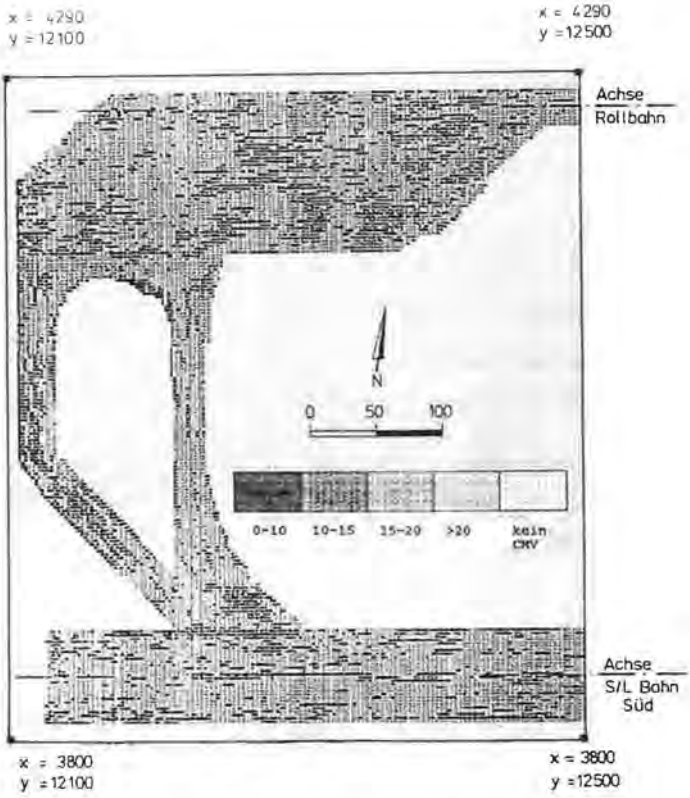


Bild 8: Flächenplot Baugrundmodell, Flughafen München Holding-Süd-West, OK. Frostschutzschicht

Im Baugrundmodell ist das gesamte Baugelände rastermäßig in volumensgleiche Elemente (Volumenelemente) eingeteilt. Die Volumenelemente sind weiter in Grundelemente als kleinste Einheit untergliedert. Die Höhe des Grundelementes wird entsprechend der Dicke der Schüttlage festgelegt. Die Seitenlängen des Grundelementes werden zu 2.0m * 2.0m gewählt, da dies annähernd der Bandagenbreite der im großräumigen Erdbau verwendeten Meßwalzen entspricht. Die Meßwerte der Prüffelder, deren Lage durch die Koordinaten der Eckpunkte beschrieben ist, werden durch ein Datenkombinationsprogramm aus den einzelnen Dateien der FDVK in die Grundelemente des Baugrundmodelles übertragen. Dabei wird jedem Grundelement aufgrund der Koordinaten ein Meßwert zugeordnet.

Anfänglich wurde die FDVK mit ihren Möglichkeiten der Dokumentation nur zur Kontrollprüfung vom Prüfamt eingesetzt. Die Vorteile dieses Verfahrens sollten jedoch nicht nur nach Auswertung der Prüffahrt durch das Abnahmeprotokoll genützt werden sondern bereits während der Verdichtung von seiten der Erdbaufirmen zur Verdichtungssteuerung eingesetzt werden. Dabei konnte die Anzeige des dynamischen Meßwertes im Führerstand der Walze und die Linienplots eines Prüffeldes lediglich zur Annäherung an die zu erreichende Verdichtung dienen, weil der Walzenfahrer sich für einen flächigen Überblick der Verdichtungsqualität nicht alle Meßwerte bzw. Linienplots eines Prüffeldes merken kann.

Der Wunsch eines flächigen Überblickes führte in der mobilen Datenerfassung zur Entwicklung von Bildschirmsystemen (CDS-System der Fa. GEODYNAMIC und BCM-System der Fa. BOMAG), die den Flächenplot auf der Verdichtungs- bzw. Prüfwalze zeigen und in gleicher Weise im Baubüro dokumentieren können. Erst diese Systeme ermöglichen eine effiziente arbeitsintegrierte Verdichtungsmessung und damit eine wirtschaftliche Verdichtung.

Die Kooperation des Prüfamtes mit namhaften Herstellern von Verdichtungs- und Aufzeichnungsgeräten führt dabei zu einer ständigen Weiterentwicklung der FDVK und ihrer Darstellung, die für die Optimierung des Verdichtungsprozesses Voraussetzung ist.

5 Baustellenerfahrungen

5.1 Vorbemerkungen

Die technische Entwicklung der letzten Jahre führte zu immer größeren Erdbewegungen und Baumaschinen und damit auch entsprechend hohe Leistungen. Damit verbunden ist eine höhere Anforderung an die Effizienz der Prüfungen. Die bisherigen Methoden der Bodenverdichtung und der Verdichtungskontrollen entsprechen nicht mehr diesen Anforderungen und werden oft als den Baufortschritt (Baubetrieb) hemmend empfunden. Deshalb versuchte man bei den großen Baumaßnahmen ein Prüf- und Kontrollsystem einzusetzten, welches diesen hohen Anforderungen genügt.

Ein weiterer Schwerpunkt für die Einführung derartiger Prüfsysteme liegt in den zunehmenden Qualitätsanforderungen an die Erdbauwerke (vor allem auch hinsichtlich der Gleichmäßigkeit) und dem Bestreben möglichtst großflächigen und großvolumigen Nachweisen der vorhandenen Qualität im Erdbauwerk.

Ziel war es, für Industrie- und Verkehrsanlagen (z.B. Flughafen München, Bayerische Motorenwerke Regensburg, Wiederaufarbeitungsanlage Wackersdorf, Industriegebiet Wackersdorf, Rangierbahnhof München Nord) großflächige und mächtige Erdbauwerke für die Gründung von Gebäuden oder Gleisanlagen, Landebahnen und Verkehrsflächen mit hohen Anforderungen an den Baugrund herzustellen. Der Anforderungskatalog reichte hierbei von der Erreichung einer Mindesttragfähigkeit über Gleichmäßigkeit bis zur Vermeidung von Überverdichtung. Unter anderem mußten auch hohe Dämme mit sehr steilen Böschungsneigungen erstellt werden, was bei den vorhandenen Böden nur unter Einhaltung besonderer Verdichtungsanforderungen hinsichtlich der erforderlichen Standsicherheit zu erreichen war.

5.2 Einbindung des Prüfamtes

Bereits während der Erstellung der Leistungsverzeichnisse für die oben genannten Baumaßnahmen wurde das Prüfamt bei koordinierenden Besprechungen miteingebunden. Hierbei konnten die Möglichkeiten und der Umfang und vor allem die Vorteile des Einsatzes der FDVK bereits mit dem Bauherrn und den ausschreibenden Büros durchgesprochen und erläutert werden. Hierbei galt es bereits die Rahmenbedingungen für den Einsatz der FDVK bezüglich Geräteanforderungen, Meßwertregistrierung und möglichem Schüttbetrieb zu konzipieren. Im weiteren wurde der Prüfumfang umrissen und das Abnahmeprocedere in Grundzügen festgelegt. Darüber hinaus konnte die Erfordernis und der Umfang einer Kalibrierung festgelegt werden.

Ergebnis dieser Abstimmungsgespräche war die Formulierung des Ausschreibungstextes für die ausschreibenden Stellen unter federführender Mitwirkung durch das Prüfamt.

Nach der Vergabe der Leistungen konnte die laufende detaillierte Beratung der ausführenden Firmen und den Bauherrn durch das Prüfamt zu den genauen Abläufen der einzelnen Prüfschritte sowie zu den Ergebnissen und Auswertungen von geprüften Flächen erfolgen.

5.3 Bauablauf und Baubetrieb

Auf den hier erwähnten Baustellen erfolgte nach der Schüttung der Lagen eine gezielte durch das auf der Walze befindliche Meßssystem gesteuerte Verdichtung der Flächen. Dies bedeutet, daß die Verdichtungsfahrten dort verstärkt ausgeführt wurden, wo der erforderliche dynamische Meßwert für die jeweiligen Anforderung noch nicht erreicht war. Befand der Walzenfahrer die verdichtete Fläche aufgrund der ständigen Anzeige des Verdichtungszustandes über den dynamischen Meßwert diese für ausreichend verdichtet, so wurde diese Fläche zur Prüfung angemeldet. Einen wesentlichen Schwerpunkt bildete dabei auch die Abnahme und Überprüfung

der Aufstandsflächen für die neu zu erstellenden Erdbauwerke sowie für mögliche Gründungen auf Gleichmäßigkeit im Untergrund.

5.4 Kalibrierung

Zu Beginn einer jeden Baumaßnahme wurden Versuchsfelder angelegt, auf denen die dynamischen Meßwerte anhand von konventionellen Versuchen wie Plattendruckversuchen und Dichtemessungen kalibriert wurden. Somit war sichergestellt, daß je nach Anforderung an Tragfähigkeit und Lagerungsdichte der Erdkörper entsprechende dynamische Meßwerte zur Einhaltung dieser Kriterien festgelegt werden konnten. Diese anfänglichen Kalibrierwerte wurden während der Bauzeit durch baubegleitende ergänzende Versuche sporadisch überprüft.

5.5 Prüfschema und Aufwand während des Bauablaufes

Bei den Bauobjekten wurde für die Überprüfung der Verdichtung durch das System der FDVK von vornherein festgelegt, daß aufgrund der Zuverlässigkeit und eindeutigen Reproduzierbarkeit der Messsysteme ein zweimaliges Prüfen einer Fläche durch Eigenüberwachung und Kontrollüberwachung ausgeschlossen werden konnte. Aus diesem Grunde wurde der zu prüfende Umfang bei jeder Baumaßnahme in Anlehnung an die ZTVE-StB 76 aufgeteilt in 2/3 Eigenüberwachungsprüfungen und 1/3 Kontrollüberwachungsprüfungen. Diese Aufteilung wurde dadurch verifiziert, daß von der zu prüfenden Fläche 2/3 durch die ausführende Firma und deren Meßwalze und Registriereinrichtung abgedeckt wurde und 1/3 durch das Prüfamt mit deren hierfür angemieteten Meßwalze und der eigenen Datenerfassungssysteme. Die Übernahme auf PC und anschließende Auswertung sämtlicher geprüfter Flächen (Eigen- und Kontrollprüfung) erfolgte in allen Fällen durch das Prüfamt. Die Entscheidung darüber, welche Flächen im Rahmen der Eigenüberwachung oder Kontrollüberwachung zu prüfen waren wurde ebenfalls ausschließlich von Prüfamt (dem Kontrollorgan) getroffen. Eine Ausnahme bildete der Flughafen München II, da bei dieser Baumaßnahme die ausführenden Firmen aus der Eigenüberwachung entlassen wurden und eine reine Fremdüberwachung durch das Prüfamt zur Ausführung kam. Zur Sicherstellung der ausreichenden Verdichtung mußten hier die Firmen vor Anmeldung einer Fläche zur Abnahmeprüfung für sich die ausreichende Verdichtung überprüfen. Etwaige Nachprüfungsarbeiten gingen dann zu Lasten der Firmen.

Während der Hauptbauphasen waren bis zu 3 Meßwalzen mit Datenaufzeichnungseinheiten je Baumaßnahme eingesetzt. Die registrierten Meßdaten wurden über mobile Speichereinheiten an die TUM zur Übernahme auf PC mit den erforderlichen Angaben über die genaue Lage und

Höhe der Fläche und weiteren Informationen wie Zustand der Fläche und Walzenparameter etc. übergeben. Die TUM bewältigte das Meßpensum jeweils mit Meßwalzen mit telemetreischer Übertragung der dynamischen Meßwerte zum Baubüro (alternativ wurde auch die mobile Datenerfassung eingesetzt), wo sie dierekt auf PC gespeichert wurden.

Die Zuordnung der Prüffelder zur örtlichen Situation erfolgte über das Einmessen der 4 Eckpunkte einer Fläche anhand von im Gelände durch die Bauvermessung abgesteckten Markierungen, durch welche Höhe und Lage genau bestimmbar waren.

Zur besseren Vorstellung über die bewegten und dokumentirten Massen auf den jeweiligen Baustellen seien hier noch einige Zahlen angeführt. Bei dem vormals geplanten Projekt einer Wiederaufbereitungsanlage in Wackersdorf wurden ca. 1.75 Mio m^3 Boden abgetragen und für das Baugelände wieder lagenweise eingebaut. Bei der späteren Baumaßnahme in Wackersdorf für die Umgestaltung des ehemaligen WAA- Geländes zum Industriegelände wurden erneut ca. 1.2 Mio m^3 Boden für die neuen Anschüttungen und Bodenaustauschflächen eingebaut und die Qualität der Verdichtung dokumentiert.

Am Rangierbahnhof München Nord waren insgesamt ca. 6.3 Mio m^3 Boden einzubauen und bezüglich der jeweiligen Qualitätsanforderungen nachzuprüfen.

Für den Flughafen München II wurden ca. 15 Mio m^3 eingebaut und mit diesem System geprüft.

Die maximalen Tagesleistungen bei den Baumaßnahmen lagen bei bis zu ca. 42.000 m^3, was einer einzubauenden und zu prüfenden Fläche von ca. 70.000 m^2 entspricht.

5.6 Dokumentation

Die Dokumentation der FDVK erfolgte anhand von Flächenplots auf einem Prüfprotokoll mit zugehörigen Angaben wie Baulos, Prüfort, Anforderung an die Prüffläche, Zustand der Prüffläche, Wetter und sonstiger Bemerkungen. Weiterhin wurde auf den Protokollen vermerkt, ob die Prüffläche den Anforderungen genügte oder nicht. Für den Fall der Ablehnung einer Fläche waren für die Bauüberwachung Hinweise für die Gründe und Vorschläge zur Qualitätsverbesserung vermerkt.

Sämtliche Meßdaten der Prüfflächen wurden auf PC mit den zugehörigen Koordinaten für Lage und Höhe gespeichert.

Für den Rangierbahnhof München Nord, das ehemalige WAA- Gelände und den Flughafen München II existiert jeweils ein sog. Baugrundmodell, in dem am PC das gesamte Erdbauwerk mit Einzelelementen von 2 x 2 x 0.5m modelliert ist und in jedem dieser Einzelelemente der gemessene dynamische Meßwert gespeichert ist. Es besteht also zu jeder Zeit die Rückgriffsmöglichkeit auf die erzielten Ergebnisse aus der Qualitätsüberwachung zum Zeitpunkt der Herstellung der Erdbauwerke für sich ergebende Fragestellungen bezüglich neuen Anforderungsspektren.

5.7 Baubetriebsintegrierte Qualitätskontrolle und Betreuung

Mit der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle war es möglich, den rasch fortschreitenden Schüttarbeiten prüftechnisch zu folgen und sogar den Baubetrieb hinsichtlich der Verdichtungsanforderungen gezielt zu steuern und zu optimieren. Die vollflächige Erfassung sämtlicher eingebauter Schüttlagen erleichterte wesentlich die Beurteilung und Abnahme. Durch dieses System war es im Gegensatz zu den herkömmlichen punktuellen Prüfverfahren möglich, Fehlstellen zu erkennen und zu lokalisieren.

Die gezielt angesetzten konventionellen Prüfverfahren zu Beginn der Baumaßnahmen bei nicht eindeutig zu erklärenden Schwankungen im Meßwertverlauf gaben unverzüglich Aufschluß für die Ursachen von Meßwertabweichungen wie sie z.B. durch Unebenheiten auf der Prüffläche, Vernässungszonen oder Schwankungen in der Materialzusammensetzung hervorgerufen werden. Aufgrund dieser Erkenntnisse und Erfahrungen war eine sichere Deutung der Meßergebnisse möglich und die Beurteilung der Meßflächen bezüglich deren Anforderungen eindeutig gegeben.

Im weiteren erlaubte die schnell gewonnene Routine im Umgang mit diesem Verfahren sofort und gezielt Hinweise zur Verbesserung von mangelhaften Bereichen in der Prüffläche (z.B. "Nachverdichtung", "Austrocknung" (bei guter Witterung), "Wassergehaltsregulierung durch hydraulische Bindemittel" oder "Bodenaustauschmaßnahmen") zu geben. Dies setzt allerdings entsprechende fachliche Repräsentanz auf der Baustelle voraus.

5.8 Resumé

Der Einsatz dieses Systems bei diesen Baumaßnahmen und der hierdurch gewonnen Erfahrungen zeigten deutlich, daß derartige Großprojekte ohne dieses Verfahren nur durch einen erheblich größeren personellen Aufwand und vor allem starken Behinderungen im Bauablauf durch konventionelle Prüfverfahren zu bewältigen gewesen wären. Trotz dieses Mehraufwandes an

Prüftätigkeit hätte man aber bei konventionellen Prüfverfahren nur einen minimalen Bruchteil (Prüfvolumen des jeweiligen Versuches) des eingebauten Bodens tatsächlich geprüft, wo hingegen durch das System der FDVK das erstellte Erdbauwerk nahezu vollständig nachgewiesen und dokumentiert ist.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Notwendigkeit eines gleichmäßig guten Tragverhaltens verformungsempfindlicher Verkehranlagen wird in absehbarer Zeit dazu führen, die Bereiche mit zu hoher Verdichtung (Verdichtungsspitzen) ebenso zu behandeln wie die Bereiche nicht ausreichender Verdichtung. Die Voraussetzungen müssen im Leistungsverzeichnis auf das jeweilige Bauvorhaben angepaßt werden, wobei neben den bereits bestehenden Mindestanforderungen (unterer Grenzwert) auch Maximalwerte der Verdichtung (oberer Grenzwert) festgeschrieben werden sollten.

Die FDVK erweist sich hierfür als ein ideales Hilfsmittel um Bereiche mit zu hoher Verdichtung und Bereiche nicht ausreichender Verdichtung gleichzeitig in der flächigen Betrachtung darzustellen. Dies kann zum einen durch eine Farbdifferenzierung (Bildschirmsysteme oder Flächenplot im Baubüro) oder zum anderen durch eine negative und positive Abstufung im Flächenplot (je nach dem Grad der Unterschreitung oder Überschreitung eines dynamischen Grenzwertes durch unterschiedlich schwarze Drucksymbole dargestellt) erreicht werden .

Das Fernziel der Verdichtungsoptimierung und der Vergleichmäßigung bei der arbeitsintegrierten Verdichtungsmessung wird in naher Zukunft durch prozessgesteuerte Verdichtungsgeräte [14] angestrebt. Für die Verdichtungsergebnis sind neben dem Boden und seinen, die

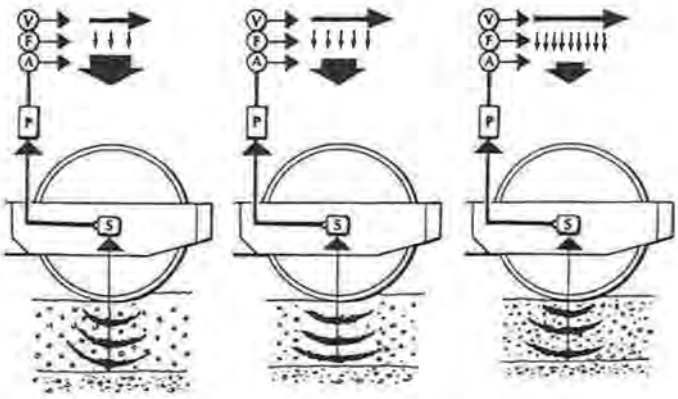


Bild 9: Prinzip einer prozessgesteuerten Walze

Verdichtbarkeit bestimmenden Eigenschaften auch das Betriebsgewicht eines Verdichtungsgerätes und die veränderbaren Parameter wie Frequenz, Verdichtungsgeschwindigkeit und Amplitude maßgeblich beteiligt. Mit zunehmender Verdichtung sollte die Frequenz höher, die Fahrgeschwindigkeit schneller und die Amplitude kleiner werden, um eine optimale Verdichtung über die gesamte Verdichtungstiefe zu erzielen.

Erst der dynamische Verdichtungs-Meßwert eröffnet die Möglichkeit der Steuerung der Maschinenparamter. Das Bild 9 illustriert vereinfacht das Prinzip dieser "intelligenten Walze".

Sensoren (S) überwachen dabei einerseits die Maschinenparameter Frequenz (F), Fahrgeschwindigkeit (V) und Amplitude (A) und andererseits den jeweiligen Verdichtungszustand. Die Signale werden im Prozessor (P) der Prüfwalze ausgewertet und die Maschinenparameter in Bruchteilen von Sekunden an den jeweiligen Verdichtungszustand optimal angepaßt.

Die positiven Erfahrungen des Prüfamtes führten zu einem Merkblatt [4], einer Technischen Prüfvorschrift [5] über die FDVK, sowie der internen Informationsschrift Bautechnik 41 [6] der DB-AG. In der neuen ZTVE-StB 94 [3] wird auf die dynamische Verdichtungsnachprüfung als Möglichkeit der Verdichtungskontrolle hingewiesen. Dem Einsatz der FDVK wird durch diese rechtlichen Grundlagen der Weg für weitere Anwendungen geöffnet.

Die langjährige Erprobung und der positive Einsatz der FDVK in der Praxis auf kleinen und mittelgroßen Baustellen in Deutschland, Schweden und Österreich und Großbaustellen bedeutender Bauvorhaben in ganz Deutschland unterstreichen die Leistungsfähigkeit der FDVK sowohl in der Verdichtungsoptimierung und Erzielung eines gleichmäßigen Tragverhaltens als auch in der Verdichtungskontrolle.

Die unwesentlich höheren Kosten der FDVK stehen in keinem Verhältnis zu ihrer hohen Aussagekraft. Die FDVK verläßt solange nicht ihre gleichwohl vorhandenen Anwendungsgrenzen, solange ein Einbaumaterial mit einer Vibrationswalze sinnvoll verdichtet werden kann.

7 Literatur

[1] Floss, R., Bräu, G., Gahbauer, M., Gruber, N., Obermayer, J.: Forschungsbericht FE-Nr. 5.068 G80E im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Dynamische Verdichtungsnachprüfung bei Erd- und Straßenbauten, Teil 1, März 1990

[2] Floss, R., Gahbauer, M., Obermayer, J.: Forschungsbericht FE-Nr. 5.076 G83E im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Dynamische Verdichtungsnachprüfung bei Erd- und Straßenbauten, Teil 2, März 1990.

[1] und [2] sind veröffentlicht in: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 612, Bundesminister für Verkehr, 1991.

[3] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTVE-StB-94, Bundesminister für Verkehr.

[4] Merkblatt über flächendeckende dynamische Verfahren zur Prüfung der Verdichtung im Erdbau. Ausgabe 1993, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.

[5] Technische Prüfvorschrift über flächendeckende dynamische Verfahren zur Prüfung der Verdichtung im Erdbau. Ausgabe 1994, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.

[6] Bautechnik 41, Information der Deutschen Bundesbahn, Juli 1990: Einsatz der FDVK zur Prüfung von Erdbauwerken bei der DB, Teil 1: Anwendung bei nichtbindigen und schwach bindigen Böden.

[7] Thurner, H.: Geodynamic AB, Stockholm, Schweden, Verfahren und Vorrichtung zur Beurteilung des Verdichtungsgrades beim Verdichten einer Unterlage mit einem vibrierenden Verdichtungsgerät. Offenlegungsschrift 2710811, Deutsches Patentamt, 1978.

[8] Floss R., Gruber N., Obermayer J., Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Feldmechanik der Technischen Universität München: A dynamical test method for continous compaction control. European Conference on Soil Mechanics, Helsinki, 1983.

[9] Floss R., Gruber N., Obermayer J., Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Feldmechanik der Technischen Universität München: Beschleunigungsmessungen an Vibrationswalzen zum Nachweis der Bodenverdichtung, Symposium Meßtechnik, München 1983.

[10] Kröber, W.: Dissertation, Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Feldmechanik der Technischen Universität München, Heft 11, 1988.

[11] Grabe, J.: Dissertation, Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur flächendekkenden Verdichtungskontrolle. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 124, 1992.

[12] BVFA-Arsenal: Symposiumsberichte, Verdichtung von Böden, Korngemischen und Asphalten, Verdichtungstechniken und Prüfmethoden, Wien Österreich, 11. - 12.11.1986.

[13] Gruber, N.: Erfahrungen mit der dynamischen Verdichtungsmessmethode, Verdichtung und Bodenverbesserung, Bern, Schweiz, Mitteilung der schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Herbsttagung 6.11.1987.

[14] Thurner, H.: Geodynamic AB, Stockholm, Schweden, Verdichtungstechnik und Verdichtungskontrolle der 90-er Jahre, 1. Int. Symposium "Technik und Technologie des Straßenbaues", BAUMA 1992, 7.4.1992.

Numerische Simulation der Schwingungsvorgänge bei der Vibrationsverdichtung

Wolfgang Kröber

1 Einführung

In meiner Dissertation [2] wird in Kapitel 3 über verschiedene Messungen am Verdichtungswerkzeug berichtet. Neben der z.T. verbalen Darstellungsweise werden in diesem Beitrag durch Modellrechnungen auf theoretischem Weg die gleichen Phänomene nachgewiesen. Somit stellen die hier diskutierten Simulationsergebnisse eine Fortführung bzw. Ergänzung der meßtechnisch gewonnenen Erkenntnisse dar und dienen der Festigung und Vertiefung.

2 Lineares Modell und Frequenzgang

Zur Beschreibung des Schwingverhaltens eines Vibrationsschwingers sind im wesentlichen die vertikalen Vorgänge von Interesse. Im weiteren Verlauf des Beitrages werden die horizontalen Bewegungsabläufe zum besseren Verständnis hinzugefügt.

Mit zunehmender Steifigkeit des Bodens treten folgende Betriebszustände auf:

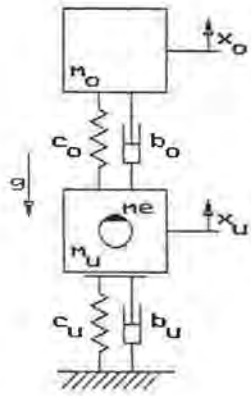
1. kein Abheben vom Boden
2. Abheben vom Boden
3. Springen des Verdichtungswerkzeuges
4. Taumeln des Verdichtungswerkzeuges

Zur Beschreibung der auftretenden Phänomene reicht ein Zweimassensystem mit Federn und Dämpfern als Koppelelemente aus (Bild 1).

Für die Massen wurden folgende Parameter gewählt:

schwingende Masse	$m_u = 4000$ kg
Obermasse	$m_o = 2600$ kg

Die Koppelelemente für die Obermasse wurden wie folgt angenommen: Das gesamte Schwingsystem bestehe nur aus der Obermasse (Schwinger habe nur einen Freiheitsgrad) und dieses System besitze eine Eigenfrequenz von 5 Hz und einen Dämpfungsgrad von 0,1 . Daraus ergeben sich $c_o = 2{,}57$ MN/m und $b_o = 16{,}3$ kNs/m. Analog wurde für die Untermasse zunächst eine Eigenfrequenz von 20 Hz und ein Dämpfungsgrad von 0,4 angesetzt. Dadurch ergeben sich



$$m_o\ddot{x}_o = -m_o g + F_{Rahmen}$$

$$m_u\ddot{x}_u = F_{Boden} + (me)\,\omega^2\cos\omega t - F_{Rahmen} - m_u g$$

$$F_{Rahmen} = c_o(x_u - x_o) + b_o(\dot{x}_u - \dot{x}_o) + m_o g$$

$$F_{Boden} = -c_u x_u - b_u\dot{x}_u + (m_o + m_u)\,g$$

Bild 1: Ersatzmodell und Bewegungsgleichungen

c_u = 63,2 MN/m und b_u = 402 kNs/m. Das installierte Unwuchtmoment m*e ist mit 6 kgm festgelegt. Die Erdbeschleunigung beträgt 1 g = 9,81 m/(s*s).

Das oben beschriebene System stimmt mit den realen Maschinendaten weitgehend überein. Das Schwingungsverhalten ist in Bild 2 dargestellt. Das Maximum der Obermassenamplitude liegt im Bereich bei 5 Hz, während die maximale Amplitude der Obermasse bei 22,5 Hz liegt. Durch die Dämpfung des Bodens ist dieses Maximum nicht so stark ausgeprägt. Von besonderem

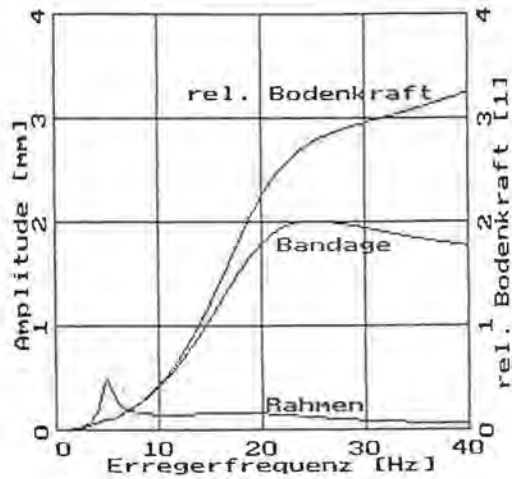


Bild 2: Darstellung der Amplituden von Obermasse und Untermasse sowie der Bodenkraft in Abhängigkeit der Frequenz

Interesse ist jedoch die Kontaktkraft zwischen dem Verdichtungswerkzeug und dem Boden, kurz Bodenkraft genannt. Hierbei bedeutet ein Wert von 1, daß die Bodenkraft genau so groß ist wie die statische Achslast. Das Verdichtungswerkzeug hebt vom Boden also gerade noch nicht ab. Bis zu einer Betriebsfrequenz von 13 Hz ist dies auch tatsächlich der Fall. Bei der üblichen Frequenz von 30 Hz müßten jedoch Zugkräfte zwischen dem Verdichtungswerkzeug und dem Boden auftreten. Da dies physikalisch unmöglich ist, muß das Modell dahingehend abgeändert werden, daß negative Bodenkräfte nicht auftreten können.

3 Nichtlineares Modell und Frequenzgang

3.1 Variation der Unwucht

Bei der Lösung der Differentialgleichung wird nun bei jedem Zyklus geprüft, ob sich bei den jeweiligen Schwingwegen und Geschwindigkeiten eine negative Bodenkraft ergibt. Ist dies der Fall, wird sie zu Null gesetzt. Die Steigung der Federkennlinie entspricht somit im Druckbereich dem Wert der Bodensteifigkeit, im Zugbereich ist die Steigung Null.

In der Abbildung 3 ist die Amplitude des Verdichtungswerkzeuges in Abhängigkeit der Frequenz dargestellt. Die Unwucht ist in Prozent der Nennunwucht angegeben. Mit steigender Unwucht ergibt sich selbstverständlich eine steigende Amplitude des Verdichtungswerkzeuges. Die sich einstellende Schwingungsamplitude des Walzenkörpers ist durch den fehlenden Bodenkontakt etwa doppelt so groß wie beim linearen Schwingungssystem.

Interessant ist jedoch der Abfall der Eigenfrequenz (Frequenz mit maximaler Amplitude) zu kleineren Werten bei steigender Unwucht. Der Grund liegt im zyklischen Abheben des Verdichtungswerkzeuges vom Boden. Je größer die Unwucht, desto länger ist das Verdichtungswerkzeug ohne Bodenkontakt, desto länger ist die Federsteifigkeit Null. In Anlehnung an die lineare Theorie muß sich bei einer kleineren Federrate auch eine kleinere Eigenfrequenz ergeben.

Die Verschiebung der Eigenfrequenz mit wachsender Unwuchtmasse zu kleineren Frequenzen ist im Vergleich zur linearen Theorie neu. Beim linearen Schwingungssystem (ohne Abheben) ist die Lage der Eigenfrequenz unabhängig von der installierten Unwucht.

Bemerkenswert ist der Anstieg der Schwingungsamplitude bei 100% Unwucht unterhalb 30 Hz. Hier beginnt das Verdichtungswerkzeug leicht zu springen.

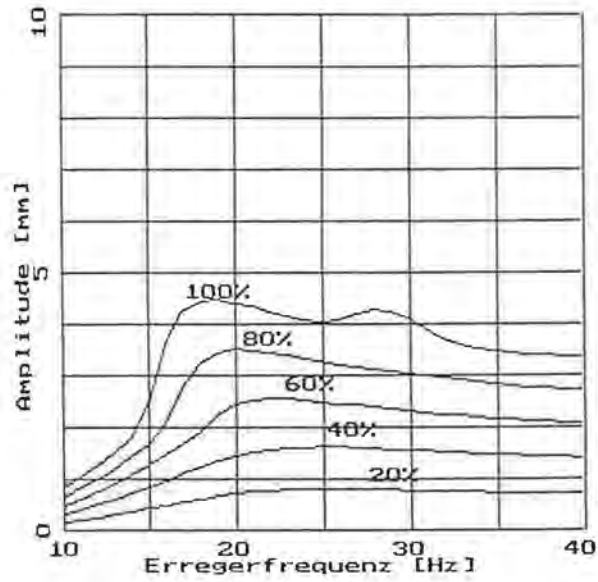


Bild 3: Amplitude des Verdichtungswerkzeuges in Abhängigkeit der Frequenz, Parameter Unwucht (100% = Nennunwucht), Bodensteifigkeit c_u = 63,2 MN/m (entspricht 20 Hz)

Im Vergleich zu Bild 3 wird in Bild 4 die Steifigkeit des Bodens um den Faktor 2,25 vergrößert. Dies würde bei einem Schwinger mit einem Freiheitsgrad gerade eine Eigenfrequenz von 30 Hz ergeben.

Ausgehend von kleinen Frequenzen wächst die Amplitude im Bereich um 20 Hz rasch an und durchläuft ein Maximum. Die Maxima verschieben sich mit wachsender Unwucht zu kleineren Frequenzen. Obwohl der lineare Schwinger im Bereich bei 30 Hz die maximale Amplitude erreichen müßte, wird durch den Abhebevorgang (Steifigkeit in Luft gleich Null) die Frequenz mit maximaler Amplitude stets unterhalb der Vibrationsfreuqenz von 30 Hz liegen.

Dies ist auch bei höheren Steifigkeiten der Fall. Aus Messungen auf einer Felsschüttung war diese Erkenntnis bereits bekannt.

Beginnt das Verdichtungswerkzeug zu springen, treten deutlich größere Amplituden auf, allerdings mit der Hälfte der Erregerfrequenz. Der zackige Kurvenverlauf im rechten oberen Bildbereich deutet auf fehlende Konvergenz beim Differenzenverfahren hin. Bei leichtem Springen konvergiert das Verfahren genau so schnell, als ob das Verdichtungswerkzeug nicht springt.

Dies stimmt mit den praktischen Beobachtungen genau überein. Ein leichteres Springen ist in der Verdichtungstechnik stets reproduzierbar, also ein stabiler Schwingungszustand. Erst bei

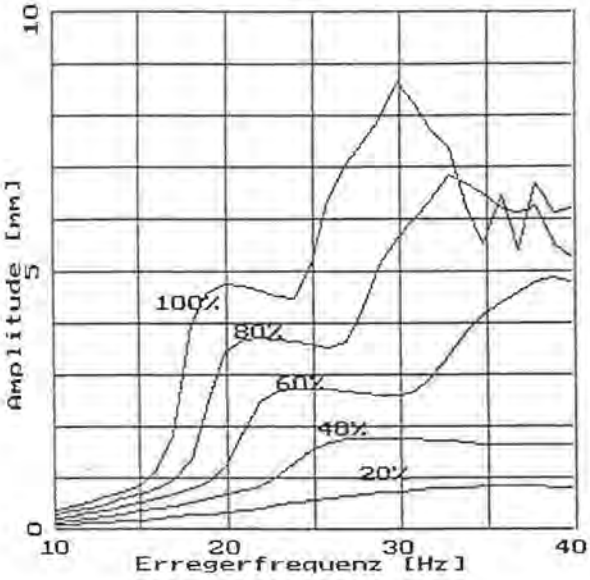


Bild 4: Amplitude des Verdichtungswerkzeuges in Abhängigkeit der Frequenz, Parameter Unwucht (100% = Nennunwucht), Bodensteifigkeit c_u = 142 KN/m (entspricht 30 Hz)

einem extremen Springen kommt es durch Kantenschläge zum Taumeln des Verdichtungswerkzeuges. Die unkontrollierten Ausschläge können zu Schäden an dem Verdichtungswerkzeug führen.

3.2 Variation der Steifigkeit

Wird der Bereich des Sprungbetriebes einmal ausgeklammert, so verschiebt sich die Frequenz, bei der die maximale Amplitude erzielt wird, leicht nach oben (Bild 5).

Im Frequenzbereich 21-22 Hz steigt die Amplitude mit der Steifigkeit des Bodens leicht an. Dieser Amplitudenanstieg wäre ein ideales Kriterium, um während des Verdichtens ein Maß für die Steifigkeit des Bodens abzuleiten.

Im üblichen Frequenzbereich um 30 Hz steigt die Amplitude durch Springen stark an. Die Simulation zeigt, daß bei höheren Frequenzen das Springen wieder abnimmt. Dieser Sachverhalt wurde praktisch noch nicht festgestellt. Wäre dies tatsächlich der Fall, würden die in der Praxis verwendeten Vibrationsfrequenzen gerade in der Mitte des Bereiches mit größter Sprungneigung liegen.

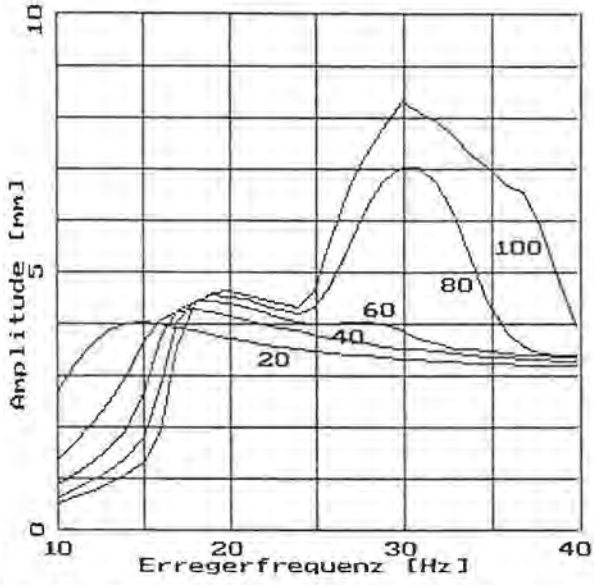


Bild 5: Amplitude des Verdichtungswerkzeuges in Abhängigkeit der Frequenz, Parameter Steifigkeit des Bodens, 100 bedeutet c_0 = 100 KN/m

3.3 Schwingwege, Indikatordiagramme und Frequenzspektrum

In der linken Hälfte der Abbildung 6 sind die Schwingwege des Verdichtungswerkzeuges aufgetragen. Um eine ebene Bewegung des Verdichtungswerkzeuges darstellen zu können, ist als horizontaler Schwingweg der Verlauf eines weit überkritisch betriebenen Kreisschwingers angenommen. Die Angabe des Schwingweges an der Achsenskalierung mit 1 bedeutet: theoretische Amplitude. Bei der Bodenkraft bedeutet die Angabe der Zahl 1, daß dann die Bodenkraft so groß wie die statische Achslast ist.

Im oberen Bild ist die Steifigkeit so gewählt, daß das Verdichtungswerkzeug noch nicht abhebt. Da es sich hierbei um einen linearen Vorgang handelt, treten im Frequenzspektrum keine Oberschwingungen auf. Im Frequenzspektrum ist nur die Erregerfrequenz von f=30 Hz vorhanden.

In dem darunter liegenden Beispiel stellt sich ein leichtes Abheben ein. In der mittleren Abbildung ist das Verdichtungswerkzeug kurz vor dem Sprungbetrieb. Je steifer der Boden, desto mehr hebt das Verdichtungswerkzeug ab, desto größer ist der Anteil der Oberwellen im Verhältnis zur 30 Hz Grundschwingung.

An dieser Stelle ist noch eine Bemerkung zur mitschwingenden Bodenmasse angebracht. Würde die Bodenmasse als weiteres Massenelement (punktförmig) berücksichtigt, kommt es bei

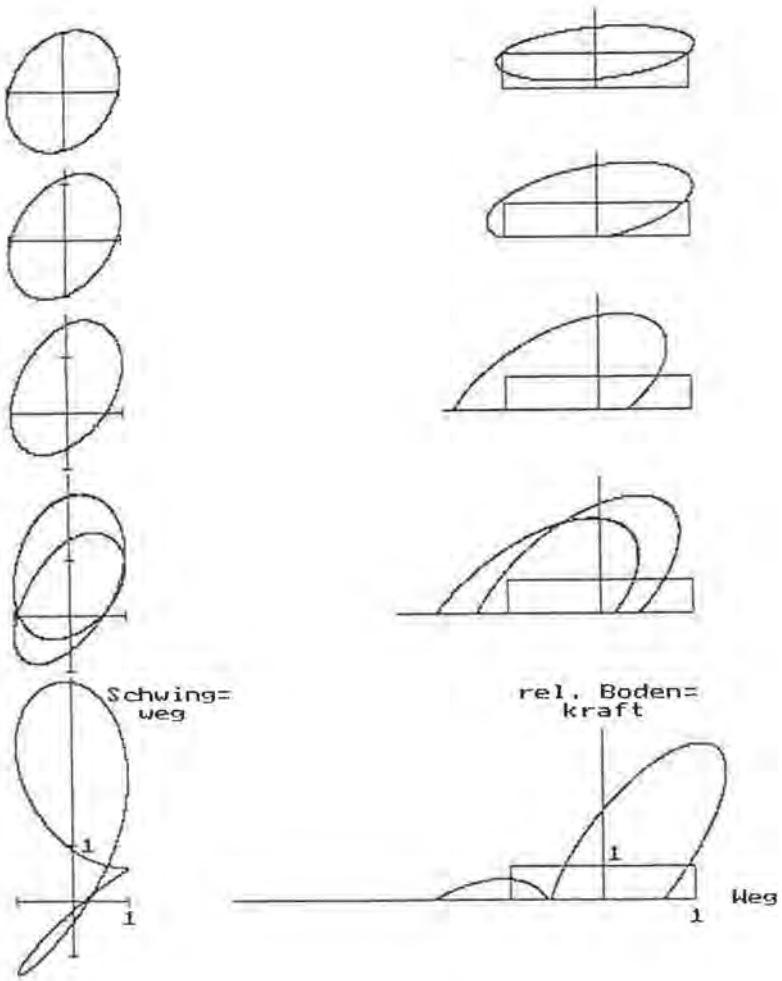


Bild 6: Schwingwege und Indikatordiagramme mit zunehmender Steifigkeit

jedem neuen Bodenkontakt zu einer mehr oder weniger stark ausgeprägten Kraftspitze im Indikatordiagramm. Diese Kraftspitze tritt bei Messungen nicht auf. Sie kann in der Simulation abgemindert werden, in dem die Bodenmasse sehr klein gewählt wird. Messungen haben bestätigt, daß die mitschwingende Bodenmasse wesentlich kleiner als die schwingende Masse des Verdichtungswerkzeuges ist. Praktisch kann in der Simulation die Bodenmasse weggelassen und durch eine etwas höhere Bodendämpfung berücksichtigt werden. Dieser Weg wurde hier auch eingeschlagen.

Tritt der Sprungvorgang ein, so folgt im alternierenden Wechsel einem größeren Bodenkontakt stets ein kleinerer Bodenkontakt.

Nach 2 Exzenterumdrehungen wiederholt sich der Vorgang. Die kleinste Frequenz im Spektrum der Bewegung ist nun 15 Hz, sowie alle Oberwellen davon. Die Ursache des Sprungvorganges liegt in der Möglichkeit des Abhebens des Verdichtungswerkzeuges vom Boden. Das Abheben vom festen Boden ist im Rahmen der heutigen üblichen Unwuchtmassen und Vibrationsfrequenzen nicht zu verhindern. Im Gegenteil, der Abhebevorgang ist gar erwünscht, da so mit wenig Materialeinsatz möglichst viel Verdichtungswirkung erzielt werden kann.

Es sei noch erwähnt, daß bei dem extremen Springen im unteren Beispiel von Bild 6 die vereinfachte Annahme der Horizontalbewegung in Form der theoretischen Amplitude nicht mehr ganz zulässig ist.

Im Bild 7 werden die wesentlichen Spektren der Beschleunigung in Abhängigkeit der Bodensteifigkeit dargestellt.

Der Verlauf der 15 Hz Beschleunigungsamplitude bleibt bis etwa 50 MN/m gleich Null, da hier kein Sprungbetrieb vorliegt. Ob das Verdichtungswerkzeug abhebt oder nicht, läßt sich daran

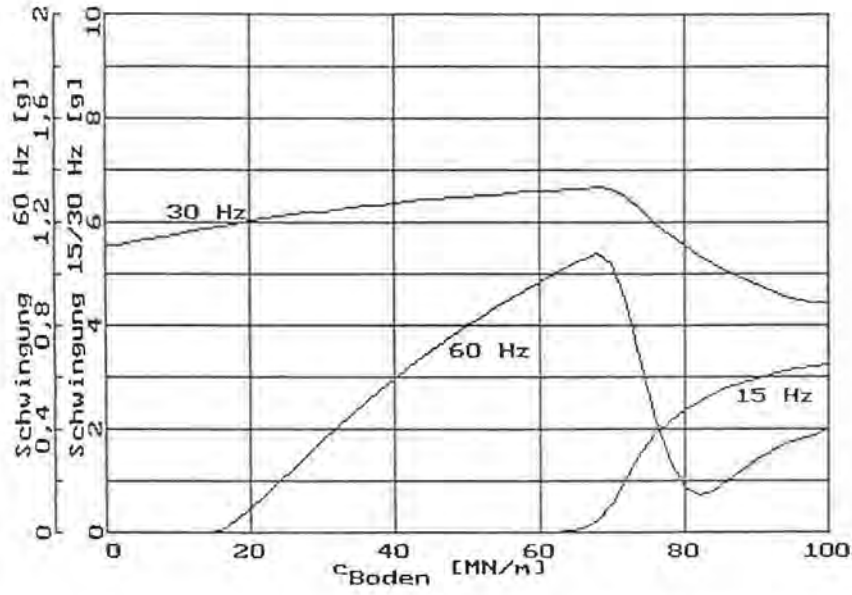


Bild 7: Frequenzanteile der Beschleunigung bei 15 Hz, 30 Hz, 60 Hz und Bodendämpfung in Abhängigkeit der Steifigkeit des Bodens

nicht ablesen. Im Sprungbereich wächst die Beschleunigung über 3g an. Wird daraus die Amplitude im Wegbereich ermittelt, ergibt sich ein Wert von über 3 mm Schwingwegamplitude (nur 15 Hz Anteil berücksichtigt).

Der Verlauf der 30 Hz-Kurve beruht zum einen auf der installierten Unwucht, welche mit 30 Hz rotiert und einem leichten Anteil aufgrund Resonanzüberhöhung. Im Sprungbetrieb fällt der 30 Hz Anteil leicht ab.

Die 2. Harmonische der Erregerfrequenz zeigt bei kleinen Bodensteifigkeiten den Wert Null an, da hier kein Abheben vorliegt. Mit zunehmender Steifigkeit des Bodens und daraus resultierendem stärkerem Abheben wächst der Wert rasch an. Stellt sich infolge höherer Bodensteifigkeit Sprungbetrieb ein, fällt die 2. Harmonische stark ab und steigt bei stärkerem Sprungbetrieb wieder leicht an.

4 Zusammenfassung

In dem Beitrag wird ein Zweimassenschwingsystem vorgestellt, mit dem die dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung simuliert werden können.

Durch ein mögliches Abheben des Verdichtungswerkzeuges vom Boden treten Effekte auf, die mit linearen Schwingungsansätzen nicht erklärt werden können. Die Ergebnisse decken sich mit durchgeführten Messungen und sind Grundlage zum besseren Verständnis der dynamischen Verdichtungskontrolle.

5 Literatur

[1] Grabe, Jürgen (Dissertation): Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 124, 1992

[2] Kröber, Wolfgang (Dissertation): Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Schriftenreihe Heft 11, 1988

Entwicklungsstand der Baugrunddynamik

Wolfgang Haupt

1 Einleitung

Die Baugrunddynamik hat sich in den letzten Jahrzehnten auch in Deutschland als ein eigenes Spezialgebiet der Geotechnik durchgesetzt. Allerdings gibt es immer noch nur wenige Hochschulen, an denen dieses Gebiet als eigenes Vorlesungsfach existiert oder gar für Grundbauvertiefer wahlweise Prüfungsfach ist. Dem Bedarf nach Vertretung dieses Spezialgebietes innerhalb der deutschen Geotechnik hat die damalige Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG) Anfang der 80-er Jahre durch Einrichtung des Arbeitskreises 9 "Baugrunddynamik" Rechnung getragen. Dieser Arbeitskreis ist 1992 mit drei Empfehlungen an die Öffentlichkeit getreten, die auf den Gebieten "Bodendynamische Kennwerte", "Wellenausbreitung im Baugrund" und "Federsteifigkeiten und Dämpfungen starrer Fundamente" den Stand der Technik darstellen.

In den Empfehlungen - im folgenden kurz EAD [1] genannt - werden die wesentlichen Grundkenntnisse der Baugrunddynamik in Kurzform wiedergegeben. Einfache bodendynamische Probleme können damit gelöst werden. In den folgenden Abschnitten werden nach einem kurzen geschichtlichen Abriß einige weitergehende Erkenntnisse und neuere Forschungsergebnisse bzw. Untersuchungsverfahren vorgestellt, die den heutigen Entwicklungsstand in der Baugrunddynamik kennzeichnen.

2 Historischer Abriß

Als die Anfänge der Baugrunddynamik, d. h. der Wissenschaft, die sich mit dem Verhalten von Boden unter dynamischer Belastung befaßt, kann man die ersten Untersuchungen hierzu in den 30-er Jahren in Berlin bei der Degebo (Hertwig, Früh, Lorenz) betrachten. Danach sind für lange Jahre praktisch keine deutschen Veröffentlichungen mehr erschienen, die international Beachtung gefunden hätten. Die Entwicklung der Bodendynamik wurde hauptsächlich in den USA vorangetrieben, wo vom Ende der 50-er Jahre an in den folgenden zwei Jahrzehnten die grundlegenden Zusammenhänge erforscht wurden, die im wesentlichen noch heute Gültigkeit haben. Großen Anteil an der Entwicklung hatte die Forschergruppe um F. E. Richart an der Universität von Michigan, die sich in erster Linie mit der experimentellen Bodendynamik

befaßte, aber auch wesentliche theoretische Arbeiten, z. B. zu Fundamentschwingungen (Lysmer's analogon), hervorbrachte. Hier wurde das sogenannte Resonant-Column-Gerät als Standard-Laborgerät der Bodendynamik zu seiner heutigen Form entwickelt. Auch wurde die Cross-Hole-Messung soweit verbessert, daß sie seitdem als die genaueste Feld-Meßmethode für Wellengeschwindigkeiten im Boden allgemein Anwendung findet. Bei der Forschergruppe um H. B. Seed in Berkeley lag der Schwerpunkt der Untersuchungen bei der Erdbebenwirkung auf Gebäude und den Boden, wobei die Frage nach den seismischen Kenngrößen und der Standsicherheit von Bauwerken sowie das Verhalten von Boden bei großen Verformungen im Vordergrund stand. Nach dem Niigata Erdbeben im Jahre 1964 gewann das Problem der Bodenverflüssigung (liquefaction) zunehmend an Bedeutung. Wesentliche Beiträge zur Entwicklung der Baugrunddynamik kamen immer wieder in erheblichem Umfang von japanischen Wissenschaftlern.

Einen starken Impuls für die Ausweitung der Forschungstätigkeit hinsichtlich der Dynamik von Bauwerken und Boden stellte ohne Zweifel die Forderung nach erdbebensicherer Auslegung von Kernkraftwerken dar. Mit dem weltweiten Rückgang der Bautätigkeit auf diesem Gebiet rücken auch andere Probleme der Bodendynamik wieder in den Vordergrund, z. B. die Abschirmung von Erschütterungen im Untergrund und die Verbesserung von Untersuchungsverfahren im Gelände und im Labor. Die Entwicklung der boundary-element-method (BEM) hat den Berechnungen der Wellenausbreitung im halbunendlichen Kontinuum sowie von Fundamentschwingungen starken Auftrieb gegeben.

Die Zusammenarbeit mit den Wissenschaftlern des Ostblocks war lange Zeit kaum möglich. Erst mit der Aufweichung der Grenzen kamen seit Ende der 80-er Jahre in stärkerem Maße Kontakte zustande, wobei die Chinesen mit einer großen Zahl von Veröffentlichungen zur Bodendynamik und einem hohen Niveau des Wissensstandes hervortraten. Seit einigen Jahren wird auch der wissenschaftliche Austausch mit Forschern aus der ehemaligen UdSSR und den osteuropäischen Ländern in zunehmendem Maße alltäglich. Auffallend ist immer wieder die hervorragende mathematisch/mechanische Ausbildung dieser Wissenschaftler, die auch dort noch geschlossene analytische Lösungen anstreben oder erarbeiten, wo sich ihre westlichen Kollegen längst auf den Computer verlassen.

3 Dynamische Bodenparameter

Die wesentlichen dynamischen Kennwerte des Bodens sind der dynamische Schubmodul G und der Dämpfungsgrad D bzw. die Dämpfungskapazität , die in [1] verwendet wird. Beide Größen

hängen in starkem Maße von äußeren Einflußparametern ab, und zwar von der dynamischen Dehnungsamplitude und dem statischen Spannungszustand im Boden, ausgedrückt durch den mittleren, allseitigen Druck

$$\bar{\sigma}_o = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3 \qquad (1)$$

Die Zusammenhänge sind qualitativ in [1] dargestellt. Ein weiterer möglicher, äußerer Einflußparameter ist die Frequenz, die jedoch in dem in der Bodendynamik interessierenden Bereich (ein bis einige hundert Hz) keine Rolle spielt. Die internen, dem Boden selbst zuzuordnenden Einflußparameter bestimmen nicht nur die Größe der dynamischen Kennwerte, sondern auch die Art, wie diese von den äußeren Parametern abhängen. Bei nichtbindigem Boden ist in erster Linie die Porenzahl e von Bedeutung, von einigem Einfluß ist auch die Kornform. Bei Sanden hat sich gezeigt, daß die Form der Sieblinie - ausgedrückt durch die Ungleichförmigkeitszahl U - und der mittlere Korndurchmesser nur einen vernachlässigbaren Einfluß auf den dynamischen Schubmodul haben [2]. Die heute allgemein angewendeten, auf [3, 4, 5] zurückgehenden Beziehungen für den Maximalwert G_o des dynamischen Schubmoduls lauten:

Sand, runde Kornform

$$G_o = 6{,}9 \frac{(2{,}17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_o)^{0{,}5} \qquad (2)$$

Sand, eckige Kornform

$$G_o = 3{,}23 \frac{(2{,}97 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_o)^{0{,}5} \qquad (3)$$

bindiger Boden

$$G_o = 3{,}23 \frac{(2{,}97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_o}\right)^k (\bar{\sigma}_o)^{0{,}5} \qquad (4)$$

In den nicht dimensionsechten Formeln sind $\bar{\sigma}_o$ und die mittlere, allseitige Konsolidierungsspannung $\bar{\sigma}_c$ in [kN/m²] einzusetzen, dann ergibt sich G_o in [MN/m²]. Hier sind immer effektive Spannungen gemeint. Der Exponent k ist eine Funktion der Plastizitätszahl I_p [1, 6]. Der Exponent von $\bar{\sigma}_o$ kann für unterschiedliche Böden ohne weiteres im Bereich von 0,4 - 0,6, in Ausnahmefällen auch stärker variieren. Neben diesen Formeln existieren noch eine Anzahl weiterer Beziehungen, in denen z. T. auch andere Parameter wie z. B.: Ungleichförmigkeitszahl U, Korndurchmesser d_{10}, d_{50}, undrainierte Scherfestigkeit c_u und der Reibungswinkel φ Verwendung finden [7]. In [8] werden allein 14 Formeln für Sand aufgeführt und miteinander bzw. mit

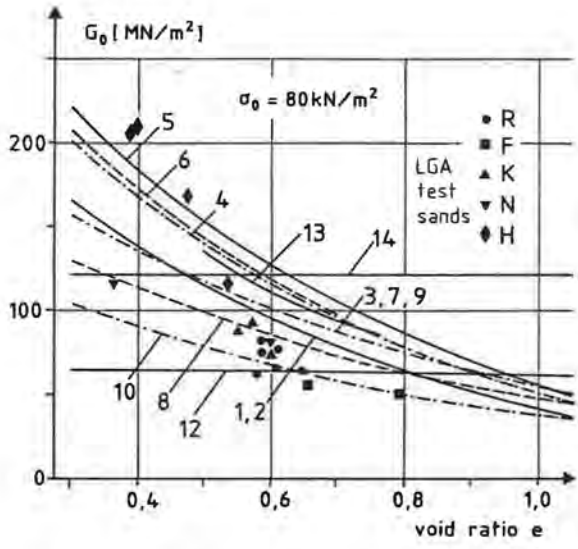


Abb. 1: Dynamischer Schubmodul G_0 in Abhängigkeit von der Porenzahl e; verschiedene Formeln und Meßergebnisse des Autors [8]

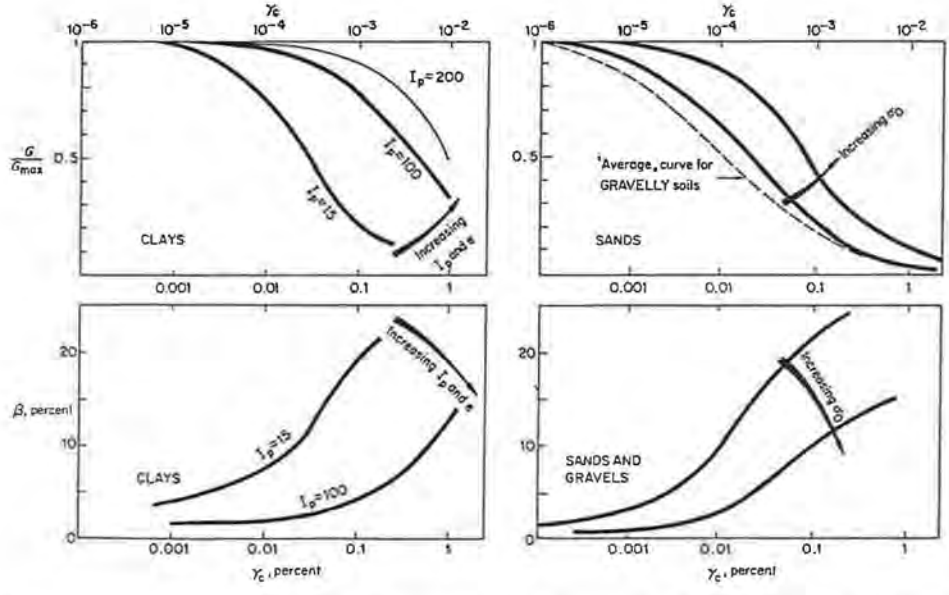


Abb. 2: Dynamischer Schubmodul und Dämpfung in Abhängigkeit von der dynamischen Scherdehnungsamplitude [9]

Untersuchungsergebnissen des Autors verglichen. Die Unterschiede in den absoluten Werten von G_o und in der Art des Einflusses von e und $\bar{\sigma}_0$ sind z. T. beträchtlich, wie aus Abb. 1 hervorgeht. Die Nummern 1 und 3 dort entsprechen den Gl. (2) und (3) oben. Leider sind die Beschreibungen der Versuche und der Böden selten ausreichend, um die Ursache von Unterschieden in den Ergebnissen erkennen zu können. Den Gln (2) und (3) wird allgemein das größte Vertrauen entgegengebracht.

Die für bindigen Boden angegebene Beziehung Gl. (4) ist nach den Erfahrungen des Autors nur auf Schluff bzw. schluffigen Boden anwendbar. Bei Tonböden können sehr starke quantitative Abweichungen, insbesondere auch bezüglich des Einflusses der Überkonsolidierung auftreten, obwohl die qualitativen Zusammenhänge zutreffen. Wie bei nichtbindigen Böden die Porenzahl, so beeinflußt bei Tonböden die Plastizitätszahl I_p nicht nur den absoluten Wert von G_o, sondern auch das Maß, in dem der Schubmodul mit steigender dynamischer Verformungsamplitude abnimmt bzw. die Dämpfung zunimmt. Die Zusammenhänge sind übersichtlich in Abb. 2 dargestellt. Erfahrungsformeln analog Gln (2) und (3), bei denen eine gewisse Sicherheit besteht, daß die Näherung in den meisten Fällen ausreichend ist, existieren für Ton nicht und sind bei der großen Zahl von internen Einflußparametern in absehbarer Zeit auch nicht zu erwarten. Bei diesen Böden sollten immer Versuche im Feld oder im Labor durchgeführt werden.

Da in einem Baugebiet, von dem die dynamischen Bodenkennwerte benötigt werden, im Regelfall auch normale Aufschlußarbeiten wie Bohrungen durchgeführt werden, wurden Beziehungen zwischen der Scherwellengeschwindigkeit des Bodens c_s und den Schlagzahlen N_{30} im Standard-Penetration-Test (SPT) aufgestellt. Verschiedene Formeln der Form:

$$c_s = a \ (N_{30})^b \quad [m/s] \tag{5}$$

wurden in Japan auf der Grundlage von jeweils mehreren hundert Datensätzen entwickelt [10]. Darin ist a ein Faktor in den Grenzen von 55 bis 105 (im SI) und b liegt zwischen 0,27 und 0,5. Allerdings beginnen die Werte für c_s sich ab etwa $N_{30} = 25$ zu unterscheiden und erreichen bei $N_{30} = 100$ große Unterschiede. Die Ursache ist in der Verwendung unterschiedlicher Geräte und Verfahren beim SPT zu sehen. Bemerkenswert ist die Tatsache, daß bei einigen Beziehungen nicht zwischen verschiedenen Bodenarten unterschieden wird.

In US-amerikanischen Untersuchungen wurden formelmäßige Zusammenhänge zwischen c_s und N_1 hergeleitet. Dabei ist N_1 die bezüglich des Einflusses der Vertikalspannung im Boden korrigierte SPT-Schlagzahl. Es hat sich jedoch herausgestellt, daß diese Korrektur negative

Auswirkungen hat: Da eine Zunahme der Vertikalspannung im Boden sich auf die N-Werte ebenso wie auf die Wellengeschwindigkeit in einer Erhöhung auswirkt, muß die Korrektur nur einer der beiden Größen letztlich zu einer Verschlechterung der Korrelation führen. In [10] wird der Stand der Technik so eingeschätzt, daß die vorliegenden Beziehungen zwar für Voruntersuchungen ausreichend genau sind, nicht aber für eine regelrechte Erdbebenanalyse verwendet werden sollten.

Nach Hardin/Black [4] ist die Größe, die den statischen Spannungszustand im Boden in bezug auf seinen Einfluß auf G_0 beschreibt, der mittlere, allseitige Druck $\bar{\sigma}_0$. In Gl. (1) liefern alle drei Normalspannungskomponenten den gleichen Beitrag. Der Schubspannungszustand, d. h. der Grad der Anisotropie der Normalspannungen, ist von untergeordneter Bedeutung, solange der Spannungszustand nicht in der Nähe der Grenzbedingung liegt. Ausgehend von früheren Untersuchungen von Roesler [11] sind in den letzten Jahren die Auswirkungen einer Spannungsanisotropie anhand von polarisierten Scherwellen in Sand genauer betrachtet worden [12, 13]. Definiert man die Normalspannungen:

σ_a = Spannung in Ausbreitungsrichtung der Welle

σ_p = Spannung in Richtung der Transversalverschiebungen der Scherwelle

σ_n = Spannung rechtwinklig auf der Ebene σ_a - σ_p,

so wurden folgende Zusammenhänge erkannt: Die Scherwellengeschwindigkeit c_s hängt von σ_a und σ_p in Form einer Potenzfunktion ab mit den Exponenten in der Größenordnung 0,1 - 0,15. Die Komponente σ_n hat jedoch keinerlei Einfluß auf die Scherwellengeschwindigkeit. Betrachtet man die Ausbreitung einer Kompressionswelle, so hat allein σ_a einen Einfluß auf die Wellengeschwindigkeit c_p, ebenfalls mit einem Exponenten etwa in der genannten Größenordnung. Wenn dagegen die beiden anderen Normalspannungskomponenten variiert werden, ändert sich c_p nicht. In Abb. 3 sind diese Beziehungen unmittelbar anhand von Meßwerten aus einem Versuch ablesbar.

Es zeigt sich somit, daß die Spannung in derjenigen Richtung, in der weder Ausbreitung noch Verschiebung stattfindet, keinen Einfluß hat. Das ist bei der Scherwelle die n-Richtung, bei der Kompressionswelle, wo die Ausbreitungsrichtung und die Richtung der Verschiebungen zusammenfallen (Longitudinalwelle), sind es jedoch sowohl die n- als auch die p-Richtung. In der Praxis wird es im Normalfall nicht vorkommen, daß eine der Normalspannungskomponenten

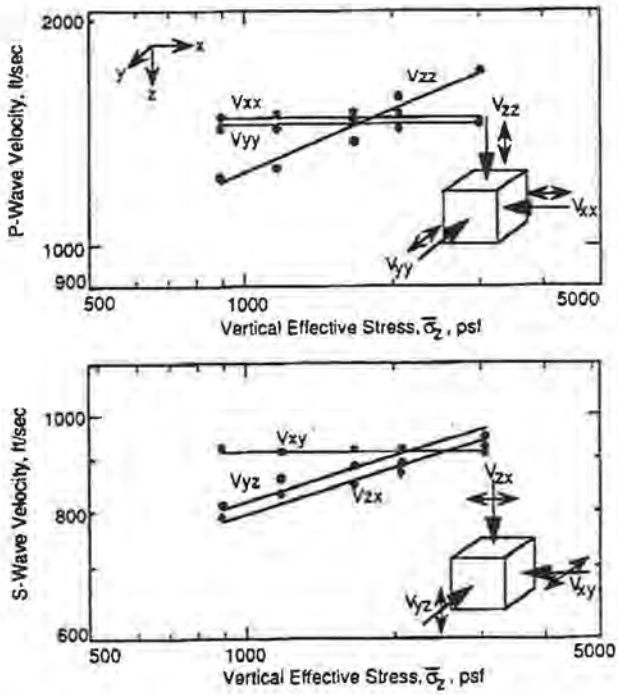


Abb. 3: Einfluß der Variation von σ_z auf Kompressions- und Scherwellengeschwindigkeit in verschiedenen Achsenrichtungen [13]

im Boden sich ändert, während die Spannungen in den beiden anderen Achsen konstant bleiben. Auch wird man kaum sauber polarisierte Scherwellen, wie unter Laborbedingungen herstellbar, antreffen. Es erscheint daher weiterhin sinnvoll und vertretbar, bei praktischen Problemen für den Einfluß des statischen Spannungszustandes auf G_0 den mittleren allseitigen Druck $\bar{\sigma}_0$ entsprechend Gln (2) bis (4) anzusetzen.

4 Wellenausbreitung

In einem unbegrenzten, elastischen Körper existieren zwei Typen von Wellen: Die Kompressionswelle (Longitudinalwelle, P-Welle) ist mit einer Volumen- und Formänderung des Materials verbunden, während bei der Scherwelle (Transversalwelle, S-Welle) nur eine Formänderung des Materials auftritt. Es gilt immer $c_p > c_s$ und zwar in den Grenzen $\sqrt{2} \leq c_p/c_s < \infty$. An der Oberfläche eines elastischen Körpers, z. B. an der Erdoberfläche, breiten sich Schwingungen in Form der sogenannten Rayleigh-Welle (R-Welle) aus. Dieser Wellentyp setzt sich aus einer Horizontal- und einer Vertikalkomponente zusammen, deren Amplituden mit der Tiefe rasch abnehmen. In Abb. 4 sind die Funktionen für verschiedene Werte der Querdehnzahl in

Abhängigkeit von der normierten Tiefe aufgetragen. Man setzt üblicherweise die Eindringtiefe der Rayleigh-Welle etwa mit einer Wellenlänge λ_R an. Daraus folgt, daß der Boden unterhalb dieser Tiefe praktisch keinen Einfluß mehr auf die Ausbreitung dieses Wellentyps hat. Weitere Eigenschaften der R-Welle sind in [1, 3, 6] beschrieben.

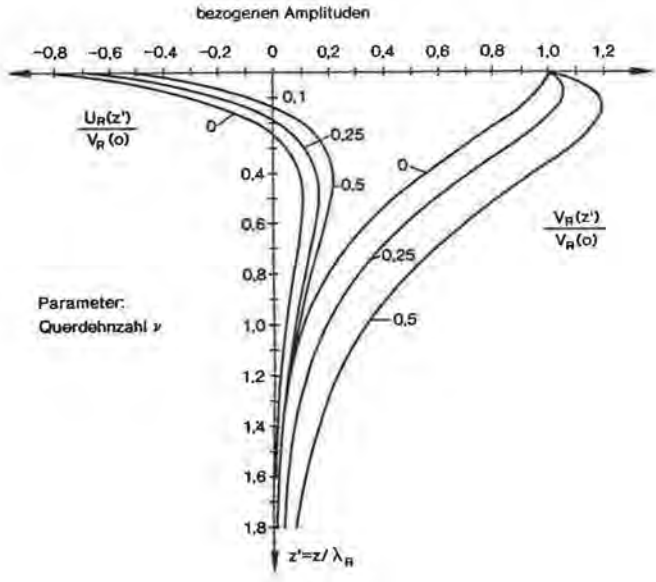


Abb. 4: Funktionen der Rayleigh-Wellen-Komponenten; UR (z') = Horizontalkomp. VR (z') = Vertikalkomp. [1]

In einem natürlichen Untergrund nimmt der mittlere, allseitige Druck i. a. mit wachsender Tiefe z aufgrund der Überlagerung zu. In einem nicht geschichteten Boden wird die Zunahme etwa proportional zu z sein. Legt man die Gln (2) bis (4) zugrunde, so ergibt sich aus

$$G \sim (\bar{\sigma}_o)^{0,5} \quad \text{und} \quad \bar{\sigma}_o \sim z, \tag{6}$$

daß

$$G \sim z^{0,5} \text{ bzw. } c_s \sim z^{0,25} \tag{7}$$

ist. Diese Zunahme der Scherwellengeschwindigkeit mit der Tiefe kann man für nichtbindige Böden ansetzen. Bei bindigen Böden dagegen bewirkt die Kohäsion, daß die Wellengeschwindigkeit an der Erdoberfläche nicht zu null wird. In diesem Fall kann man die Zunahme von c_s bzw. c_p mit der Tiefe besser durch einen gradlinigen, d. h. trapezförmigen Verlauf annähern, wie in Abb. 5 dargestellt. In der Natur existiert somit bezüglich der Wellenausbreitung kein homogener Untergrund, selbst wenn er völlig gleichmäßig aufgebaut ist und keinerlei Schichtung

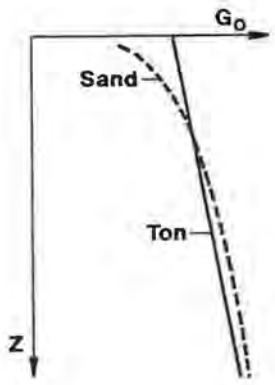


Abb. 5: $G_0(z)$-Profile für verschiedene Bodenarten

oder Änderung von Körnung, Dichte und Wassergehalt aufweist. Ausnahmen bilden allenfalls stark überkonsolidierte Tone oder Fels.

Zur Illustration sind in Bild 6 die Ergebnisse von Messungen der Wellengeschwindigkeit in einer 14 m mächtigen Sandablagerung, die von der LGA Nürnberg vorgenommen wurden,

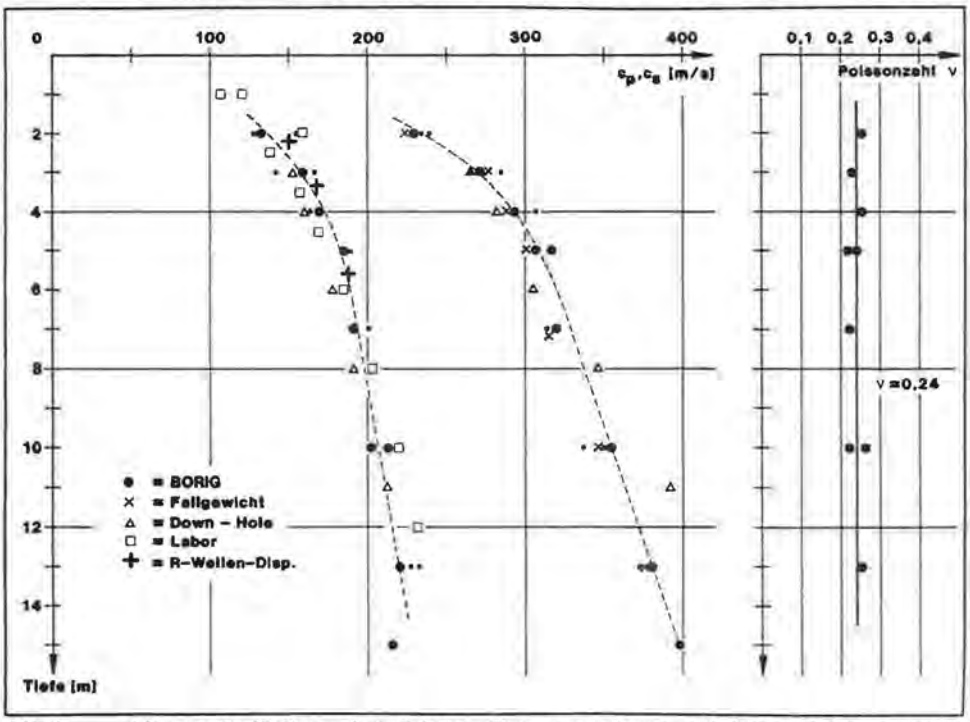


Abb. 6: Messung der Wellengeschwindigkeit im Untergrund mit unterschiedlichen Verfahren, Sandboden [14]

dargestellt [14]. Der Boden war nach den Aufschlüssen - Bohrungen, Druck- und schwere Rammsondierungen, Isotopentiefensondierung - und den Körnungslinien sehr gleichmäßig abgelagert. Im Labor wurden Resonant-Column-Versuche durchgeführt, die eine Abhängigkeit des Schubmoduls vom statischen Druckzustand in der Form $(\bar{\sigma}_o)^{0,64}$ ergaben. Die Bezeichnungen "Borig" und "Fallgewicht" in der Abbildung beziehen sich auf zwei verschiedene Arten der Cross-Hole-Messung. Auch wenn die beiden "best-fit"-Kurven nur näherungsweise Potenzfunktionen entsprechend $z^{0,32}$ darstellen, zeigen sie doch sehr deutlich den typischen Verlauf der Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe in einem nichtbindigen Untergrund.

Gleichzeitig stellt die Abb. 6 ein gutes Beispiel dafür dar, daß es möglich ist, sowohl mit unterschiedlichen Feld-Meßmethoden als auch mit Laborverfahren zu den selben Ergebnissen bezüglich der Wellengeschwindigkeiten zu kommen. Dies gelingt in dieser Weise meist nur bei nichtbindigen Böden, wenn die Dichte und der mittlere allseitige Druck im Untergrund annähernd zutreffend bestimmt werden. Im Gegensatz dazu erhält man bei Ton und Schluff aus dem Laborversuch erfahrungsgemäß geringere Werte G_o als aus dem Feldversuch. Der Laborwert kann ohne weiteres bei 50 % des im Feld ermittelten Wertes liegen. Die Ursache wird in der praktisch unvermeidbaren Störung der Probe bei Gewinn und Transport gesehen. Die Diskrepanz kann man zum Teil durch Berücksichtigung von Kriecheffekten, deren Parameter man aus Dauerversuchen im Labor gewinnt, auffangen. Literatur dazu ist in [7] zusammengestellt.

Wegen der begrenzten Eindringtiefe hängt die Wellengeschwindigkeit der Rayleigh-Welle in einem Boden, in dem c_s und c_p mit der Tiefe zunehmen, von der Frequenz ab. Wenn man bei einer stationären, harmonischen Wellenquelle an der Erdoberfläche die Frequenz f vermindert, wächst λ_R entsprechend $c_R = \lambda_R \cdot f$ an und die R-Welle erfaßt tiefere, d. h. schnellere Bereiche des Halbraums, was insgesamt zu einer Erhöhung der Wellengeschwindigkeit führt. Solch ein Verhalten wird dispersiv genannt. Bisher war die sogenannte $\lambda_R/2$-Regel [3] allgemein anerkannt, die besagt, daß die Oberflächenwelle sich mit einer Geschwindigkeit ausbreitet, die den dynamischen Bodeneigenschaften in einer äquivalenten Tiefe $z_q \approx \lambda_R/2$ entspricht. Diese Eigenschaft wird benutzt, um mit gezielter Variation der Frequenz ein Profil der Scherwellengeschwindigkeit mit der Tiefe zu ermitteln. Neuere theoretische und experimentelle Untersuchungen [15, 16] haben gezeigt, daß bei einem Untergrund mit einer Zunahme der Wellengeschwindigkeit entsprechend Gl. (7) z_q eher zu $0,3\ \lambda_R$ anzusetzen ist. In [6] war für einen solchen Boden bereits $z_q \approx 0,25\ \lambda_R$ gefunden worden. In Abb. 6 sind die Ergebnisse einer Rayleigh-Wellen-Dispersionsmessung, die genau an der Stelle der anderen Feldmessungen von Rücker

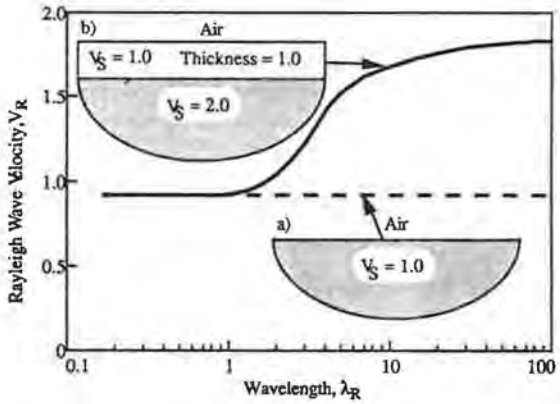
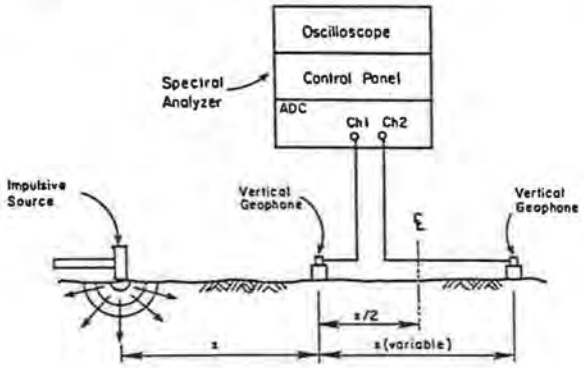
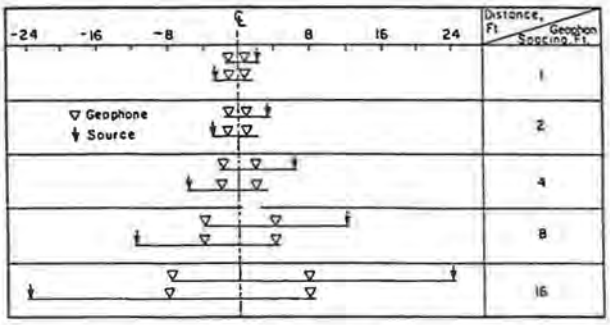


Abb. 7: Geschwindigkeit der Oberflächenwelle in geschichtetem Boden in Abhängigkeit von der Wellenlänge [17]



(a) General Configuration of SASW Tests



(b) Common Receivers Midpoint Geometry

Abb. 8: Schema des SASW-Tests und Anordnung der Schwingungsaufnehmer [18]

(BAM, Berlin) durchgeführt wurde [14], unter Verwendung der 0,3 λ_R-Regel eingetragen. Die Übereinstimmung mit den anderen Meßergebnissen ist ausgezeichnet. In einem bindigen Boden jedoch, der durch das Untergrundmodell mit trapezförmiger Verteilung der Wellengeschwindigkeit dargestellt wird, ist die λ_R/2-Regel offenbar weiterhin mit recht guter Genauigkeit gültig [6, 16].

Auch für einen horizontal geschichteten Untergrund war die Anwendung der λ_R/2-Regel allgemein üblich und es konnten zumindest bei nicht sehr starken Sprüngen im Geschwindigkeitsprofil anscheinend brauchbare Ergebnisse erziehlt werden. Aufgrund theoretischer Untersuchungen im Zusammenhang mit der SASW-Methode (Spectral Analysis of Surface Waves) muß man jedoch inzwischen erhebliche Einschränkungen machen, wenn nicht gar diese Vorstellung ganz verlassen. In Abb. 7 wird der häufige Fall einer einfachen Schichtung behandelt, in dem die Deckschicht eine deutlich geringere Wellengeschwindigkeit als der tiefer liegende Boden aufweist [17]. Solange die Wellenlänge der Oberflächenwelle nicht größer als die Schichtdicke ist, hat der tiefere Untergrund keinen Einfluß auf die Geschwindigkeit. Andererseits wird jedoch die Wellengeschwindigkeit, die dem Boden unterhalb der Schicht zugehört, erst dann halbwegs erreicht, wenn die Wellenlänge λ_R sehr viel größer - ab einem Faktor von etwa 10 - als die Schichtdicke ist. Wie schon bei den Ausführungen zur äquivalenten Tiefe wird auch hier deutlich, daß der oberflächennahe Bereich des Bodens besonders starken Einfluß auf die Ausbreitungscharakteristik der Oberflächenwelle hat.

Als wesentliche Verbesserung der Rayleigh-Wellendispersionsmessung wurde in den letzten Jahren die sogenannte SASW-Methode entwickelt. Dabei wird nicht mehr wie beim klassischen Verfahren [3, 6] ein stationäres, harmonisches, konzentrisches Wellenfeld an der Erdoberfläche punktweise ausgemessen. Stattdessen wird, ähnlich wie bei der Refraktionsmessung, mit einem Hammerschlag ein Impuls in den Untergrund eingebracht. Dieser wird von zwei Schwingungsaufnehmern, die in unterschiedlichen Entfernungen auf einer Linie mit der Impulsquelle auf der Erdoberfläche stehen, erfaßt. Den Phasenunterschied zwischen den beiden Meßpunkten in Abhängigkeit von der Frequenz gewinnt man aus einer Frequenzanalyse. Über die Entfernung zwischen den beiden Meßpunkten läßt sich dann die frequenzabhängige Wellenlänge und daraus die Wellengeschwindigkeit, d. h. die Dispersionskurve berechnen. Das Verfahren ist wesentlich schneller als das bisherige und erlaubt, sehr viel mehr Punkte der Dispersionskurve zu ermitteln.

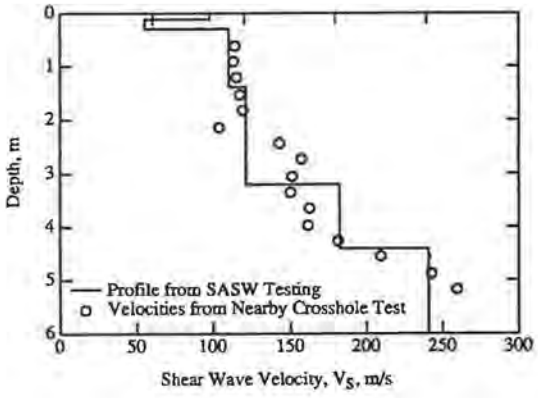


Abb.9: Scherwellengeschwindigkeitsprofil mit der Tiefe: Vergleich von SASW-Test und von Cross-Hole-Messung [17]

Wenn der Abstand der Meßpunkte die Wellenlänge überschreitet, ist das Verfahren nicht mehr eindeutig. Auch muß die Entfernung der Meßpunkte zur Impulsquelle ausreichend groß sein, um sicherzustellen, daß die Oberflächenwelle, die sich erst mit der Entfernung von der Impulsquelle entwickelt, vollständig ausgebildet ist. Zu diesem Problem liegen eine Reihe von Untersuchungen vor, die zur Ausbildung eines gewissen Schemas geführt haben. In Abb. 8 ist ein solches Schema dargestellt zusammen mit einer Skizze zur Versuchsdurchführung [18]. Die weitere Auswertung der Meßergebnisse erfolgt in der Weise, daß ein geschätztes Schichtenprofil mit der Tiefe angenommen und jeder Schicht ein dynamischer Schubmodul zugeordnet wird. Die unter Verwendung von Schichtsteifigkeitsmatrizen hieraus berechnete theoretische Dispersionskurve wird mit der gemessenen verglichen und das Profil so lange geändert, bis eine Übereinstimmung zwischen Rechen- und Meßergebnis erzielt ist. Der Vergleich zwischen SASW-Methode und Cross-Hole-Test in Abb. 9 zeigt, daß eine zutreffende Erfassung des Untergrundes auch bei mehrfacher Schichtung möglich ist [17]. Derzeit wird an der Entwicklung von Algorithmen gearbeitet, die durch direkte Inversion der gemessenen Dispersionskurve die Ermittlung des G_0-Profils ermöglichen sollen.

5 Fundamentschwingungen

Zur Berechnung der Schwingungen eines Maschinenfundamentes unter dynamischen Lasten wird dieses üblicherweise auf einen Ein-Massen-Schwinger mit seinen drei translatorischen und

drei rotatorischen Freiheitsgraden abgebildet. Die dynamische Reaktion des Bodens wird dabei durch entsprechend zu wählende Feder- und Dämpferelemente ersetzt. Es war bisher üblich, die Federsteifigkeit und den Dämpfungsparameter in den verschiedenen Freiheitsgraden als konstant anzusetzen, obwohl schon lange bekannt ist, daß diese Größen frequenzabhängig sind [19]. Die entsprechenden, konstanten Ausdrücke nach der Halbraumtheorie (lumped parameter model), die spätestens seit Anfang der 70-er Jahre bekannt sind, hängen von den Abmessungen - z.T. auch der Masse - des Fundamentes sowie von Dichte, Querdehnzahl und dynamischem Schubmodul des Bodens ab und sind in neueren Fachbüchern [3, 6, 9, 20] zu finden. Die dort aufgeführten Federkonstanten geben die Steifigkeit des Bodens für den statischen Fall wieder.

Die frequenzabhängige Reaktion des Bodens wird oft in Form einer komplexen Impedanzfunktion

$$\bar{K} = K_{sj} [K_j (a_o) + i\, a_o\, C_j (a_o)] \qquad (8)$$

dargestellt. Darin ist a_o eine dimensionslose Frequenz und K_{sj} stellt die oben erwähnte statische Federkonstante dar. Der Index j bezieht sich auf die verschiedenen Freiheitsgrade. Die Größen K_j und C_j sind Funktionen der Frequenz und stellen sozusagen die Korrekturfaktoren dar, bezogen auf den Term der statischen Steifigkeit, mit denen die eigentlichen Feder- und Dämpferparameter ermittelt werden.

Erst mit der Verfügbarkeit von numerischen Lösungsverfahren für finitisierte Systeme und der Entwicklung der BEM sind den Forschern die Mittel an die Hand gegeben, in größerem Umfang Impedanzfunktionen für Fundamente zu berechnen. Eine ganze Reihe von Veröffentlichungen aus den letzten Jahren befaßt sich mit der Ermittlung der Feder- und Dämpfungsgrößen für eine steife Platte an der Erdoberfläche, wobei auch realistische Fälle wie Einbettung, Schichtung und mit der Tiefe zunehmende Bodensteifigkeit sowie alle Freiheitsgrade betrachtet werden. Infolge unterschiedlicher Ansätze und Berechnungsverfahren bestehen jedoch durchaus erhebliche Unterschiede zwischen den einzelnen veröffentlichten Ergebnissen. Auch sind die Funktionen wegen der unterschiedlichen Darstellungsweise und Wahl der zu berechnenden Größe häufig nur schwer ineinander umzurechnen.

Die Autoren der EAD haben daher aus dem Vergleich der Ergebnisse von unabhängig ausgeführten Berechnungen unter Gewichtung der verschiedenen Rechenverfahren mittlere Kurven erarbeitet, die einerseits für die praktische Anwendung genau genug sind und andererseit den Benutzer davon befreien, die umfangreiche Literatur selbst durcharbeiten und hinsichtlich der Anwendbarkeit beurteilen zu müssen. Während die EAD sich bisher auf einfache

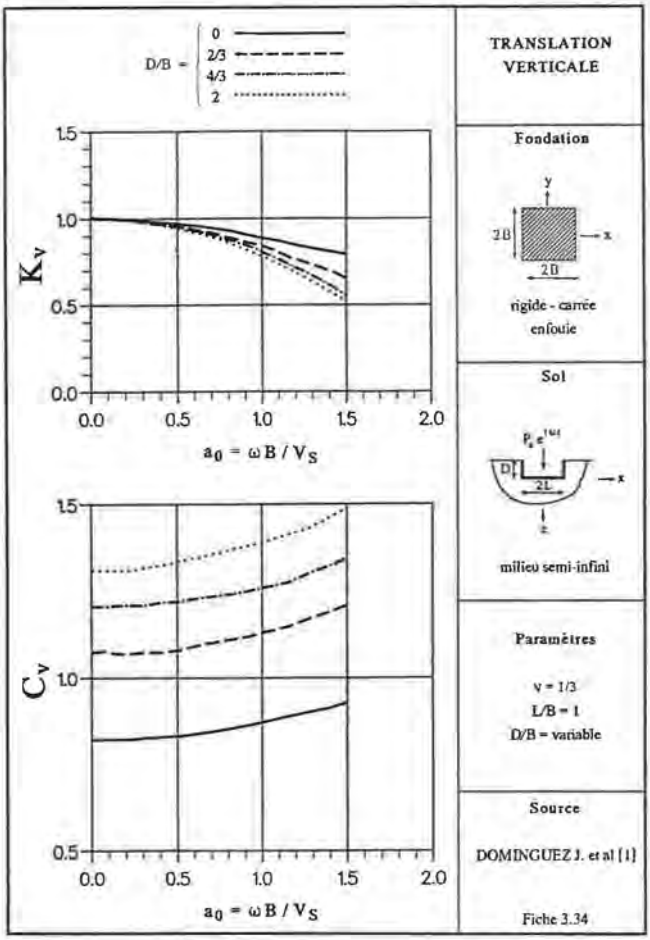


Abb. 10: Typische Seite aus dem Handbook of Impedance Functions [21]

Baugrundverhältnisse (homogener Untergrund) beschränkt, werden in einer sehr umfangreichen Zusammenstellung von Gazetas [7] auch Einbettung, einfache Schichtung, Fundamente mit unregelmäßigem Grundriß und Pfähle betrachtet. Große Verdienste haben sich Sieffert/Cevaer [21] mit der Anfertigung eines Buches erworben, das sich allein mit den Impedanzfunktionen befaßt und das in einer Art Katalog eine große Zahl von Kurvenscharen für verschiedene Untergrundsituationen, Fundament- und Gründungsformen sowie für alle Freiheitsgrade zusammenfaßt. Durch die übersichtliche Darstellung und die - allerdings knappe - Vermittlung der erforderlichen Information eignet sich dieses Buch am ehesten für die praktische

Anwendung in all den Fällen, die in der EAD nicht behandelt werden. Eine typische Seite aus dem Buch ist in Abb. 10 wiedergegeben.

Wenn man allerdings bedenkt, daß selbst die einfachen, konstanten Ausdrücke nach der Halbraumtheorie heute noch keineswegs in allen Ingenieurbüros angewendet werden, so ist nach Einschätzung des Autors Skepsis angebracht, daß die frequenzabhängigen Parameter in absehbarer Zeit in breitem Umfang Eingang in die Praxis finden werden. Die erste und wesentliche Aufgabe bei der dynamischen Analyse von Fundamenten, nämlich die Ermittlung der Eigenfrequenzen, läßt sich mit diesen Größen nur über eine Näherungsrechnung lösen.

6 Schluß

Im vorliegenden Bericht wurden einige wesentliche Aspekte behandelt, die über den in den EAD niedergelegten Stand der Technik in der Bodendynamik hinausgehen, bzw. neue Entwicklungen und Erkenntnisse wiedergegeben. Die Darstellung ist bei weitem nicht vollständig. So wurde der ganze Bereich der Erschütterungsabschirmung im Boden, der in den letzten Jahren relativ stark u. a. mit Hilfe der BEM bearbeitet wurde, nicht betrachtet. Hierzu liegt aber eine ausführliche, zusammenfassende Veröffentlichung [22] vor. Auch in anderen Gebieten, wie der Ausbreitung von Schwingungen in wassergesättigtem Boden, Liquefaktion, Sackungen und dynamischer Verdichtungskontrolle sind in den letzten Jahren Entwicklungen zu verzeichnen, ihre Behandlung hätte jedoch den Rahmen dieses Berichtes gesprengt.

7 Literatur

[1] EAD: Empfehlungen des Arbeitskreises 9 - Baugrunddynamik - der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Bautechnik 69, H. 9, 1992

[2] Carl, H.-P.: Einfluß der Körnungskurve auf die dynamischen Eigenschaften von Sand. Diplom-Arbeit am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsbau, TU München, 1993

[3] Richart, F. E., J. R. Hall, R. D. Woods: Vibrations of Soils and Fundations. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.

[4] Hardin, B. O., W. L. Black: Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses. Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM2, March 1961

[5] Hardin, B. O., W. L. Black: Vibrations Modulus of Normally Consolidated Clay. Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM2, March 1968; Closure: No. SM6, Nov. 1969

[6] Haupt, W. (Hsg): Bodendynamik - Grundlagen und Anwendung. Vieweg-Verlag, Braunschweig/Wiesbaden 1986

[7] Haupt, W., R. Herrmann: Querschnittsbericht 1986 Dynamische Bodenkennwerte. Veröffentlichungsreihe der LGA, Heft 48, 1987

[8] Haupt, W., S. Kumar: Laboratory measurement of the dynamic shear modulus of soils. Proc. Europ. Conf. on Struct. Dyn., (Eurodyn '90), Bochum, A. A. Balkema 1991

[9] Gazetas, G.: Foundation Vibrations. In: Foundation Engineering Handbook, 2nd ed., ed. by Hsai-Yang Fang, van Nostrand Reinhold, New York 1991

[10] Sykora, D. W., J. P. Koester: Correlation between Dynamic Shear Resistance and Standard Penetration Resistance in Soils. Earthqu. Engg and Soil Dyn. II, ASCE Geotech. Spec. Publ. No. 20, 1988

[11] Roesler, St. K.: Anisotropic Shear Modulus due to Stress Anisotropy. Proc. ASCE, Vol. 105, No. GT7, July 1979

[12] Fei, H.-C., F. E. Richart: Effect of Triaxial Stresses on Shear Wave Propagation. Proc. 5th Int. Conf. on Soil Dyn. and Earthqu. Engg (SDEE '91), Karlsruhe, Sept. 1991

[13] Stokoe II, K. H., J. N. Lee, S. H. Lee: Characterization of Soil in Calibration Chambers with Seismic Waves. Proc. 1st Int. Symp. on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N. Y., June 1991

[14] Haupt, W., W. Rücker: Forschungsarbeit "Erschütterungsschutz", Bericht über den Standort Nürnberg an den BM-Bau, Nr. BI5-800188-12, 1991

[15] Vrettos, Ch., B. Prange: Evaluation of In-Situ Effective Shear Modulus from Dispersion Measurements. Proc. ASCE, Vol. 116, No GT10, Oct. 1990

[16] Leung, K. L., I. G. Vardoulakis, D. E. Beskos, J. L. Tassoulas: Vibration Isolation by Trenches in Continuously Non-homogeneous Soil by the BEM. Soil Dyn. and Earthqu. Engg, Vol. 10, No. 3, April 1991

[17] Stokoe II, K. H., S. G. Wright, J. A. Bay, J. M. Roësset: Characterization of Geotechnical Sites by SASW Method. Geophysical Characterization of Sites, ISSMFE Tech. Com. No. 10, Oxford & IBH Publishing Co., New Delhi 1994

[18] Stokoe II, K. H., S. Nazarian: Use of Rayleigh Waves in Liquefaction Studies. Measurement and Use of Shear Wave Velocity for Evaluating Dyn. Soil Prop., Spec. Public. of ASCE, 1985

[19] Holzlöhner, U.: Schwingungen von Fundamenten. In: Bodendynamik-Grundlagen und Anwendung, Vieweg-Verlag, Braunschweig/Wiesbaden 1986

[20] Grundbautaschenbuch, Teil 1, 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1990

[21] Sieffert, J.-G., F. Cevaer: Manuel des Fonctions d' Impédance/Handbook of Impedance Functions. Ouest Editions, Nantes 1992

[22] Haupt, W.: Wave Propagation in the Ground and Isolation Measures. Proc. 3rd Int. Conf. on Rec. Adv. in Geotech. Earthqu. Engg and Soil Dyn., St. Louis, Missouri, April 1995

Messungen in Unterbau und Untergrund von Eisenbahnstrecken

Peter Schwarz

1 Einleitung

Vor dem Hintergrund einer aktuell stattfindenden, sehr umfassend angelegten Messung in Unterbau und Untergrund der Festen Fahrbahn im Abschnitt Breddin - Glöwen der Strecke Hamburg - Berlin soll auf einige bisherige Erfahrungen mit derartigen Messungen eingegangen werden.

In den vergangenen Jahren wurden eine Reihe von Untersuchungen und in-situ - Messungen im wesentlichen vom Bundesbahn-Zentralamt München als Versuchsprogramme z.B.für ICE/V, Aktivität 3.2 und 3.3 in den Jahren 1986 bis 1988, sowie zum Projekt "Feste Fahrbahn/ Erdbau II" - z.B. Arbeitspaket 1: Unterbaubeanspruchung Versuchsabschnitte Kutzenhausen und Hösbach - beauftragt. Zur Messung der Beanspruchungen des Bahnkörpers wurden Versuchsstrecken mit verschiedenen, z.T. umfangreich ausgestatteten Meßquerschnitten, für ICE/V z.B. an fünf Stellen im Südabschnitt der Neubaustrecke Hannover-Würzburg zwischen Burgsinn und Hohe Wart eingerichtet.

1.1 Rückblick auf ältere Untersuchungen

Die Einrichtung derartiger Meßquerschnitte geht u.a. auf das Vorbild der Messungen bei Plattling 1972 sowie insbesondere auf die auf der Strecke Gütersloh-Neubeckum in den Jahren 1973 bis 1975 durchgeführten Messungen in Unterbau und Untergrund der dortigen Versuchsabschnitte zurück. Seinerzeit bereits wurden die Bodendruckspannungen und ihre Verteilung unter vier unterschiedlichen Oberbaukonstruktionen meßtechnisch untersucht, und zwar unter einer Betonplatte, Betonschwellen, Sonderbetonschwellen und Holzschwellen. Für die Auswertung wurden Fahrten mit Lokomotiven der Baureihen 103, 110/112 und 141 berücksichtigt. Die Fahrgeschwindigkeit lag im gesamten Versuchsprogramm zwischen 50 km/h und 250 km/h.

Damals wurde u.a. festgestellt, daß bei niedrigen Geschwindigkeiten und bei Schwellenoberbau-Konstruktionen vorwiegend der Achsabstand die charakteristischen Last-Zeit-Verläufe in geringer Tiefe (ca. 30 cm) bestimmt. Hingegen war bei höheren Fahrgeschwindigkeiten und bei Betonplattenkonstruktionen der Drehgestellabstand vor allem in tieferen Lagen

ausschlaggebend. Zwischen diesen beiden Situationen fand ein allmählicher Übergang, gekennzeichnet von Überlagerungen der durch die Achs- bzw. Drehgestellabstände bestimmten Belastungsfrequenzen, statt. Ausführliche Darstellungen und Schlußfolgerungen zu diesem Vorhaben sind in HODJERA B. (1979) und MARTINEK K. (1976) enthalten.

Diese Fragestellung wurde in geringerem Umfang auch bei einer vergleichenden Untersuchung über das Verhalten sieben verschiedener Planumsschutzschichten (mit Temperatur-, Wassergehalts- und Bodendruckmessungen) im Bahnhof Ostermünchen wieder verfolgt, wobei dort der gesamte konventionelle Fahrverkehr ohne besondere Versuchsfahrten untersucht wurde. Die Schwankungsbreite der Meßwerte bei Bodendruckspannungen war hierbei so groß, daß differenzierende Einstufungen der verschiedenen Planumsschutzschichten kaum möglich waren. Es konnte beim Vergleich mit Gütersloh-Neubeckum aber gezeigt werden, daß die Streuung der Meßwerte unter Hochgeschwindigkeitsverkehr innerhalb des Bereichs des gemischten konventionellen Verkehrs blieb. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind im ORE-Bericht Nr. 23 zur Frage D 117 (1982) enthalten.

Neben den Feldmessungen wurde das Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TUM auch mit der Durchführung mehrerer Versuchsprogramme im Labor beauftragt, um das Verhalten verschiedener Bodenarten unter dynamischer Belastung zu untersuchen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind u.a. im ORE-Bericht Nr.14 zur Frage D 117 (1980) enthalten. Bei diesen Laboruntersuchungen wurden in einem dynamischen Triaxialgerät Böden unter einer sinusförmig veränderlichen Dauerbelastung untersucht. Das Trag- und Verformungsverhalten wurde als Funktion von Einbaudichte, Wassergehalt und Seitendruck sowie der Intensität der dynamischen Belastung, ihrer Frequenz und der Lastwechselzahl festgestellt und den Ergebnissen statischer Triaxialversuche gegenübergestellt. Es wurde u.a. versucht, eine Voraussage der plastischen Verformungen in Abhängigkeit von den o.g. Parametern abzuleiten. Die Versuche ermöglichten eine genauere Bestimmung der Bedingungen für die Grenzbeanspruchung eines Bodens. Gesucht wurde vor allem die Anzahl der Lastwechsel, die mit Sicherheit ohne Eintreten der Grenzbeanspruchung erreicht werden kann und für diese Lastwechselzahl die plastische Verformung im Dauerversuch, die vom Oberbau und von verkehrstechnischen Gesichtspunkten her noch vertretbar ist. Für die praktische Anwendung wurden die Grenzwerte für wiederholte Beanspruchung als Prozentsatz der statischen Bruchspannung unter analogen Bedingungen (Wassergehalt, Dichte, Seitendruck) angegeben - ein stark vereinfachtes, jedoch auch international häufiges Vorgehen.

1.2 Neuere Messungen

Auf der Neubaustrecke Hannover - Würzburg wurden sowohl bei Überfahrten des ICE-Triebzuges wie auch bei lokbespannten Zügen (Lok 103 und 120) Messungen im gesamten Bereich der jeweils möglichen Zuggeschwindigkeiten durchgeführt. Die Messungen waren erforderlich, da keine gesicherten Erkenntnisse darüber vorlagen, welche Reaktionen bei höheren Geschwindigkeiten in den Unterbauten bzw. im natürlich anstehenden und als ausreichend tragfähig beurteilten Untergrund entstehen. Die Meßergebnisse dienen somit zunächst der Absicherung der erdbautechnischen Anforderungen nach DS 836, Vorschrift für Erdbauwerke, für Geschwindigkeiten bis 250 km/h. Darüber hinaus sollten neue Erfahrungen mit Fahrgeschwindigkeiten bis 400 km/h gewonnen werden.

Im Juni und Juli 1987 wurden die vorgesehenen Versuche mit dem ICE und dem Lokzug durchgeführt. Im Mai 1988 folgte schließlich als Höhepunkt die sog. Hochtastphase mit dem ICE mit Fahrgeschwindigkeiten bis über 400 km/h.

Das Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München übernahm die organisatorische und fachtechnische Betreuung des Meßvorhabens. Dies bedeutete neben der Konzipierung, Überwachung und Protokollierung der Messungen vor Ort und der Lösung von im Einzelfall auftretenden meßtechnischen Problemstellungen auch eine zeitweise erforderlich werdende Einflußnahme auf das Fahr- und Versuchsprogramm vor und während der gesamten Versuchsdauer. Nach Abschluß einzelner Meßphasen wurde eine rechnergestützte Auswertung der aufbereiteten Meßdaten durchgeführt.

Ähnlich wurde bei den Meßprojekten für die Feste Fahrbahn in den Versuchsabschnitten Kutzenhausen und Hösbach in den Jahren 1989 bis 1991 vorgegangen. Hier wurde während des Baus der Festen Fahrbahn auch der durch die Probleme beim Bau unter hohem Zeitdruck stehende sukzessive Einbau der Meßkomponenten durch das Prüfamt vorgenommen und die späteren Messungen unter dem normalen Fahrverkehr über mehrere Jahre fortgeführt. Diese Messungen dienten der Absicherung der erdbautechnischen Anforderungen, die in der DS 836, Ez-VE 14, "Erdbauwerke Für Feste Fahrbahnen", Entwurf Juli 1992, ihren Niederschlag fand.

2 Meßquerschnitte und Meßeinrichtungen

2.1 Lage von Meßquerschnitten

Unter "Meßquerschnitt" wird ein anhand der Streckenkilometrierung auf ca. ±0,5 m genau festgelegter Ort auf der Gleislängsachse, an dem in einer Ebene senkrecht zur Gleisachse die

verschiedenen Meßgeräte angeordnet sind, verstanden. Die Lage der Meßquerschnitte ist in erster Linie natürlich den jeweiligen Fragestellungen und streckentechnischen Vorgaben angepaßt. Bei den Festen Fahrbahnen stand der Vergleich der verschiedenen Oberbausysteme im Vordergrund, während bei der Auswahl geeigneter Meßquerschnitte an der NBS ein möglichst vielfältiger Bereich der vorkommenden Geländeformen und baulichen Verhältnisse abgedeckt wurde. Hier wurden sowohl Hinterfüllbereiche von Brücken als auch Dämme, Bodenaustauschzonen und Einschnitte erfaßt. Bei der Auswahl der Lage müssen außerdem die örtlichen Randbedingungen bezüglich der Zugänglichkeit sowie die z.T. sehr engen zeitlichen Versuchsvorgaben berücksichtigt werden. Sie wurden z.B. so gewählt, daß nach Möglichkeit jeweils zwei Querschnitte in einer Meßstation zusammengefaßt werden konnten, um die notwendige Anzahl der Meßfahrten je Geschwindigkeitsstufe gering zu halten.

Meßquerschnitte sollten jeweils durch ein Schild mit Angabe der Meßquerschnitt-Nummer und der Streckenkilometrierung gekennzeichnet werden. Eine deutliche Markierung ist für eine spätere Wiederauffindung empfehlenswert.

2.2 Meßeinrichtungen

Die Grundausstattung jedes Meßquerschnittes war bei den verschiedenen Projekten unterschiedlich. Auf der NBS bestand sie aus 12 Druckmeßdosen und einem Dreifachextensometer, bei den Festen Fahrbahnen aus 6 Druckmeßdosen und 4 Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern (vgl. Bild 1). Die jeweiligen Meßkomponenten stammten aus dem Lieferprogramm einschlägiger Fachfirmen. Mit den Meßdosen sollen Druckspannungen im Boden, wie sie als Folge von Belastungsänderungen auf dem Gleis hervorgerufen werden, erfaßbar gemacht werden. Diese schnellen Vorgänge erfordern den Einsatz entsprechender elektrischer Meßdosen. Die Bestimmung der auf die Meßdose wirkenden Druckspannungen erfolgt z.B. über Spannungsmessungen bestimmter Elemente der Dose, die mit entsprechenden Sensoren, z.B. Dehnungsmeßstreifen bestückt sind. Mit diesen Meßsystemen können auch dynamische Vorgänge im hier interessierenden Frequenzbereich erfaßt und registriert werden. Über die Vorgehensweise beim Einbau der Dosen in Handschächten unter dem Gleis wurde in Zusammenarbeit mit dem BZA eine ausführliche Einbauvorschrift erstellt.

Andere Meßquerschnitte wurden wegen ihrer besonderen Bedeutung mit weiteren Meßdosen sowie mit in die Dosen eingebauten Beschleunigungsaufnehmern ausgestattet. Als Beschleunigungsaufnehmer wurden piezokeramische Sensoren mit kleiner Bauhöhe und hoher Empfindlichkeit verwendet. Sie wurden in jeweils 3 horizontal liegend angeordneten Druckmeßdosen in

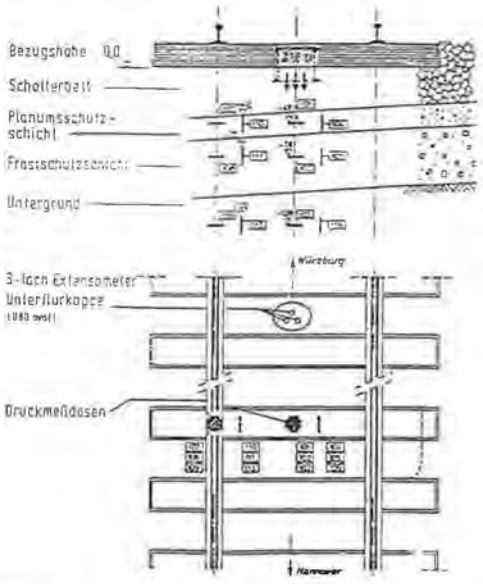


Bild 1: Beispiel für die Grundausstattung eines Meßquerschnitts

verschiedenen Tiefenlagen eingebaut. Bei den späteren Messungen an den Festen Fahrbahnen wurden stattdessen Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer mit eigenem Gehäuse (Geophone) eingebaut, die nicht nur wesentlich preisgünstiger, sondern auch robuster sind. Sie weisen jedoch i. a. einen kleineren linearen Meßbereich auf.

Bei den an der NBS verwendeten Extensometern handelte es sich um Dreifachstangenextensometer mit Stangenlängen von 1,2 m, 2,5 m und 4,4 m, einschließlich der Verankerungseisen von je 0,3 m Länge. Mit den während des Meßprogrammes auf die Dreifachstangenextensometer aufgesetzten elektrischen Wegaufnehmern war in drei verschiedenen Tiefenlagen die Verschiebung zwischen dem Verankerungspunkt im Bohrloch und einem Meßanschlag am Bohrlochmund (= OK PSS) bei Belastungsvorgängen meßbar.

Zur Messung der statischen Langzeitverformungen wurden in einem Dammquerschnitt der NBS auch Verformungsmeßrohre eingebaut. Dieses Meßsystem erlaubte die Bestimmung der drei orthogonalen Verschiebungskomponenten in einem Bohrloch. Die Sonde besteht aus einem Gleitmikrometer kombiniert mit einem Neigungsgeber. Sie wird in einem Rohr geführt, das in einem Bohrloch fest installiert ist. Die Meßgrößen Längenänderung und Neigungsänderung werden über eine Meßbasis von 1 m jeweils im Abstand von 1 m neu gemessen, wodurch eine räumliche Verformungskurve gewonnen wird.

Ähnliche Systeme werden bei den aktuellen Messungen auch horizontal, etwa zur Ermittlung der Setzungsmulde eines Dammkörpers, eingebaut.

Nach Abschluß des Meßvorhabens an der NBS ist es gerechtfertigt, auf einige der dort gewählten Meßeinrichtungen einen kritischen Rückblick zu nehmen. Zunächst muß zu den Druckmeßdosen bzw. zu ihrer Lebensdauer festgestellt werden, daß die auf der NBS nach anfänglich zufriedenstellender Funktionstüchigkeit verzeichnete Ausfallquote von ca. 50% am Schluß des Meßvorhabens, bzw. 2 Jahre nach dem Einbau, zu hoch ist. Der Grund für die schlechte Haltbarkeit dieser Dosen war wohl in erster Linie in einem nicht ausreichenden und der Dauer der Meßaufgabe nicht angemessenen Feuchtigkeitsschutz durch den Hersteller zu suchen. Hier konnten bei späteren Messprojekten durch eigene Hinweise erhebliche Verbesserungen erzielt werden, teilweise wurden später andere Dosentypen verwendet.

Bei den Extensometern bleibt die Frage offen, ob dieses vorzugsweise für statische Langzeitbeobachtungen geeignete Meßsystem auch die Zusammendrückung einer Schicht unter einer schnell veränderlichen Belastung richtig erfassen kann. Vergleichsweise wurde der aufgrund der Ergebnisse der anderen Meßsysteme zu erwartende Einfluß der Fahrgeschwindigkeit auf die mit Extensometern gemessenen Verformungen an keinem der fünf Meßquerschnitte eindeutig nachgewiesen. Möglicherweise ist bereits eine geringfügige Reibung des Gestänges ausreichend, um bei den vorliegenden, sehr kleinen Längenänderungen entsprechende Tendenzen zu unterdrücken. Darüberhinaus hat das Meßsystem aufgrund seiner nicht unerheblichen Masse auch Trägheitseinflüsse, welche die "dynamischen" Meßwerte verändern. Ein weiterer Grund könnte in der Art der Anordnung der Extensometerköpfe gesucht werden. Die Kopfplatte der Extensometer lag frei in einem Schwellenfach. Eine Verbindung dieser Kopfplatte mit den benachbarten Schwellen wurde seinerzeit beim Einbau der Extensometer nicht zugelassen. Daß eine im Schotter zwischen den Schwellen liegende Kopfplatte, an der die Extensometerbewegungen mit den Wegaufnehmern erfaßt werden, die tatsächlich unter der Schwelle auftretenden Verformungen nachvollzog, ist eher unwahrscheinlich.

3 Durchgeführte Messungen

3.1 Allgemeines

Die Erfassung der Signale von den beschriebenen Meßeinrichtungen erfordert einen erheblichen organisatorischen sowie meß- und gerätetechnischen Aufwand, der auch auf die besonderen Randbedingungen der Bahn abgestimmt sein muß. Die Durchführung der

Meßwerterfassung sollte deshalb einer einschlägig erfahrenen Stelle übertragen werden. Erfahrungsgemäß ist der Meßaufwand bei den Vorgaben des Streckenbetriebes ganz erheblich und meist wesentlich höher als ursprünglich kalkuliert.

Da die Abfolge des Versuchsprogramms u.U. einen täglichen Wechsel der Meßorte erforderlich macht, sind die Meßeinrichtungen zweckmäßigerweise an eine mobile Meßzentrale (Meßwagen) anzuschließen, so daß die verschiedenen Meßquerschnitte schnell erreicht werden können. Erheblichen Zeitaufwand (z.B. ein Tag je Meßquerschnitt) nimmt der Anschluß der Aufnehmerkabel an die im Meßwagen eingebauten Verstärker sowie die nochmalige Überprüfung und ggf. der Nullabgleich der Druckmeßdosen in Anspruch. Dies gilt auch für die Montage temporärer Wegaufnehmer einschließlich Verkabelung und Verstärkung. Die verschiedenen eingebauten Aufnehmer müssen jeweils durch einen geeigneten Meßverstärker bedient werden, so daß eine parallele Meßwerterfassung von z. B. 12 Druckmeßdosen auch 12 Meßverstärker erforderlich macht. Eine serielle Meßwerterfassung ist bei dynamischen Vorgängen ungeeignet.

Zur Auslösung der Messungen wurde an der NBS zusätzlich ca. 6 m südlich und nördlich eines jeden Meßquerschnittes eine Lichtschranke montiert. Mit Hilfe der Lichtschranke wurde der Durchgang der ersten Zugachse registriert und dadurch die Messung ausgelöst. Darüber hinaus erlaubte das Signal der Lichtschranke eine genaue Bestimmung der Fahrgeschwindigkeit des Versuchszuges.

Die Meßwertaufzeichnung und -speicherung wurde mit Meßrechnern digital vorgenommen. Bei jeder Überfahrt wurden mit einer Abtastrate von z.B. einer Microsekunde die angeschlossenen Kanäle der Druckmeßdosen, Extensometer und Beschleunigungsaufnehmer abgefragt. Damit ergaben sich für jeden Aufnehmer mehrere tausend Meßwerte pro Überfahrt. Die Daten wurden nach jeder Messung auf Streamer oder Diskette gesichert. Bei den Versuchsfahrten im Jahre 1987 wurden beispielsweise die Meßwerte aus insgesamt 47 ICE-Fahrten und 50 lokbespannten Zugfahrten erfaßt, bei den Hochtastfahrten im Jahre 1988 wurde bei 30 ICE-Fahrten gemessen. Die Versuchsfahrten mit dem ICE umfaßten hierbei insgesamt einen Geschwindigkeitsbereich von 10 km/h bis 400 km/h, beim Lokzug wurde ein Bereich von 10 km/h bis 280 km/h ermöglicht.

Anzumerken ist zur Meßwerterfassung, daß aufgrund der außerordentlich schnellen Entwicklung auf dem Rechnermarkt die noch vor 6 Jahren benutzten, seinerzeit modernen Meßrechner inzwischen wieder als veraltet bezeichnet werden müssen.

3.2 Darstellung der Meßergebnisse und Überlegungen zur Auswertung

Die Auswertung und Weiterverarbeitung des umfangreichen Datenmaterials richtet sich nach den Fragestellungen des Auftraggebers. Bei den genannten Meßprojekten wurden u.a. folgende Schritte vollzogen:

Nach Beendigung der Versuchsfahrten und Messungen stand das digitalisierte Datenmaterial in Form von Dateien, die den zeitabhängigen Signalverlauf (Zeitsignaldarstellung) beinhalten, zur Verfügung. Das gesamte Datenmaterial umfaßte bei der NBS insgesamt ca. 200 MB. Unter Zeitsignaldarstellung ist der gesamte Verlauf des Meßsignals über die Meßzeit zu verstehen. Bild 2 zeigt Zeitsignaldarstellungen einer Druckmeßdose als Beispiel. Dies ist der erste Auswertungsschritt, der es ermöglicht, die Meßdaten in eine leicht verständliche und lesbare Form zu bringen und sich für die weiteren Betrachtungen andere Auswertungen zu überlegen.

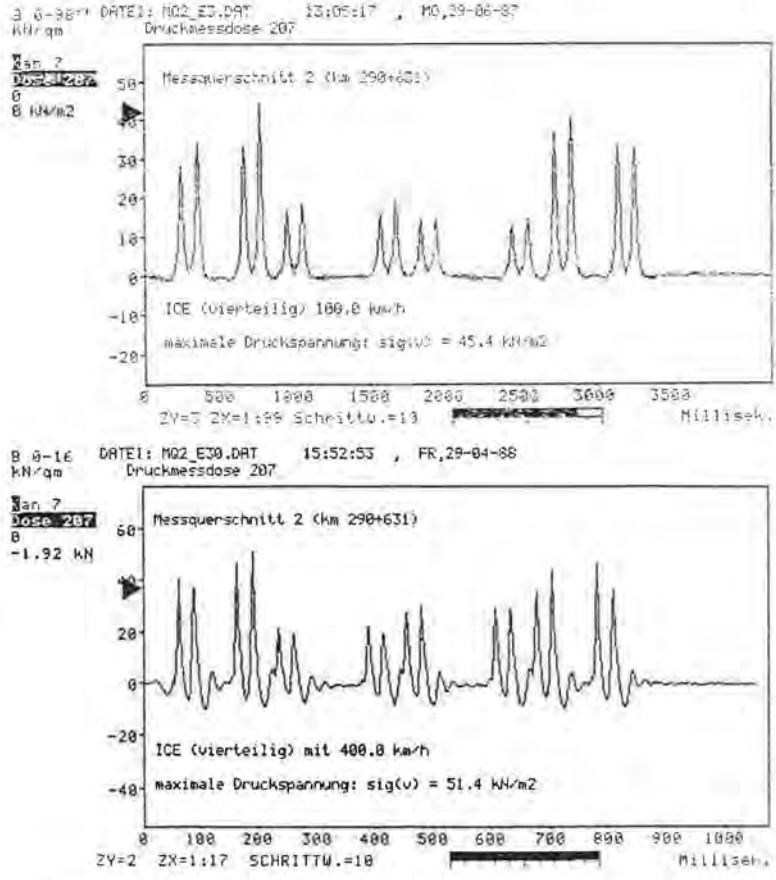


Bild 2: Beispiel von Zeitsignaldarstellungen einer Druckmeßdose

Beispielsweise können die beim Achsübergang auftretenden Spitzenwerte für weiterführende Untersuchungen aus den Zeitsignalen mit einer Suchroutine herausgefiltert werden. Mit dem Datenmaterial können im folgenden weitere vergleichende Untersuchungen angestellt werden, um die quantitativ erfaßten Meßwerte einer Auswertung und Interpretation nach bestimmten Fragestellungen zu unterziehen.

Bei den Messungen auf der NBS Hannover-Würzburg war z.B. in erster Linie der Einfluß der Fahrgeschwindigkeit auf Spannungen, Verformungen und Beschleunigungen von Interesse. Desweiteren wurde der Verteilung der gemessenen Größen über die Tiefe des Bahnkörpers durch die in verschiedenen Tiefenlagen eingebauten Aufnehmer besondere Beachtung gewidmet.

Die Vielzahl der vorhandenen Meßwerte ermöglichte auch eine Auswertung nach statistischen Gesichtspunkten, insbesondere wurden die Tendenzen der Streuung der gemessenen Größen mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit untersucht. Abschließend zu den jeweiligen Untersuchungen der Spannungen, der Verformungen und der Beschleunigungen wurden die Verhältnisse der aufgetretenen Meßergebnisse an den konstruktiv verschiedenen Meßquerschnitten verglichen.

4 Einige besondere Ergebnisse der Bodendruckmessungen

Das gravierendste und meßtechnisch bis dahin in dieser Deutlichkeit noch nicht nachgewiesene Ergebnis an der NBS betraf den Einfluß der Fahrgeschwindigkeit auf die Größe der im Unterbau auftretenden Druckspannungen. Die Auswertungen an allen Meßquerschnitten (Schotteroberbau, Betonschwelle, Schiene UIC 60) haben eindeutig gezeigt, daß eine Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit bei nahezu allen Meßdosen auch zu höheren Druckspannungswerten führte. Dies gilt sowohl für die unter den Schienen und in Gleisachse aufgetretenen Vertikalspannungen, wie auch für die entsprechenden Horizontalspannungen.

Über bisher gefahrene Geschwindigkeitsbereiche hinaus sind beim ICE infolge der Hochtastphase Meßwerte über einen wesentlich größeren Geschwindigkeitsbereich verfügbar. Hierbei ist ein besonders bedeutsames Phänomen in der Zunahme der Meßwerte nur bis zu einer gewissen Grenze festzustellen. Diese Grenze schien bei den meisten zu diesem Zeitpunkt nachweislich funktionstüchtigen Aufnehmern bei 300, spätestens 330 km/h erreicht zu sein. Danach - also zwischen 330 und 400 km/h - veränderten sich die Werte vergleichsweise nur noch

unwesentlich. Dies ist in Bild 3 an einem Beispiel dokumentiert. Meßtechnische Fehlereinflüsse als Ursache wurden geprüft, konnten aber auch im Labortest nicht gefunden werden.

Ein weiteres, unerwartetes Phänomen stellen die festgestellten Entlastungsspannungen dar. Sie traten ab Fahrgeschwindigkeiten von ca. 200 km/h vor und hinter den überrollenden Achsen deutlich in Erscheinung und wachsen mit zunehmender Geschwindigkeit weiter an. In Bild 2 ist am Beispiel der Dose 207, oben bei einer ICE-Fahrt mit 11.8 km/h und unten bei 400.0 km/h der Effekt graphisch bereits erkennbar.

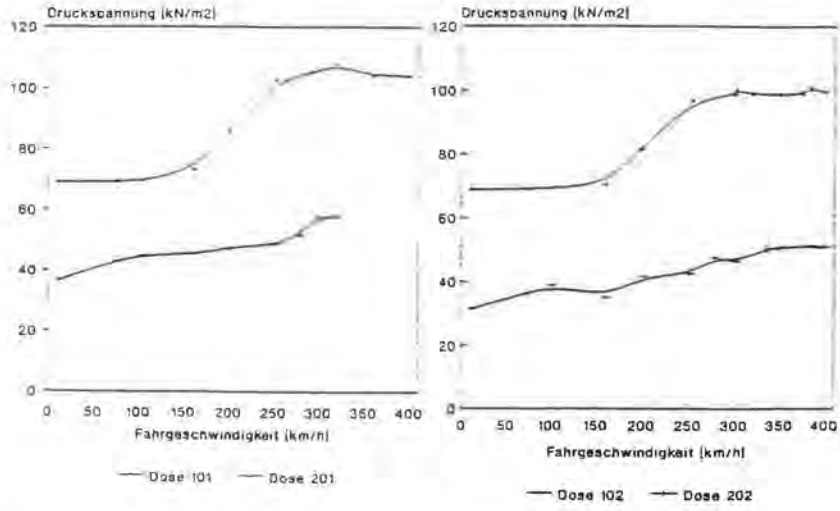


Bild 3: Tendenz einiger Meßwerte bei Fahrgeschwindigkeiten von 0 bis 400 km/h

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß die erwartete Abnahme der absoluten Bodendruckspannungen mit zunehmender Tiefe an allen Meßquerschnitten beobachtet wurde.

In Bild 4 werden nochmals zusammenfassend gemessene Maximalwerte für Meßdosen gleicher Anordnung und Orientierung verglichen. Berücksichtigt werden in dieser Darstellung nur vertikale Druckspannungen messende, unter der Schiene, jedoch in unterschiedlicher Tiefenlage angeordnete Dosen bei Meßfahrten bis 280 km/h. Außerdem ist ein Vergleich mit früheren Messungen an der Strecke Gütersloh-Neubeckum angedeutet dargestellt, wobei sich zeigt, daß die damaligen Messungen z. T. noch höhere Druckspannungen ergeben haben. Auch die Streubreite der gemessenen Bodendruckspannungen nimmt mit zunehmender Tiefe ab. Dies wurde an allen Meßquerschnitten sowohl für Vertikal- und Horizontalspannungen messende Druckmeßdosen festgestellt.

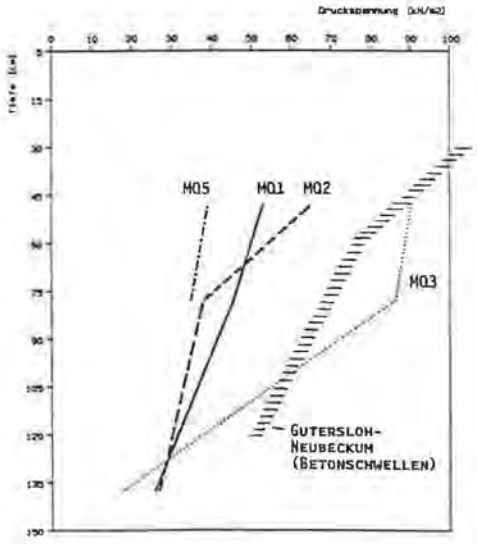


Bild 4: Vergleich der maximal aufgetretenen Druckspannungen unter der Schiene an vergleichbaren (Schotteroberbau-) Meßquerschnitten der NBS und Gütersloh-Neubeckum

Ergänzend sei hier darauf hingewiesen, daß die z.T. neuen Erkenntnisse der Messungen bei den Schnellfahrversuchen den Anlaß gaben, auch neue Ansätze für eine analytische Betrachtung der beobachteten Phänomene zu suchen. Bei den bekannten, in verschiedenen Veröffentlichungen dokumentierten Versuchen einer rechnerischen Lösung des Problems wird ein Gesamtsystem abgebildet, welches für eine unbewegte, harmonisch schwingende Last mittels einer FE-Rechnung untersucht wird. In nahezu allen diesen Arbeiten werden die auftretenden dynamischen Kräfte auf folgende Faktoren zurückgeführt:

- Lastwiederholung durch aufeinanderfolgende Achsübergänge
- Flachstellen und Unwuchten am Rad
- Eigenschwingungen des Radsatzes

In Kombination mit der Fahrgeschwindigkeit wird daraus eine anregende Frequenz abgeleitet. Diese Auffassung spiegelt sich in der Modellwahl wieder. So geht man davon aus, daß die Anregung des Systems durch eine ortsfeste, periodische Last genügend genau beschrieben werden kann. Das Gesamtsystem wird durch eine Kombination mehrerer Massen, Federn und Dämpfern dargestellt. Die Unterlage, d.h. Schotter und Untergrund wird ebenfalls durch eine Feder-Dämpfer-Kombination ersetzt.

Eine hierbei unberücksichtigte Wirkung ergibt sich aber auch durch eine einzelne unveränderliche bewegte Last. Der Untergrund wird hierbei zu Schwingungen angeregt, die sich wellenförmig ausbreiten - bildhaft vergleichbar dem auf einer ruhigen Wasseroberfläche fahrenden Schiff. Im Gegensatz zu anderen Ansätzen wurde von HUBER H. (1990) größerer Wert auf diese Wellenausbreitung im Boden unter bewegten Lasten gelegt.

Als Rechenverfahren scheidet hierbei die FE-Methode im herkömmlichen Sinne, wegen des Nachteils eines ortsfesten Elementnetzes aus. Man muß für die Berechnung zweckmäßigerweise auf ein, mit der Last mitbewegtes Koordinatensystem übergehen. Diese Problemstellung wurde bei dem angewendeten Verfahren (Lösung der gekoppelten partiellen Differentialgleichung des bewegten Bodenteilchens) mit Hilfe der Fourier-Analyse gelöst.

In dieser Arbeit sind einige vereinfachende Annahmen zur Geometrie (homogener, nicht geschichteter Halbraum) und Wahl der Bodenkennwerte (konstant) getroffen. Trotzdem zeigen die Ergebnisse einige deutliche Parallelen zu den Messergebnissen. Beispielsweise nehmen die Amplituden der vertikalen Spannungen zuerst mit der Geschwindigkeit überproportional zu, stagnieren aber dann in höheren Geschwindigkeitsbereichen. Ein Maximalwert wird nach der Berechnung erzielt, wenn die Fahrgeschwindigkeit v gleich der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleigh-Welle c_r ist. In Bild 5 ist in der Ordinate die Vertikalspannung auf die maximale Last und in der Abszisse die Fahrgeschwindigkeit v auf c_s (Scherwellengeschwindigkeit) normiert (c_r = etwa 0.9*cs). Die Variaton der Querdehnzahl zeigte geringen Einfluß.

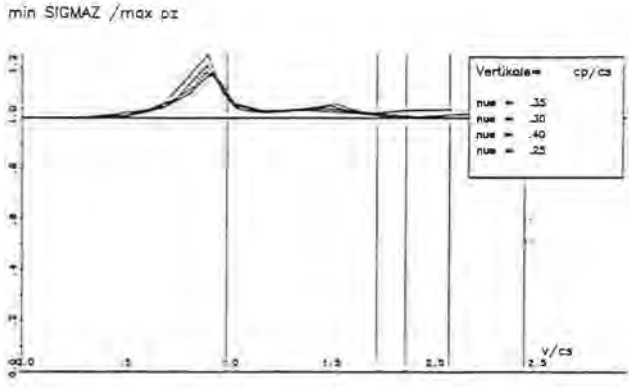


Bild 5: Rechnerische Vertikalspannung in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

Ab einer gewissen Geschwindigkeit konnte auch eine, in geringer Tiefe der Lastachse voraus- und auch nacheilende Entlastungsspannung in vertikaler Richtung rechnerisch ermittelt werden, die in ihrer Größe neben der Fahrgeschwindigkeit auch von der Querdehnzahl abhängt. Sie erreicht bei c_r etwa 10% der Lastamplitude und tritt für $v > c_r$ nicht auf.

5 Schlußbemerkung

Die in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen haben - bei allen Problemen und Einschränkungen, die Feldmessungen anhaften - zu einer Reihe wichtiger und neuer Erkenntnisse über die Unterbau- bzw. Untergrundbeanspruchung des Bahnkörpers geführt. Sie haben einige der gestellten Fragen beantworten können, jedoch gleichzeitig neue zu behandelnde Themen offengelegt. Als Beispiel seien die Ergebnisse der Beschleunigungsmessungen und -berechnungen erwähnt, die beide auf einen mit der Fahrgeschwindigkeit zunehmenden dynamischen Effekt hinweisen, der eine schnellere Gleislageverschlechterung zur Folge haben könnte. Für die künftigen Untersuchungen dieser Fragen sind weitere Feldmessungen, wie sie derzeit auch durchgeführt werden, sicher nötig, gleichzeitig stellen theoretische Ansätze wie oben einen zweiten, nicht minder wichtigen und ergänzenden Weg bei der Lösung der verzweigten Problemstellungen dar.

Die aufgezeigte analytische Berechnungsweise erlaubt es, die Problematik unter anderen, ergänzenden Aspekten zu betrachten als dies in den bisher bekannten Veröffentlichungen dargestellt ist. Aufgrund der die Meßergebnisse bestätigenden Resultate wäre es von Bedeutung, diesen Weg weiter zu verfolgen. Hierbei müßte insbesondere die Belastung durch ein vollständiges Drehgestell und das Mehrschichtproblem behandelt werden.

Von zusätzlicher zentraler Bedeutung für die wissenschaftliche Behandlung und Interpretation des Tragverhaltens des Untergrundes unter Eisenbahnen bleibt weiterhin die Untersuchung des tatsächlichen elastischen und plastischen Materialverhaltens unter dynamischen und zyklischen Belastungen und seine stoffgesetzliche Formulierung und Berücksichtigung in den Rechenmethoden.

6 Literatur

HODJERA B. (1979): Zusammenfassung der 4 Teilauswertungsberichte über Bodendruckmessungen auf der Schnellfahrstrecke Gütersloh-Neubeckum, Forschungsbericht aus dem Forschungsprogramm der DB

HUBER H. (1990): Räumliche Schwingungsausbreitung im elastisch isotropen Halbraum unter bewegten Lasten, DA Lehrstuhl für Baumechanik, TU München

MARTINEK K. (1976): Bodendruckmessungen bei den Schnellfahrversuchen zwischen Gütersloh und Neubeckum, ZEV-Glas.Ann.,S.367

ORE-Bericht Nr. 14 zur Frage D 117 (1980): Ermüdungsverhalten von Böden; Einfluß der Korngrößenverteilung und des Wassergehalts

ORE-Bericht Nr. 23 zur Frage D 117 (1982): Vergleichende Untersuchungen über das Verhalten verschiedener Planumsschutzschichten (Temperatur-, Wassergehalts- und Bodendruckmessungen) im Bahnhof Ostermünchen

Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie auf baugrundspezifische Aufgaben

Dirk Alber

1 Einleitung

Die übliche Tätigkeit eines planenden Ingenieurs in Bauwesen ist der Entwurf von Tragwerken und der Nachweis ihrer Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit sowie die anschließende planliche Festlegung von Material und Dimensionen. Unter Verwendung von Rechenwerten für Einwirkungen und Festigkeiten werden bei der statischen Berechnung jeweils für einzelne Bauteile die geforderten Standsicherheiten und Grenzwerte nachgewiesen. Die Rechenwerte für Baustoffe sind meist mit statistischen Verfahren aus Fraktilen von Festigkeiten abgeleitet und genormt. Berechnungsverfahren mit Grenz- und Sicherheitsbeiwerten wurden aufgrund von Erfahrung und theoretischen Untersuchungen festgelegt. Ein Maß für die Sicherheit eines Bauwerks in der Gesamtheit seiner Bauteile kann bei diesem Vorgehen nicht angegeben werden. Es ist auch nicht bekannt, ob einzelne Bauteile und Versagensmechanismen auf dem gleichen Sicherheitsniveau bemessen sind.

Der Ansatz der Zuverlässigkeitstheorie ist ein anderer. Sie geht davon aus, daß sowohl Einwirkungen $\boldsymbol{S}$ (z.B. infolge Lasten) wie auch Widerstände $\boldsymbol{R}$ (z.B. aufgrund von Festigkeiten) streuende Größen sind, deren Auftretenswahrscheinlichkeit einer statistischen Verteilung folgt. Die Definition des Versagens eines Tragwerks ist dieselbe wie bisher, nämlich

$$\boldsymbol{R} \leq \boldsymbol{S}$$

jedoch kann nun auch die Wahrscheinlichkeit des Versagens p_f bestimmt werden mit

$$\mathbf{P}[\boldsymbol{R} - \boldsymbol{S} \leq 0] = p_f$$

Damit ist (zumindest theoretisch) die Möglichkeit gegeben, die Zuverlässigkeit $p_s = 1 - p_f$ eines Bauteils quantitativ zu bestimmen. Außerdem können alle Teile eines Bauwerks auf dem gleichen Niveau bemessen werden, d.h. sie können so dimensioniert werden, daß sie alle eine geforderte Versagenswahrscheinlichkeit haben und daß kein Bauteil überdimensioniert ist im Vergleich zu einem anderen. Die Zuverlässigkeitsanalyse erlaubt es also, Bauteile wirtschaftlich aufgrund vorgegebener Versagenswahrscheinlichkeiten zu dimensionieren.

2 Grundzüge der Zuverlässigkeitstheorie

Eine umfassende Zuverlässigkeitsanalyse muß bei der Feststellung aller möglichen Gefährdungen des Bauwerks selbst und durch das Bauwerk beginnen. Gefährdungen entstehen aus der Umwelt durch äußere Einwirkungen und aus dem Bauwerk selbst durch nicht ausreichende Widerstandsfähigkeit seiner Bauteile. Weitere Gefährdungen resultieren aus menschlicher Unzulänglichkeit bei Planung, Bau und Betrieb. Ein Gefährdungsbild ordnet den denkbaren Versagensarten vorstellbare Ursachen und die baulichen, organisatorischen oder sonstigen Gegenmaßnahmen zu. Art und Wirkungsweise dieser Gegenmaßnahmen bestimmen den Ablauf und die Folgen der Versagensereignisse. Übersichtlich ist die tabellarische Darstellung des Gefährdungsbilds wie in Bild 1 für das Beispiel eines Staudammes.

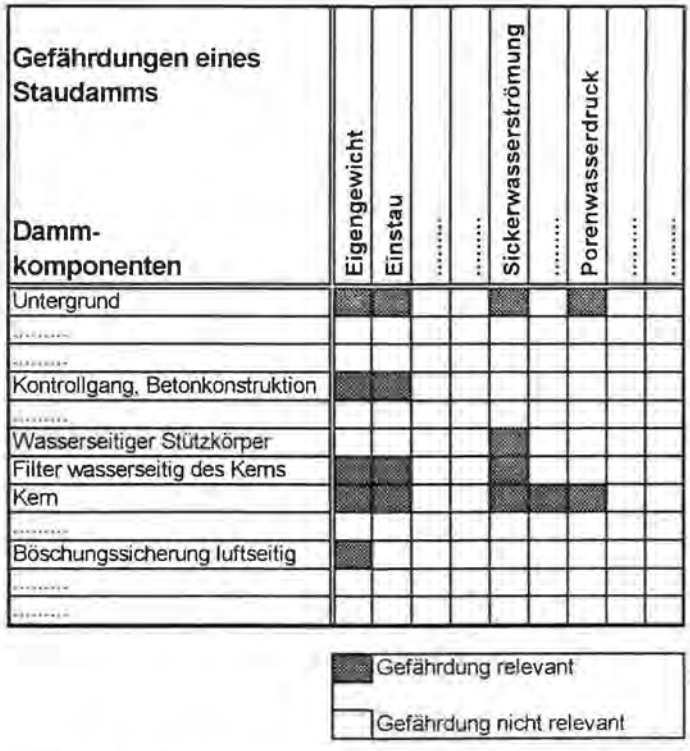


Bild 1: Schema eines Gefährdungsbildes für einen Staudamm (nach /5/)

Dieses zunächst grobe Schema wird Schritt um Schritt für das untersuchte Bauwerk verfeinert. Anschließend können Strategien zur Abwehr von Gefährdungen geplant und eingetragen werden, z.B.:

- Elimination bzw. Umgehung der Gefährdung
- Begrenzung der Gefährdung durch konstruktive Maßnahmen oder Nachweis ausreichender Sicherheit
- Verringerung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Gefährdung, Begrenzung der Folgen der Gefährdung
- Akzeptieren der Gefährdung.

Jede Strategie zur Abwehr von Gefährdungen verringert deren Auftretenswahrscheinlichkeit. Dabei muß man sich über die Systemeigenschaften der konstruktiven und organisatorischen Elemente im Klaren sein. Man unterscheidet zwei Grundtypen von Systemen, das Serien- und das Parallelsystem. Beispiele für Seriensysteme sind die Kette oder statisch bestimmte Tragwerke. Wenn nur eine Komponente versagt, hier ein Kettenglied oder ein statisches Element, dann versagt das ganze System. Die Versagenswahrscheinlichkeit dieses Systems ist kleiner als die jeder seiner einzelnen Komponenten. Demgegenüber fällt ein Parallelsystem erst aus, wenn alle seine Komponenten versagen. Dies kann z.B. bei hochgradig statisch unbestimmten Tragwerken der Fall sein, wo trotz Ausfalls einer oder mehrerer Komponenten durch Lastumlagerungen noch Tragreserven vorhanden sind. Dabei kann allerdings auch der sogenannte Reißverschlußeffekt auftreten, falls die Tragfähigkeit aller Elemente gleich hoch ausgenützt ist, und infolge der Lastumlagerungen ein progressives Versagen ausgelöst wird.

Im Bauwesen bestehen die konstruktiven Systeme im allgemeinen aus einer komplexen Serien- und Parallelanordnung ihrer Komponenten. Da jedes Bauwerk ein Unikat ist, sind die in Maschinenbau und Elektrotechnik für die industrielle Fertigung entwickelten Verfahren der Zuverlässigkeitstheorie zu aufwendig und schwerfällig, um direkt übernommen zu werden. Insbesondere ist die Bestimmung von Ausfallwahrscheinlichkeiten und Lebensdauerlinien oder Wöhlerkurven einzelner Komponenten durch Versuche nur sehr begrenzt möglich.

3 Elemente der Zuverlässigkeitstheorie

3.1 Ereignisablaufdiagramm

Ausgehend von möglichen Gefährdungen und den dabei betroffenen Bauwerkskomponenten wird ein Ereignisablaufdiagramm (vgl. DIN 25424) für jeden denkbaren Versagensfall erstellt. Jeder dieser Vorgänge beginnt mit einem auslösenden Ereignis. Darauf folgen die Reaktionen der projektierten Sicherheitsmaßnahmen, z. B. konstruktive Elemente, benachbartes Material

oder Reaktionen des Menschen zur Abwehr der Gefährdung. Je nach Erfolg oder Mißerfolg der einzelnen Reaktionen wird eine Gefährdung abgewendet oder es entsteht ein mehr oder weniger großer Schaden bis hin zum Totalverlust. Man unterscheidet zweckmäßig zwischen:

- B: Bestimmungsgemäßer Betrieb
- G: Gebrauchsfähigkeitsbeschränkungen, d.h. eingeschränkte Verfügbarkeit
- S: Störfälle, d.h. System ist nicht verfügbar
- V: Versagen

Für diese einzelnen Zustände können nur Auftretenswahrscheinlichkeiten vorgegeben werden. Die Zuverlässigkeitstheorie bietet als Darstellungsformen u.a. das Ereignisablaufdiagramm, den Fehlerbaum oder das Blockschaltbild. Das Ereignisablaufdiagramm ist für Bauzwecke die übersichtlichste Form.

In Bild 2 ist am Beispiel eines Steinschüttstaudammes mit einer Kerndichtung aus natürlichem Material das Ereignis Filterversagen dargestellt. Hier wird bereits vorausgesetzt, daß das Kernmaterial nicht erosions- bzw. suffosionsstabil ist. Wirkt das Übergangsmaterial des Dammes zwischen Kern und talseitigem Stützkörper nicht als Filter, dann wird durch das Sickerwasser Kernmaterial ausgespült. Falls dies rechtzeitig bei einer Kontrolle der Dränagen festgestellt wird, kann durch eine schnelle Wasserspiegelabsenkung im Stausee verhindert werden, daß sich ein Dammbruch durch Piping ereignet.

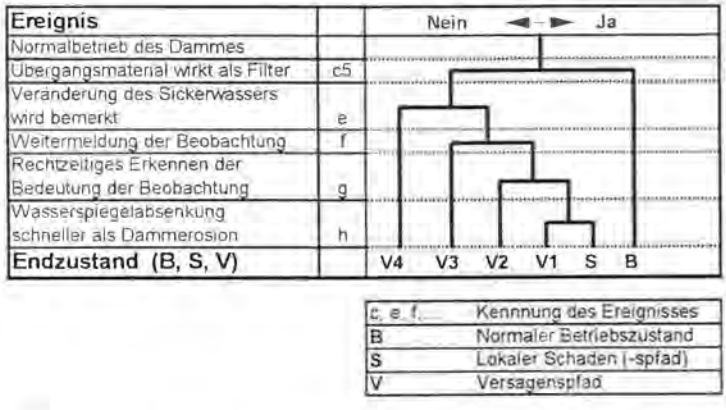


Bild 2: Staudammspezifisches Ereignisablaufdiagramm und daraus folgender Fehlerbaum nach /5/

Um die Wahrscheinlichkeit eines solchen Versagens abzuschätzen, werden die Auftretenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Ereignisse bestimmt. Für die Filterwirksamkeit des Übergangsmaterials kann aus den Streuungen der Kornverteilungen und der Verdichtung in Verbindung mit dem lokalen hydraulischen Gradienten die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden. Je nach Bauwerks- und Betriebskonzeption (Kontrollgang und Dränagen vorhanden, regelmäßige Inspektionen werden durchgeführt, Mitarbeiter sind ausreichend kompetent usw.) wird die Veränderung des Sickerwassers, z.B. nach Farbe oder Menge, mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit bemerkt und weitergeleitet. Dem Vorgang, daß von der Betriebsleitung diese Beobachtung richtig gedeutet und die zur Abwehr notwendige schnelle Wasserspiegelabsenkung angeordnet wird, kann ebenfalls eine bestimmte Wahrscheinlichkeit zugeordnet werden. Je nach Wasserstand im Stausee und Höhenlage der Schadensstelle sind die Entnahme- und Entlastungseinrichtungen dann in der Lage, den Wasserspiegel schneller abzusenken als die Erosion in der Kerndichtung voranschreitet oder nicht. Auch hierfür kann die Wahrscheinlichkeit abgeschätzt werden. Anhand der berechneten Wahrscheinlichkeiten der einzelnen Ereignisse wird die Auftretenswahrscheinlichkeit der verschiedenen Versagenspfade abgeschätzt. Im einfachsten Fall bei unkorrelierten Einflußparametern geschieht dies durch die Multiplikation der Versagens- bzw. Überlebenswahrscheinlichkeiten entlang der einzelnen Pfade. Die Voraussetzung der Unkorreliertheit muß dabei jedoch stets überprüft werden. Auf diese Weise ist es möglich, besonders kritische Pfade festzustellen und planerische, konstruktive oder organisatorische Gegenmaßnahmen zu treffen.

Sämtliche für ein Bauwerk relevanten Gefährdungen können in solche Ereignisablaufdiagramme gegliedert und untersucht werden. Durch Zusammenfassung aller Endzustände wird die Zuverlässigkeit des gesamten Bauwerks bestimmt.

Dies ist ein gänzlich anderes Vorgehen als die isolierte Betrachtung einzelner Ereignisse und deren Nachweis ausreichender Sicherheit. Doch sind längst nicht alle physikalischen Eingangsgrößen, ingenieurmäßigen Nachweise, organisatorischen Maßnahmen und menschlichen Handlungsweisen in ausreichendem Maße erforscht und beschrieben, so daß häufig keine hinreichend gesicherten Erfahrungswerte vorliegen. Daher ist man nicht selten auf Schätzungen angewiesen, deren Unsicherheit die Versagenswahrscheinlichkeit erhöht.

Wegen des großen Aufwandes wird diese ganzheitliche Betrachtung der Systemzuverlässigkeit überwiegend bei außergewöhnlichen Bauwerken mit hohem Gefährdungspotential durchführbar sein. Doch auch für alltägliche Bauwerke mit einzelnen kritischen Zuständen bei schwer erfaßbaren Randbedingungen, unscharfen Rechenmodellen und geringer Erfahrung können Er-

eignisablaufdiagramme eine wertvolle Hilfe sein, um Versagenspfade zu erfassen und Gefährdungen zu bewältigen.

3.2 Die menschliche Zuverlässigkeit

Die meisten Schadensfälle sind nicht auf das Versagen eines Einzelbauteils zurückzuführen, sondern das Resultat einer Ereigniskette, bei der nacheinander Teile eines Bauwerks ausfallen und so zu einem Versagen führen. Die Ursache liegt selten allein an fehlerhaftem Material, sondern in einer Akkumulation von Fehlern bei Projektierung, Ausführung und Betrieb.

Menschliche Unzulänglichkeiten und Fehlleistungen sind in der Regel der Grund für Gefährdungen und Schäden und damit ganz maßgeblich für die Zuverlässigkeit von Bauwerken verantwortlich. Es ist wenig sinnvoll, planerisch für eine Versagenswahrscheinlichkeit von $1:10^6$ zu dimensionieren, wenn nicht hinreichende Kompetenz und Kontrollen vorhanden sind, um das Bauwerk in allen seinen Teilen auch plangerecht zu erstellen. Hier befindet sich eine Schnittstelle zum derzeit vieldiskutierten Qualitäts-Magagement. Mit dessen Ziel der Verbesserung des Zusammenwirkens einzelner Leistungsträger zur Fehlervermeidung ist eine wirtschaftlichere Bauweise realisierbar, da Vorhaltemaße aufgrund der niedrigeren Fehlerwahrscheinlichkeit geringer gewählt werden können.

Aus dem hier betrachteten Bereich ist dem Verfasser keine Untersuchung über die Zuverlässigkeit menschlicher Handlungen bekannt. In Bild 3 wurde die Fehlerhäufigkeit hinsichtlich des Baugrundes für ein durchschnittliches mittleres Hochbauvorhaben während der verschiedenen Bauphasen anhand der Erfahrungen des Verfassers abgeschätzt. In /5/ ist eine amerikanische Studie über Kernkraftwerke zitiert. Dort werden u.a. die in Bild 4 genannten Fehlerwahrscheinlichkeiten von regelmässigen Inspektionen berichtet. Diese Ergebnisse sind auf das Bauwesen und speziell auf baugrundspezifische Probleme nicht unmittelbar anzuwenden, da die Arbeitsbedingungen ganz andere sind. Berücksichtigt man die Witterungsverhältnisse, die räumlichen Entfernungen und die meist beschwerlichen Zugangsmöglichkeiten sowie die Vielzahl der Beteiligten, dann dürften Fehlerwahrscheinlichkeiten im Bauwesen erheblich über diesen Werten liegen. Hinzu kommt, daß Informationen über das Bauwerk meist nur fachspezifisch weitergegeben werden, so daß aus der Unkenntnis um Randbedingungen weitere Fehlermöglichkeiten entstehen. Interessant für die Bauausführung sind die in derselben Quelle genannten Wahrscheinlichkeiten, daß mündliche Anweisungen im Gedächtnis bleiben. Sie sind in Bild 5 aufgeführt.

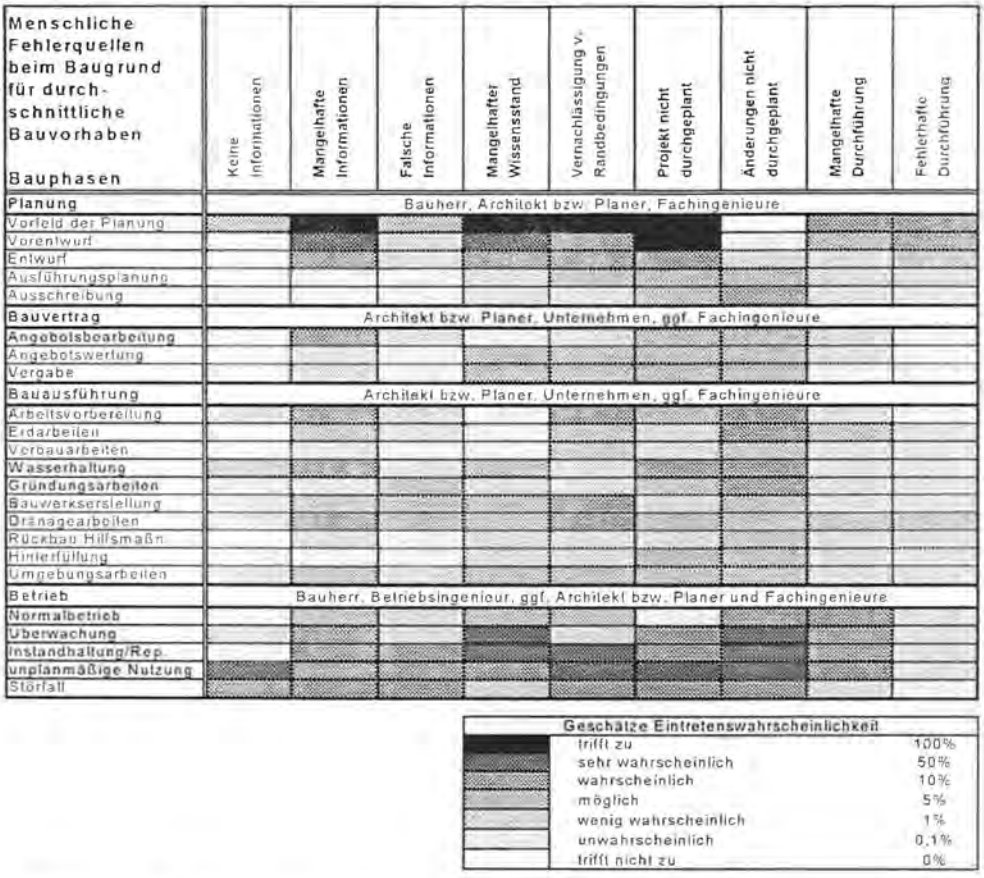


Bild 3: Menschliche Fehlerquellen beim Baugrund für durchschnittliche Bauvorhaben mit geschätzten Eintretenswahrscheinlichkeiten (schematisch)

Prüfvorgang	Fehlerwahrscheinlichkeit
Gewöhnliche Überwachung mit beliebiger Art von Checkliste oder schriftlicher Anweisung	0,10 (0,05 - 0,50)
Wie vorstehend, jedoch ohne schriftliches Material	0,20 (0,10 - 0,90)
Besondere, kurzzeitige Überprüfung, ausgerichtet auf einen einzigen Gegenstand	0,05 (0,01 - 0,10)
Aktive Überprüfung, d.h. durch eigene Messungen oder andere Aktivitäten	0,01 (0,005 - 0,05)

Bild 4: Wahrscheinlichkeit, daß ein Prüfer (Inspektor) Fehler übersieht

Anzahl Anweisungen	1	2	3	4	5
Fehlerwahrscheinlichkeit	0,001	0,003	0,01	0,03	0,1

Bild 5: Wahrscheinlichkeit, daß gleichzeitig gegebene, mündliche Anweisungen im Gedächtnis verbleiben

4 Die Bestimmung der Zuverlässigkeit von Bauteilen

Die Zuverlässigkeit von Bauteilen wie z.B. eines Fundaments hinsichtlich Grundbruch oder Setzungen wird mittels den statistischen Verteilungen der Einwirkungen und Widerstände bestimmt. Ihre möglichen Größen werden als Realisationen von Zufallsvariablen betrachtet. Die Beziehung $R = S$ begrenzt den Bereich derjenigen Kombinationen von Einwirkung und Widerstand, in dem Versagen auftritt. Sie wird als Grenzzustandsfunktion bezeichnet. Trägt man

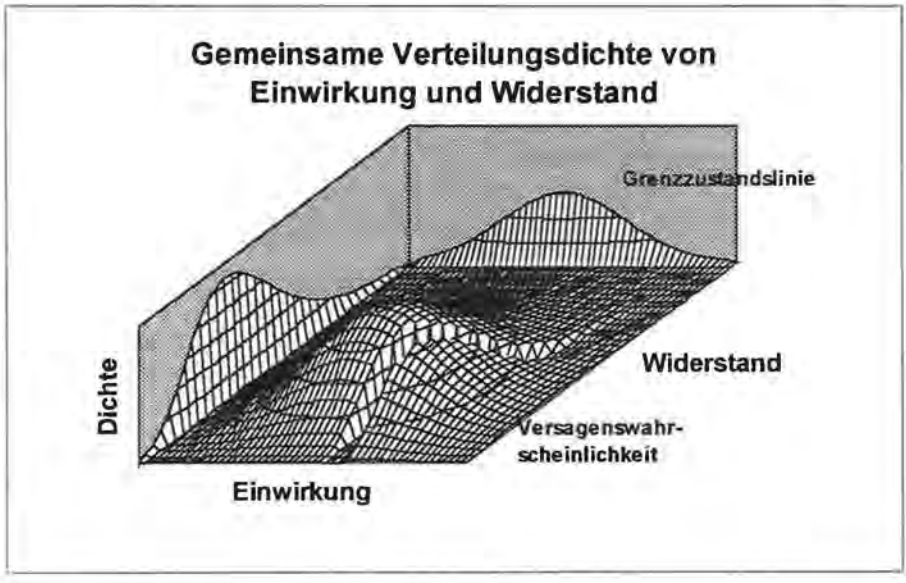


Bild 6: Zweidimensionale Verteilung von Einwirkung und Widerstand

über den Achsen Einwirkung und Widerstand die Häufigkeit der Zufallsvariablen auf, so ergibt sich ein Dichtehügel. In Bild 6 entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit dem Volumen des durch die Grenzzustandsfunktion abgetrennten Teils des Dichtehügels. Um die mehrdimensionale Integration verschiedener Verteilungen zur Bestimmung des numerischen Größe der Versagenswahrscheinlichkeit zu vermeiden, verwendet die Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung als Sicherheitsindex β den kleinsten Abstand der Grenzzustandsfunktion zum Mit-

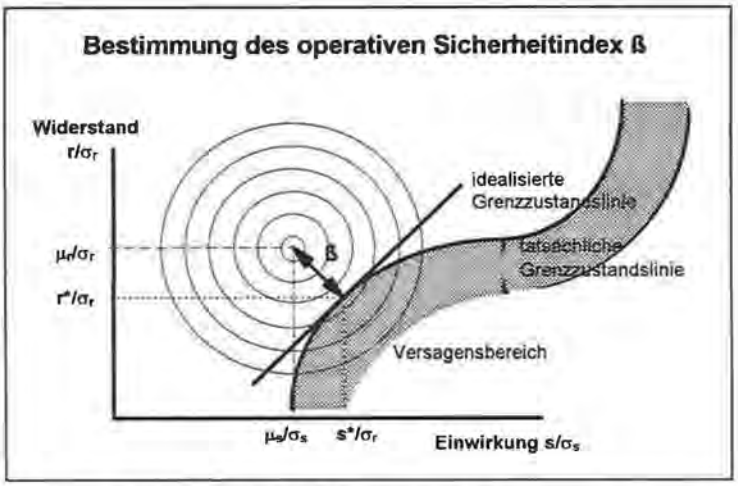


Bild 7: Sicherheitsindex β und Bemessungwerte

telpunkt des Dichtehügels, wobei die Zufallsvariablen auf Standardnormalverteilungen transformiert sind. Die Verteilungsfunktion der Normalverteilung Φ ergibt für diesen Sicherheitsindex die operative Versagenswahrscheinlichkeit.

$$p_f = \Phi(-\beta)$$

Mit dem Ersetzen der Größen 'Einwirkung' und 'Widerstand' durch die konkreten Zufallsvariablen, z.B. für Last und Festigkeit über Schnittgrößenberechnungen sowie ihre Transformation auf Normalverteilungen wird aus der ursprüngliche geraden Form der Grenzzustandsfunktion eine gekrümmte Kurve. Daher ist die so abgeschätzte Versagenswahrscheinlichkeit nur eine Approximation und wird als 'operativ' bezeichnet. In Bild 7 ist die Ermittlung von β dargestellt. Sie wird bei mehr als zwei Einflußgrößen i.a. durch numerische Iteration ermittelt. Die partiellen Ableitungen der Grenzzustandsfunktion nach den Zufallsvariablen ergeben die Wichtungsfaktoren α $(-1 \leq \alpha \leq 1)$. Sie zeigen an, wie groß das Gewicht der einzelnen Einflußgrößen hinsichtlich der Versagenswahrscheinlichkeit ist. Die Bemessungswerte r^* und s^* stellen diejenige Kombination von Einflußgrößen dar, die im Versagensfall die höchste Auftretenswahrscheinlichkeit haben. Eine praktische Vereinfachung ist die hier mögliche Definition von Partialsicherheitsbeiwerten γ mit

$$\gamma_r = \text{cal } r/r^* \quad \text{und} \quad \gamma_s = s^*/\text{cal } s \quad \text{wobei } \gamma \geq 1$$

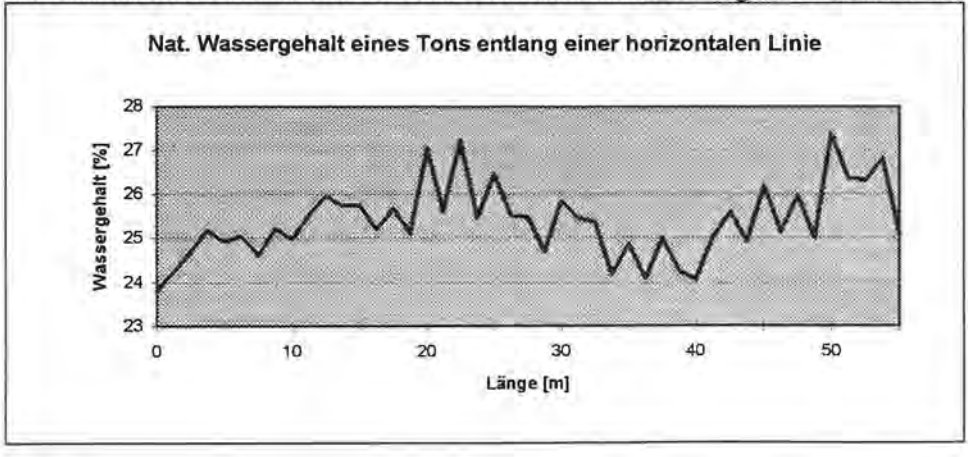
Die Rechenwerte *cal r* und *cal s* können als Mittelwerte oder als Fraktilen (sofern die Verteilung und ihre Parameter hinreichend bekannt sind) der Zufallsvariablen definiert werden, so

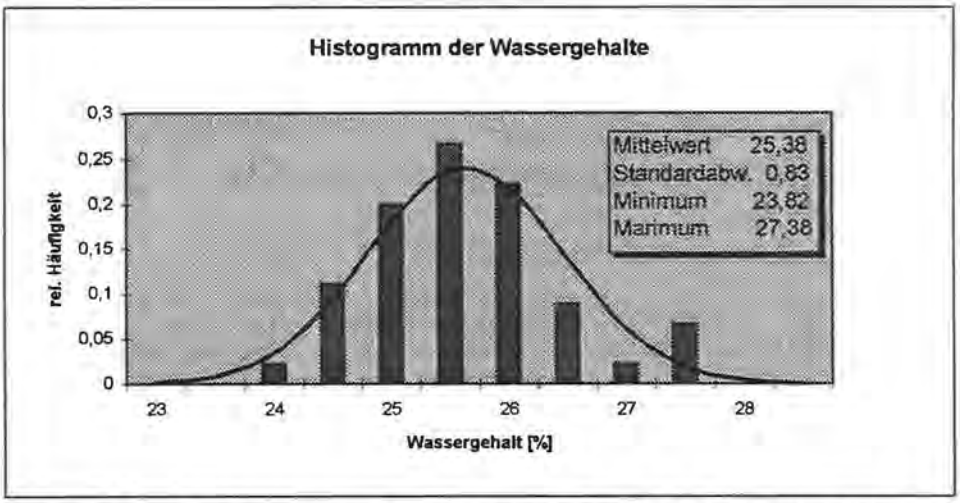
daß unter beliebigen Randbedingungen näherungsweise immer das gleiche Sicherheitsniveau erreicht wird.

Neben der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit bietet die Zuverlässigkeitstheorie auch die einzige Möglichkeit, die Wahrscheinlichkeit der Überschreitung von Grenzwerten, z.B. von Setzungsdifferenzen explizit zu berechnen /11/.

5 Die Zuverlässigkeit der Einflußgrößen

Während in allen konstruktiven Gebieten des Bauwesens die verwendeten Materialien klassifiziert und in ihren Eigenschaften durch die Normung in relativ engen Grenzen festgeschrieben sind, muß in der Geotechnik der Boden bzw. der Fels für jedes Projekt stets von neuem charakterisiert werden. Je nach vorhandenen Kenntnissen über den vorliegenden Untergrund werden mehr oder weniger umfangreiche Aufschlüsse sowie Feld- und Laboruntersuchungen notwendig. Zunächst wird eine Klassifizierung vorgenommen um Schichten mit näherungsweise gleichen Eigenschaften zu bilden und den Verlauf der Schichtgrenzen abzuschätzen. Für diese Schichten werden dann die geotechnisch relevanten Parameter anhand der Untersuchungsergebnisse und der Erfahrung als Rechenwerte quantifiziert. Im Gegensatz zu sonstigen Baustoffen liegt keine Güteüberwachung der so ermittelten Rechenwerte vor, z.B. durch eine statistische Qualitätskontrolle. Üblicherweise genügt der Umfang der Untersuchungen nicht einmal statistischen Mindestanforderungen, teilweise können die Kennwerte durch Versuche gar nicht oder nur sehr ungenau bestimmt werden. Nur durch hinreichende Erfahrung können überhaupt ausreichend sichere und auch wirtschaftliche Rechenwerte angegeben werden. Ein wesentliches Merkmal des Baugrundes in zuverlässigkeitstheoretischer Sicht ist daher die sogenannte Parameterunsicherheit. Bei Baustoffen wie Stahl oder Beton sind in der Regel die Parameter Mit-



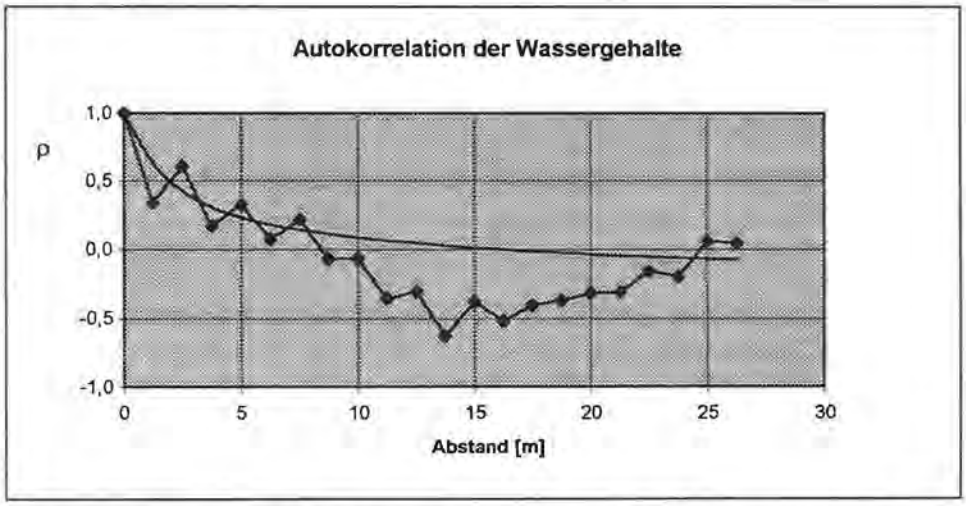


telwert und Standardabweichung von Eigenschaften wie z.B. der Druckfestigkeit bekannt und man kann den zugehörigen Rechenwert als Fraktile der zugehörigen, ebenfalls bekannten statistischen Verteilung, üblicherweise der Normalverteilung, definieren.

Bei Baugrund und Fels dagegen sind schon diese Größen mit einer beträchtlichen Unsicherheit behaftet. Das ist so zu interpretieren, daß die Eigenschaften des Bodens nicht nur sich räumlich ändernde, streuende Größen sind, sondern daß sich auch das Informations- und Erfahrungsniveau von Projekt zu Projekt ändert, auf dem die Parameter geschätzt werden. Damit sind auch die Rechenwerte streuende Größen /12/. Die Parameterunsicherheiten resultieren aus dem jeweiligen Informationsniveau als Konsequenz von Anzahl und Anordnung der Aufschlußpunkte, der gezielten Auswahl der Laborproben (in der Regel als Schlechtproben) und der Erfahrung des Gutachters sowie seinem mehr oder weniger vorsichtigen Urteil. Dem überlagern sich zusätzlich die Fehler bei der visuellen und manuellen Ansprache von Bohrkernen, der Versuchsstreuungen und der Probenentnahmefehler. Das ist auch bei geschütteten Böden, z.B. Erddämmen der Fall; durch Ausscheiden ungeeigneten Materials, Sichtprüfung und Homogenisierung durch lagenweisen Einbau sind die Streuungen jedoch nicht so ausgeprägt wie bei Boden in situ. Hier besteht jedoch durch die flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle nicht nur die Möglichkeit, Fehlstellen zu entdecken, sondern auch steuernd in den Produktionsprozeß einzugreifen mit dem Ziel der Vergleichmäßigung der Eigenschaften /8/, /9/. Bei der Aufzählung all dieser Streuungs- und Fehlermöglichkeiten stellt sich wirklich die Frage, ob boden- und felsmechanische Kennwerte noch etwas mit der Realität zu tun haben. Glücklicherweise sind die meisten Störgrößen klein gegenüber den natürlichen Streuungen der Eigenschaften,

und systematische Fehler bei einigen Versuchsanordnungen sind bekannt und können bei der Interpretation berücksichtigt werden /7/.

Bei der Berechnung von Bauteilszuverlässigkeiten ist die Versagenswahrscheinlichkeit äußerst gering. Die zugehörigen Bemessungswerte nehmen dann Größen an, die weit unter denen liegen, die bei Feld- oder Laborversuchen festgestellt werden. Die Auftretenswahrscheinlichkeit der Bemessungswerte kann deshalb nicht mehr anhand von Beobachtungen abgeschätzt werden. Daher benötigt man eine theoretische statistische Verteilung für die Randbereiche kleiner Wahrscheinlichkeiten. Bei konventionellen Baustoffen wird meist die Normalverteilung angesetzt. Bei Boden und Fels ist sie nur selten anwendbar, da man wegen der großen Variationskoeffizienten der Kennwerte unrealistisch kleine oder sogar negative Bemessungswerte erhalten kann. Es ist wichtig, die untere Grenze eines Kennwerts ausreichend genau zu kennen und die statistische Verteilung dem anzupassen. Wegen der noch relativ einfachen Handhabung wird oft eine verschobene Lognormalverteilung angenommen, sie erfordert mit Mittelwert, Standardabweichung bzw. Variationskoeffizient und ggf. einem unteren Grenzwert die Schätzung von zwei bzw. drei Parametern. Möglich wäre auch eine zwei- oder dreiparametrige Weibullverteilung.



Wie an dem oben dargestellten Verlauf der Wassergehalte eines Tons zu erkennen ist, können die einzelnen Werte nicht als unabhängig voneinander betrachtet werden. Näher beisammen liegende Proben zeigen 'ähnlichere' Werte als weiter voneinander entfernte. Im statistischen Modell können daher Bodenkennwerte innerhalb einer Schicht nicht als zufällig und voneinander unabhängig streuende Größen betrachtet werden. Vielmehr sind sie, in Relation zu ihrem gegenseitigen Abstand, voneinander abhängig. So wie die Abhängigkeit verschiedener Zufalls-

variablen als Korrelation bezeichnet wird, nennt man diese räumliche Abhängigkeit ein und derselben Zufallsvariablen Autokorrelation. Sie läßt sich für eine Stichprobe aus einer Reihe von Meßwerten ermitteln, die in gleichen räumlichen Abständen bestimmt wurden. Dargestellt wird sie als Funktion entlang einer Entfernungsachse. Damit erhält man eine Schätzung für die Autokorrelation $\rho\ (d)$ innerhalb der untersuchten Bodenschicht, so wie man aus einer Stichprobe Schätzwerte für Mittelwert und Varianz bestimmen kann. Da nur in seltensten Fällen ausreichend Daten zur Verfügung stehen, ist man gezwungen, aus anderen Untersuchungen mutmaßliche Verläufe der Autokorrelationsfunktion für ein konkretes Projekt zu übernehmen. In /1/ und /2/ sind Angaben über den Ansatz der Autokorrelationsfunktion für Bodenkennwerte enthalten. Für die Ermittlung der Zuverlässigkeit von Bauteilen kann die Autokorrelationsfunktion beträchtlichen Einfluß haben. Für großräumige Versagensarten wie z.B. Böschungsbruchuntersuchungen, die fast den gesamten Untersuchungsbereich umfassen, kann die Streuung der Einzelwerte näherungsweise vernachlässigt werden, da die Parameterunsicherheit des Mittelwerts den größten Einfluß auf das Ergebnis ausübt /10/. Bei kleinmaßstäblichen Problemen wie Filterversagen oder Grundbruch und Setzungen kleiner Fundamente treten dagegen kaum Mittelungseffekte auf. Bei Grundbruch- und Setzungsberechnungen für kleine bis mittlere Fundamentgrößen kann aufgrund der Autokorrelationsfunktion die Varianz der Bodenkennwerte um ca. 10% bis max. 20% reduziert werden /1/.

Bei der statistischen Formulierung von Bodeneigenschaften muß man sich stets vor Augen halten, daß der Boden bereits vorliegt, und daß man keinen Produktionsprozeß wie bei sonstigen Baustoffen beurteilt. Die Streuungen resultieren alleine aus dem 'Nichtwissen' um die jeweiligen Werte der Eigenschaften. Des weiteren gelten die Aussagen nur für die untersuchten Schichten innerhalb eines räumlich begrenzten Gebiets.

In den obigen Bildern sind aus /4/ die statistischen Auswertungen von 45 Messungen des Wassergehalts eines Tons entlang einer horizontalen Linie dargestellt. In einer Zuverlässigkeitsanalyse müßte das stochastische Modell des Wassergehalts folgende Unsicherheiten berücksichtigen:

- Streuung der Wassergehaltes um seinen wahren Mittelwert μ unter Berücksichtigung der Autokorrelationsstruktur $\rho\ (d)$
- Parameterunsicherheiten des Mittelwertes, bedingt durch den begrenzten Stichprobenumfang n und Versuchsstreuungen und -fehler

- Parameterunsicherheiten der Standardabweichung, bedingt durch die begrenzten Freiheitsgrade f der Stichprobe und Korrektur von Versuchsstreuungen.

In /3/ sind Verfahren zur Schätzung der Parameter Mittelwert und Standardabweichung unter Berücksichtigung baugrundspezifischer Randbedingungen genannt. Wesentlich gehen die Randbedingungen des jeweiligen Projektes und die Erfahrung des Sachverständigen ein. Eine objektive Begründung der Festlegung von Rechenwerten für Boden- und Felseigenschaften ist nur mit statistischen Verfahren möglich.

6 Zusammenfassung

Die baugrundspezifischen Besonderheiten bei der Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie für geotechnische Aufgaben liegen in der stochastichen Formulierung der Bodenkennwerte. Gewachsener Boden und Fels müssen auf jeder neuen Baustelle neu klassifiziert und die Kennwerte der einzelnen Schichten neu ermittelt werden. Die stochastische Formulierung von Bodenkennwerten erfordert neben der Kenntnis der statistischen Verteilung noch die Annahme einer Autokorrelationsfunktion. Das Informationsniveau bestimmt wesentlich die Größe der Rechenwerte aufgrund der nicht genormten Parameterunsicherheiten.

Die Zuverlässigkeitsanalyse ermöglicht als einziges Verfahren die quantitative Prognose von Systemzuverlässigkeit und -verfügbarkeit und erlaubt sowohl eine einheitliche Dimensionierung für ein vorgegebenes Sicherheitsniveau als auch die Nennung von Überschreitungswahrscheinlichkeiten für Grenzwerte.

7 Literatur

/1/ Alber, D. 1986: Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 8

/2/ Alber, D. 1991: Überlegungen zur stochastischen Formulierung von Bodenkennwerten, Bauingenieur 66, S. 239-242

/3/ Alber, D. 1992: Überlegungen und Verfahren zur Schätzung statistischer Parameter von Bodenkennwerten, Bauingenieur 67, S. 39-45

/4/ Alber, D., Reitmeier, W. 1986: Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse, Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 7

/5/ Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau 1988 (Hrsg.): Sicherheitsuntersuchungen auf probabilistischer Grundlage für Staudämme

/6/ DIN Deutsches Institut für Normung 1981 (Hrsg.): Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Beuth Verlag Berlin, Köln

/7/ Floss, R., 1983 (Hrsg.): Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 1

/8/ Floss, R., Kudla, W. (1989): Qualitätsprüfungen für die Bodenverdichtung auf statistischer Grundlage, Straße und Autobahn 1989, H. 6, S. 217-224

/9/ Floss, R. (1992): Flächendeckende Qualitätssicherung bei Verdichtungsarbeiten im Erd- und Straßenbau. Proc. 1. Int. Symp. Technik und Technologie des Straßenbaus, BAUMA '92

/10/ Rackwitz, R., Peintinger B. 1981: Ein wirklichkeitsnahes stochastisches Bodenmodell mit unsicheren Parametern und Anwendung auf die Stabilitätsuntersuchung von Böschungen, Bauingenieur 56, S. 215-221

/11/ Reitmeier, W. (1989): Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 13

/12/ v. Soos, P. (1990): Die Rolle des Baugrunds bei der Anwendung der neuen Sicherheitstheorie im Grundbau, Geotechnik 2, 1990, S. 82-91

Druckluftvortriebe im Münchner U-Bahn-Bau

Paul v.Soos, Joseph Weber

1 Baugrundsituation und Grundwasserverhältnisse in München.

In München wird der tertiäre Untergrund, der der oberen Süßwassermolasse angehört, überwiegend von quartären, nach- und zwischeneiszeitlichen Kiesen überlagert. Vor allem westlich der Isar, die die Stadt von Süden nach Norden quert, senkt sich die Geländeoberfläche, in geringerem Umfang auch die Tertiäroberfläche, als Folge früherer Erosionstätigkeit durch diesen Fluss und dessen zwischeneiszeitliche Vorgänger in Terrassenstufen ab, wobei Alter und Mächtigkeit der Tertiärüberlagerung von Terrassenstufe zu Terrassenstufe abnehmen. Die größeren Mächtigkeiten des Quartärs liegen in der obersten Terrasse bei 20 m und nehmen von Süd nach Nord ab, in den unteren Terrassen (Innenstadt) betragen sie um 4 bis 5 m.

Die quartären Kiese sind überwiegend sehr weit gestufte Fein- bis Grobkiese mit einem Sandanteil 0,06 bis 2,0 mm zwischen 5 und 35 % und einem Feinkornanteil < 0,06 mm zwischen 0 und 10 Gewichts %. Sand- und Feinkornanteil variieren - wie dies in fluvioglazialen Sedimenten die Regel ist - in dünnen mehr oder minder ausgeprägten und ausgedehnten Schichten und verleihen dem Schichtpaket vornehmlich in bezug auf dessen Wasserdurchlässigkeit anisotrope Eigenschaften. Der durchschnittliche Durchlässigkeitsbeiwert in horizontaler Richtung beträgt etwa $k = 5\,10^{-3}$ m/s, in sandarmen Zwischenschichten kann er auch auf $1\,10^{-1}$ m/s ansteigen.

Die tertiären Schichten variieren zwischen ausgeprägt plastischen Tonen mit Fließgrenzen über $w_L = 70$ % und Mittelsanden mit Ungleichförmigkeitsgraden zwischen U = 2 und 3, wobei fast alle Zwischenstufen der Zusammensetzung vertreten sein können. Am häufigsten werden mittelplastische Ausbildungen bzw. mehr oder minder schluffige Fein- bis Mittelsande angetroffen. Sowohl die feinkörnigen Böden, als auch die Sande können in größerer Mächtigkeit (6 bis 12 m und mehr) vorkommen, doch sind in Paketen von feinkörnigen Ausbildungen vielfach auch Sandlagen eingeschlossen und die Sandlagen werden häufig durch feinkörnige Zwischenlagen unterbrochen.

Das Liegende der quartären Überlagerung ist oft eine feinkörnige Schicht, die der Abtragung einen höheren Widerstand entgegenbrachte als die erosionsempfindlichen Sande es

	1		2	3	4	5	6		
	Baulos		Vortriebszeit	Bau-verfahren	Aus-bruchs-fläche	Länge der Einzel-tunnel unter DL	Geolog. Schich-tung nach Bild 1		
							a	b	c/d
					m^2	m	%	%	%
1	8/1 - 7.1	Frauenhoferstraße	5.74 - 8.75	Sch	37	2313	0	6	94
2	5/9 - 5	Theresienwiese	3.80 - 1.81	Sch	35	988	0	50	50
3	5/9 - 12	Westendstraße	7.81 - 1.82	SPB	37	798	50	14	36
4.1	5/9 - 6	1-gleisige Tunnel	2.82 - 2.83	SPB	37	331	0	10	90
4.2	Odeonsplatz	2-gleisiger Tunnel und Bahnsteigtunnel			73 - 95	505			
5.1	5/9 - 7	1-gleisige Tunnel	4.83 - 4.85	SPB	38	2145	0	20	80
5.2	Lehel	2-gleisiger Tunnel und Bahnsteigtunnel			55 - 100	520			
6	5/9 - 13.1	Prinzregentenplatz	11.83 - 4.84	SPB	38	712	0	0	100
7.1	5/9 - 9.2	1-gleisige Tunnel	3.84 - 2.85	SPB	38	1273	10	10	80
7.2	Ostbahnhof	2-gleisiger Tunnel			75 - 115	208			
8	8N-3	am Hart	6.89 - 5.90	SPB	37	1274	0	100	0
9	1S-1	Candidplatz	9.91 - 11.92	SPB	43	2035	26	8	66
10.1	8N-8	1-gleisige Tunnel	5.92 - 10.93	SPB	39	464	23	52	25
10.2	Feldmoching	2-gleisiger Tunnel			78 - 115	403			

Abkürzungen:
DL : Druckluft
GW : Grundwasser
Sch : Schildbauweise
SPB : Spritzbetonbauweise
N : Nördlicher Bereich
S : Südlicher Bereich
WE : Wochenende

Tabelle 1: Übersicht über die Druckluftvortriebe für die U-Bahn in München 1974 bis 1993

7	8	9	10		11
GW über Firste	Druckhöhen	Artbeitskammer unter DL	Druckluftverbrauch		Bemerkungen
von - bis	von - bis		von - bis	gesamt	
m	bar	10^3 m³	m³/min	10^6 m³	
5 - 12	0,3 - 0,9	85,6	ca. 20 - 30	-	Erster einschaliger Ausbau, Isarunterfahrung
4 - 12	0,5 - 1,3	34,6	ca. 20 - 40	-	Einschal. Ausbau, Druckerei Münchner Zeitungsverl.
-1 - 1	0,4 - 0,8	29,5	25 - 75 (b/c/d) 75 - 380 (a)	38,4	Erstes Baulos SPB unter DL, Abdeckinjektionen
10 - 19	0,6 - 1,4	55,1	30 - 90 (10 - 20 WE)	27,6	Unterfahrung setzungsempfindlicher Gebäude und der U-Bahnlinie U6, Probestrecke, Schrägstollenvortrieb unter Druckluft
5 - 15	0,4 - 1,2	103,2	60 - 70 (c/d) (10 - 20 WE) 70 - 150 (b) (70 - 100 WE)	80,0	Unterfahrung der Isar und setzungsempfindlicher Gebäude (St. Anna Klosterkirche und Pfarrkirche), eine Schleusenanlage für alle Vortriebe
3 - 9	0,3 - 0,5	27,1	25 - 40	4,2	Vereisungsschirm im atmosphärischen Anfahrbereich
3 - 19	0,3 - 1,1	48,7 (N) 21,7 (S)	45 - 50 (20 - 25 WE)	36,5	Zwei Schleusenanlagen, Abdeckinjektion im zweigleisigen Bereich, Einschleifung Max-Weber-Platz
1 - 8	0,3 - 0,8	47,7	90 - 590	214,8	SPB mit Mikrosilika, Unterfahrung einer Unterführung mit isolierter Wanne
-1 - 14	0,4 - 0,7	49,9 (N) 37,0 (S)	20 - 220	87,8	Unterfahrung Brücke Mittlerer Ring, Wohngebäude, Auermühlbach, Hangauffahrt, 2 Schleusenanlagen
3 - 15	1,3 - 1,5	53,5	45 - 427 300 - 517	132,7	Abdeckinjektionen, Druckluftschleusen im Bahnhofsbauwerk

vermochten. Sie bildet mit Duchlässigkeitsbeiwerten $k = 1 \cdot 10^{-8}$ bis $< 1 \cdot 10^{-10}$ m/s dann die Grundwassersohle des ersten, quartären Grundwasserstockwerks und trennt dieses von den weiteren, tertiären Grundwasserstockwerken. In einzelnen Gebieten fehlt aber die feinkörnige Trennschicht. Unter den Kiesen folgen dort meist mächtige Sandschichten mit Durchlässigkeitsbeiwerten zwischen $k = 1 \cdot 10^{-4}$ und $1 \cdot 10^{-5}$ m/s, die noch vom quartären Grundwasser durchflossen werden.

2 Gründe für die Anwendungen des Druckluftvortriebs

Bei den geschilderten Verhältnissen waren je nach Tiefenlage der Tertiäroberfläche und den Erfordernissen der Gradiente Strecken und Bahnhöfe der U-Bahn teils in den quartären Kiesen, teils in den tertiären Schichten - in Tonen mit Sandeinlagerungen, in mächtigen, von Quartärwasser oder Tertiärwasser durchflossenen Sanden oder an der Grenze Quartär -Tertiär zu bauen. Hierbei kamen bei Ausführungen unter dem Grundwasserspiegel in geschlossener Bauweise Druckluftvortriebe seit 1974 zur Anwendung. Die Gründe für die Anwendung von Druckluft bei den Vortrieben waren :

- die Risiken beim Unterfahren offener Gewässer sollten herabgesetzt werden (Isarunterfahrung)
- die Risiken des Vortriebs knapp unterhalb einer Mergelüberdeckung sollen ausgeschlossen werden, insbesondere wenn der Luftdruckvortrieb gegenüber einer Abdeckung durch Injektionen oder Vereisung auch wirtschaftliche Vorteile bringt
- eine Grundwasserabsenkung war nicht möglich oder wäre nur mit außergewöhnlichem Aufwand ausführbar gewesen. Dies trifft vor allem zu bei Vortrieben in Sanden mit quartärem Grundwasser, die wegen des Wassernachschubs aus den Quartär-Kiesen anders kaum oder gar nicht zu entwässern waren
- eine Grundwasserabsenkung war aus wasserwirtschaftlichen Gründen nicht zulässig
- der Vortrieb hat setzungsempfindliche Objekte tangiert. Die Setzungen sollten gegenüber einem atmosphärischen Vortrieb durch den Einsatz von Druckluft vermindert werden.

In Tabelle 1 sind die bisher beim U-Bahn-Bau in München ausgeführten Druckluftvortriebe chronologisch aufgelistet. Auf den näheren Inhalt der einzelnen Spalten soll bei den weiteren Ausführungen eingegangen werden. Das zur Tabelle 1 gehörige Bild 1 zeigt schematisch die häufigsten geologischen Schichtungen (a bis d), in welchen Druckluftvortriebe durchgeführt wurden.

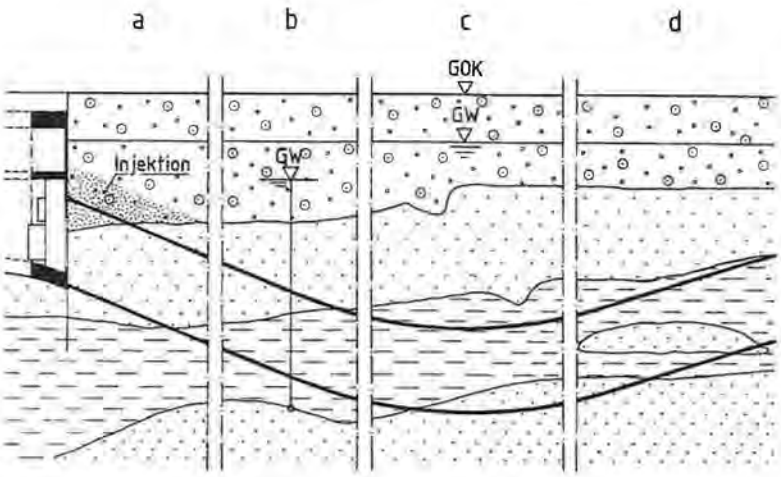


Bild 1: Tunnellage in wechselnden geologischen Schichten

3 Wirkungsweise der Druckluft und Bedingungen für die Anwendung des Druckluftvortriebs

Durch Anwendung von Druckluft im Arbeitsraum soll das Zuströmen von Grundwasser unterbunden und dadurch die Standsicherheit der Ortsbrust verbessert werden. Da die Wichte der Luft gegenüber der Wichte des Wassers verschwindend klein ist, steht aber dem mit der Tiefe linear zunehmenden Druck des Grundwassers ein über die Höhe der Ortsbrust gleichbleibender Luftdruck entgegen. Wird das Gleichgewicht Druckluft - Grundwasser zur Vermeidung von Grundwassereintritten und dem Einfließen von Boden auf den Tiefstpunkt des wasserdurchlässigen Bodens in der Ortsbrust eingestellt, so übersteigt der Luftdruck darüber den Wasserdruck. Die Differenz Luftdruck - Wasserdruck kann bis zu einer Höhe gleich der kapillaren Rückhaltehöhe h_{kp} des Bodens durch Kapillarspannungen aufgenommen werden, in Höhen $h > h_{kp}$ über der Ebene des Gleichgewichts wird das Porenwasser durch Luft verdrängt und es stellt sich eine Luftströmung im Boden ein. Durch das Verdrängen des Wassers vermag der Boden auch auszutrocknen und verliert hierbei an Kapillarfestigkeit. Voraussetzung für diese Verhaltensweisen ist, daß das Porenwasser im Boden frei abströmen kann. Kann es dies nicht, so treten Probleme auf, auf die in Abschnitt 4.3 näher eingegangen wird.

Kapillare Rückhaltehöhe h_{kp}, Wasserdurchlässigkeit k und Luftdurchlässigkeit $k_{LM} = 70\,k$ eines Bodens sind von dessen Korngrößenverteilung abhängig. Ideal für Druckluftvortiebe sind Grobschluffe bis Fein- bis Mittelsande mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k = 1\,10^{-7}$ bis $1\,10^{-5}$ m/s,

und kapillaren Rückhaltehöhen h_{kp} = 0,5 bis 2 m . Solche Böden werden durch die geweckten Kapillarkräfte wirksam stabilisiert, der Austrocknungseffekt bleibt bei zügiger Arbeitsweise in Grenzen und durch die Ortsbrust treten keine großen Luftverluste auf. Die Durchlässigkeit der quartären Kiese Münchens, insbesondere jene der sandarmen Lagen, würde dagegen die Druckluft fast widerstandslos entweichen lassen. Kiese können daher mit Druckluftvortrieben nur angefahren werden, wenn sie vorher durch Injektionen abgedichtet wurden. (siehe Abschnitt 4.2)

Die aus dem Arbeitsraum abströmende Druckluft sucht sich den Weg des geringsten Widerstandes. In Sedimenten bieten grobkörnigere Feinschichten bevorzugte Strömungswege - in den tertiären Sanden sind dies dünne Grobsand- und Feinkieslagen. Bei kurzen Strömungswegen, besonders wenn diese an der Atmosphäre enden, kann die Schleppkraft der Druckluft zu Erosionen, Fuchsgangbildungen und Ausbläsern führen (vergl. Abschnitt 4.2.)

Druckluftvortriebe kamen zunächst bei Schildvortrieben mit einschaligem Ausbau zum Einsatz. Bei diesen konzentrierte sich die Aufmerksamkeit auf Luftverluste und Standsicherheit an der Ortsbrust, denn die Undichtigkeiten an den Tübbingfugen waren gering. Neue Herausforderungen ergaben sich bei Anwendung von Druckluft in Vortrieben mit Spritzbetonsicherung, denn in durchlässigem Gebirge erwies sich die Herstellung luft- und wasserdichter Spritzbetonschalen als schwieriger als unter atmosphärischen Bedingungen. Die Qualität der Spritzbetonschale wirkt sich schließlich auf den Luftverbrauch ganz entscheidend aus (siehe Abschnitt 4.2)

Da der Spritzbeton bislang nur zur temporären Sicherung des Tunnels herangezogen wurde, ist zusätzlich der Einbau einer Innenschale erforderlich, die unter atmosphärischen Bedingungen betoniert wurde. Der Wegfall der stützenden Druckluft setzt die Spritzbetonschale dem vollen hydrostatischen Druck des Grundwassers aus, ein Umstand, der sicherheitsrelevant werden kann (vergl. Abschnitt 4.3)

4 Erfahrungen bei Anwendung des Druckluftvortriebs

4.1 Voruntersuchungen

Entscheidend ist die zuverlässige Abschätzung der Durchlässigkeit der aufzufahrenden Böden. Neben einer sorgfältigen Kernansprache, die auch die Feinschichtung bewertet, haben sich Laboruntersuchungen (Korngrößenverteilung, Wasserdurchlässigkeit) bei gezielter Probenauswahl als nützlich erwiesen, denn der in den Tertiärsanden stark wechselnde Anteil an Glimmer erschwert die augenscheinliche Beurteilung der Korngrößen oft erheblich. Es interessieren

Beschaffenheit und Anteil der grobkörnigsten Ausbildungen. Durchlässigkeitsbestimmungen in situ durch Ausspiegel- und Absenkversuche behindern den Bohrfortschritt und kamen daher wenig zur Anwendung. In injizierten Kiesen boten sie aber die noch zuverlässigste Information, da das Injektionsgut im quartären Kies nur die sandarmen Lagen gleichmäßig durchdringt, von stark sandigen Kiesen aber abgefiltert wird.

Bohrungen für Brunnen und für Aufschlüsse, die zu Grundwassermeßstellen ausgebaut werden, müssen weit genug außerhalb der Grundrißprojektion von Druckluftvortrieben liegen, auch wenn diese Forderung bei Trassenführung unterhalb des Straßenkörpers wegen der benachbarten Sparten oft nicht leicht zu verwirklichen ist.

4.2 Luftverbrauch

Der Luftverbrauch erwies sich von der Durchlässigkeit der aufgefahrenen Schichten des Gebirges, dem Schichtenverlauf, der Qualität des Spritzbetons insbesondere von dem Geschick, Fehlstellen zu vermeiden, abhängig.

Wo die tertiären Sande von den quartären Kiesen durch eine ausgedehnte Tonschicht getrennt waren, der Vortrieb sich also im 2. oder 3. Grundwasserstockwerk vollzog, blieb der Verbrauch gering (Baulose 8/1 - 7.1; 5/9 - 5; - 6; - 7 (Strecke); - 9.2; - 13.1; 1S - 1(N)). Er hätte zur Stabilisierung der Ortsbrust ohne die Luftaustritte an den Entspannungsbrunnen und Grundwassermeßstellen zur Stabilisierung der Ortsbrust kaum ausgereicht. Solche Luftaustritte ereigneten sich sogar an Meßstellen, die 200 m von der Ortsbrust entfernt waren.

Bei Vortrieb im 1. Grundwasserstockwerk spiegeln die Verluste die Durchlässigkeit der aufgefahrenen Schichten und den Abstand des Ausbruchsscheitels von der UK des Quartärs wider. In Baulos 5/9 -12 zeigte sich hierbei, daß die Durchlässigkeit kiesiger Anschüttungen und gewachsener Kiese durch die Injektionsmaßnahme um 2 bis 3 Zehnerpotenzen herabgesetzt werden kann. Sie bleiben damit knapp über der Durchlässigkeit der tertiären Sande.

Versuche, den Luftverbrauch an der Ortsbrust durch Aufspritzen von Bentonit o.ä. zu verringern (Baulos 8N - 3) haben sich nicht bewährt: die Behinderung der Mannschaft durch ein rutschiges Planum und der Zeitverlust durch diesen Arbeitsvorgang wogen schwerer als die kaum nachweisbare Luftersparnis. Dagegen war das Auflegen von Kunststoffolien auf noch nicht zugespritzte Flächen wirksam (Baulos 8N - 8).

Der Luftverbrauch an der Ortsbrust erwies sich schließlich bei Vortrieben im 1. Grundwasserstockwerk gegenüber den Verlusten durch die Spritzbetonschale als zweitrangig und den

Gesamtluftverbrauch nicht bestimmend. Die Verluste durch die Schale konzentrierten sich - insbesondere bei Baulos 8N - 3 - auf Risse und Entmischungen durch Spritzschatten an den Tunnelbögen und auf den Anschluß Ulme - Sohle, wo die Qualität des Spritzbetons durch nachgefallenen Rückprall gelegentlich herabgesetzt war. Sie traten jeweils am Losanfang stärker in Erscheinung und verminderten sich mit der Spritzroutine der Mannschaft. Die Stellen starken Luftaustritts sind nach Ablassen der Druckluft an entsprechenden Wassereintritten erkennbar und verlangten zur Vermeidung von Problemen beim Betonieren der Innenschale mitunter nicht unerhebliche Nacharbeiten. Daneben verblieb auch eine offensichtlich suffosionsbedingte allgemeine Porosität des Spritzbetons. Sie ließ sich durch durch mehrlagiges Spritzen und den Zusatz von Mikrosilika verbessern. Im Baulos 8N - 8 wurden Undichtigkeiten insbesondere durch Aufbringen eines Spritzmörtels erfolgreich behoben (vergl. Tabelle.1, Spalte 12, Zeilen 10).

Besonders hohe Luftverluste können durch Erosion des Sandes außerhalb der Tunnelschale hervorgerufen werden. Nach Erfahrungen bei Baulos 8N - 8 drohen Erosionen vor allem im Anfahrbereich, wo starke Druckgefälle zu Spülspalten an der Einbindung von Spundwänden in die Mergeloberfläche und zu Baudränagen bei fehlender Filterstabilität Anlaß für progressivem Materialtransport und Fuchsgangbildungen geben können. Der Materialentzug wird durch in die Feinsande eingelagerte grobsandige und feinkiesige Adern begünstigt und kann unbemerkt Ausmaße annehmen, die zu Einbruchtrichtern in der Nachbarschaft des Vortriebs führen. Sind Erosionen eingetreten, muß der Vortrieb unterbrochen, die Druckluft vermindert und der Schaden durch Injektionen behoben werden.

Hohe Strömungsgefälle mit Ausbläser- und Erosionsgefahr können sich auch gegenüber Brunnen und Bohrungen einstellen. Hierdurch werden erhöhte Anforderungen an die Stabilität der Brunnenfilter und eine sorgfältige Ausführung der Abdichtungen der Brunnen und der Grundwassermeßstellen gestellt.

Der Luftverbrauch ist einer der maßgeblichen Kostenfaktoren bei einem Druckluftvortrieb. Im Angebotsstadium neigen die Bieter dazu, diesen Faktor gering einzuschätzen: der Luftverbrauch wird zum Gegenstand des Wettbewerbs. Das UBR hat sich daher bei den letzten Ausschreibungen dazu entschlossen, den zu berücksichtigenden Luftverbrauch unter Beachtung der örtlichen Erfahrungen in der Ausschreibung selbst vorzugeben.

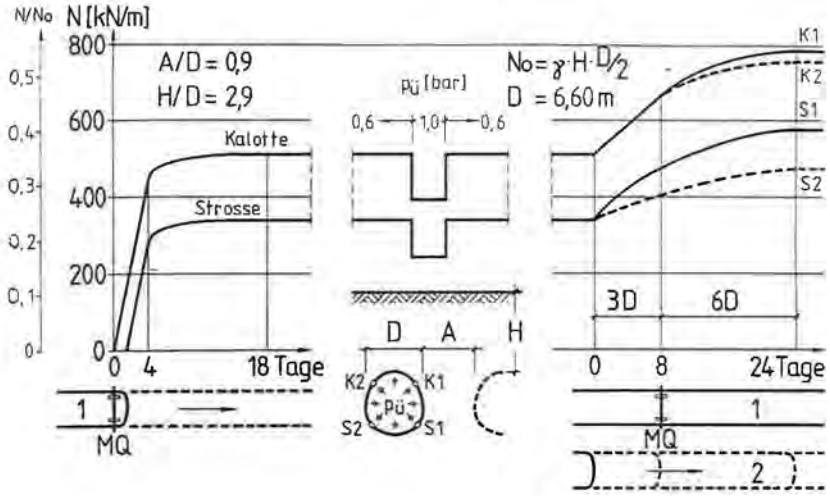


Bild 2: Entwicklung der Normalkräfte in der Spritzbetonschale eines eingleisigen Tunnels gemessen mit Meßträgern System PH

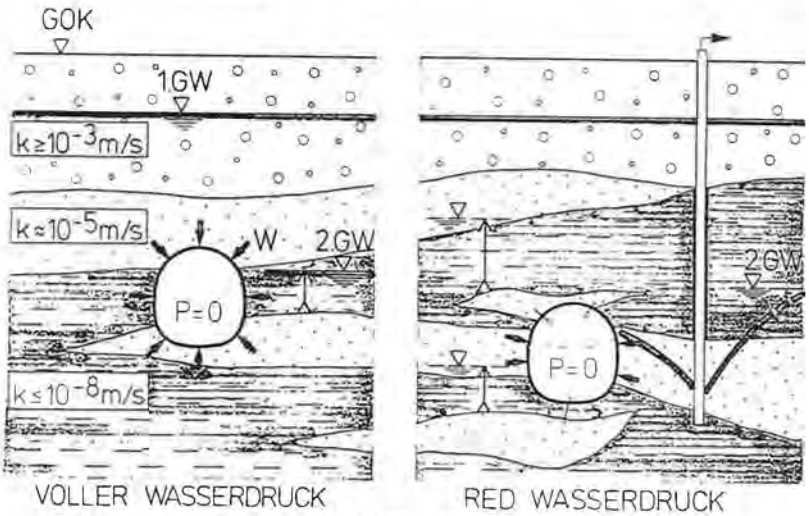


Bild 3: Belastung der Außenschale nach Ablassen der Druckluft

Zur Abschätzung des zu erwartenden Luftverbrauchs wurden die Schleusungsverluste Q_{LS}, die Luftverluste durch die Ortsbrust Q_{LO} und die Luftverluste durch die Spritzbetonschale Q_{LM} getrennt abgeschätzt.

Die Schleusungsverluste wurden mit Q_{LS}= 10 m³ / Minute und Vortrieb in Rechnung gestellt.

Die Verluste durch die Ortsbrust wurden nach der von Kramer und Semprich (1989) verbesserten Beziehung zu

$$Q_{LO} = C\,A\,k_{LB}\,(p_T \gamma_w / h_g)(p_T + 1)\,60$$

berechnet. Darin ist

$k_{LB} = 70\,k$ = der Luftdurchlässigkeitsbeiwert des luftdurchlässigen Bodens an der Ortsbrust . Er wurde für injizierte Kiese mit $2\,10^{-3}$ m/s, für die tertiären Sande je nach deren Schluffgehalt mit $1{,}5\,10^{-4}$ bis $1{,}5\,10^{-3}$ m/s in Rechnung gestellt.

A = die Querschnittsfläche der Luftdurchlässigen Böden an der Ortsbrust

$(p_T \cdot \gamma_w / h_g)$ = das Strömungsgefälle im Boden über dem Ausbruchsscheitel, wobei h_g die Mächtigkeit des Bodens vom Luftdurchlässigkeitsbeiwert k_{LB} über dem Ausbruchsscheitel und p_T der Luftüberdruck in der Arbeitskammer bezeichnet.

C = ein Formfaktor, der bei Fehlen eines das Abströmen der Luft über dem Scheitel behindernden Mergeldaches mit 1,0, bei Vorhandensein eines solchen < 1,0 angesetzt wurde.

Der Verlust durch die Spritzbetonschale wurde mit

$$Q_{LM} = A_M \; q_{LM}$$

in Rechnung gestellt. Darin ist

A_M = die Fläche der Spritzbetonschale, die an luftdurchlässigen Boden (Sand, injizierter Kies) angrenzt.

$q_{LM} = f\,(p_T;$ Bodenart) der Luftverlust durch 1 m^2 Spritzbetonfläche je Minute,
für Spritzbeton an injizierten Kiesen wurde
bei $p_T = 0{,}9$ bar $q_{LM} = 12$ bis 14 l/m^2 und Minute
bei $p_T = 1{,}2$ bar $q_{LM} = 18$ bis 23 l/m^2 und Minute
für Sande je nach deren Durchlässigkeit $q_{LM} = 2$ bis 5 l/m^2 und Minute in Rechnung gestellt. Unter der Annahme, daß die Strömungsverluste sich auf die Spritzbetonschale konzentrieren und im Boden vernachlässigbar sind, entsprechen diese Werte einem Luftdurchlässigkeitsbeiwert des 25 cm dicken Spritzbetons, der gegen injizierten Kies gespritzt wurde von $k_{LM} = 6\,10^{-6}$ bis $8\,10^{-6}$ m/s.

4.3 Standsicherheitsfragen.

Die Standsicherheit der Ortsbrust ließ sich bei Vortrieben im quartären Grundwasserstockwerk vielfach mit etwas geringeren Überdrücken erreichen, als es die hydrostatische Höhe des

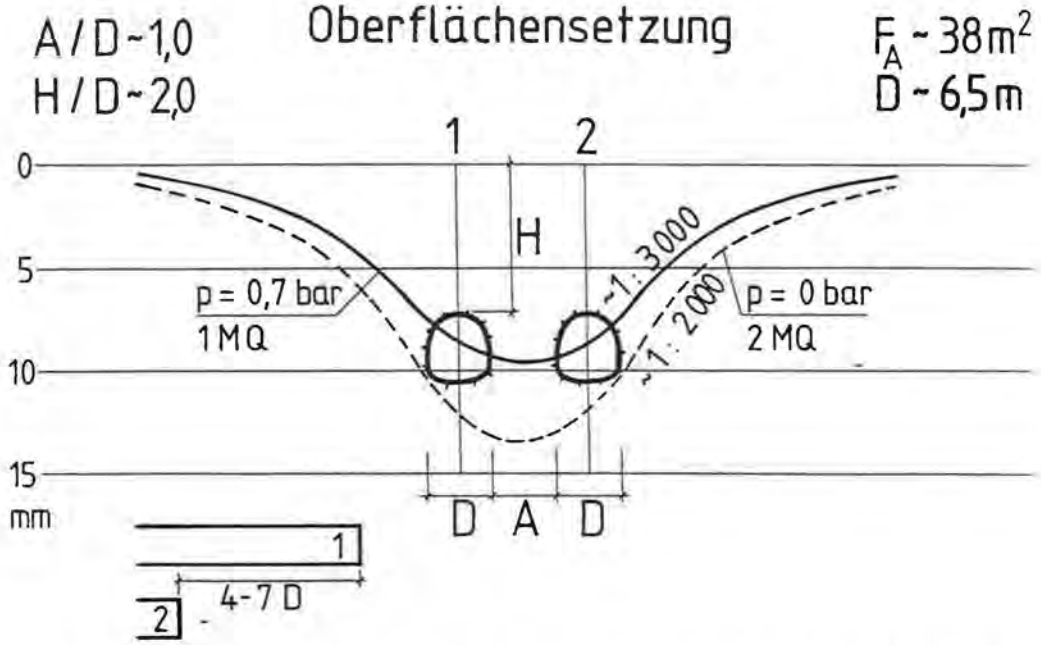


Bild 4: Quermulde der Oberflächensenkungen von zwei eingleisigen Tunneln mit und ohne Druckluft

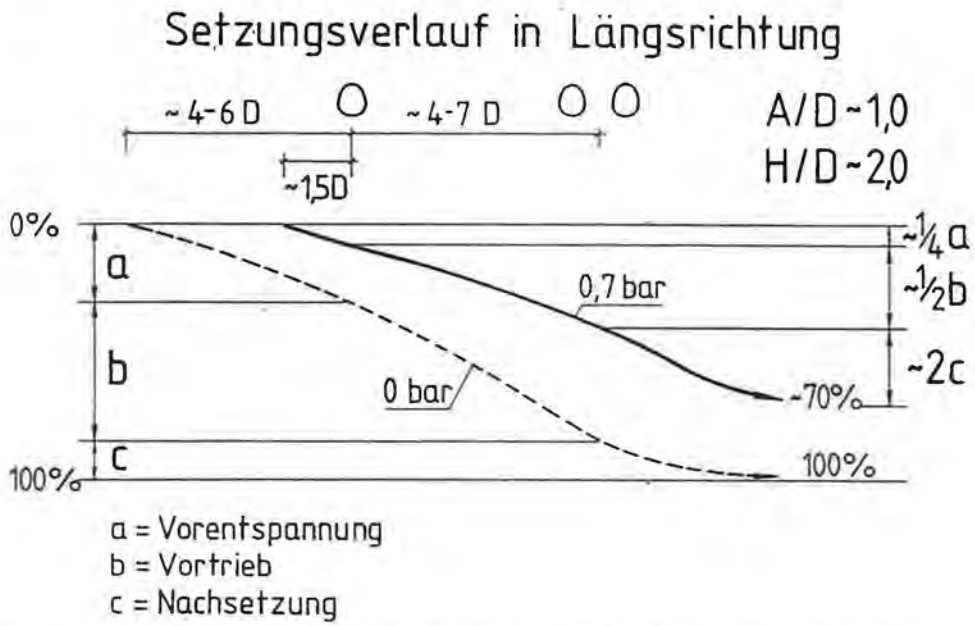


Bild 5: Längsmulde der Oberflächensenkungen von zwei eingleisigen Tunneln mit und ohne Druckluft

ungestörten Grundwasserspiegels über der Ausbruchssohle oder, falls diese höher lag, der Grundwassersohle entsprochen hätte. Der Luftdruck wurde stets dem Verhalten des tiefsten Sandes angepaßt, so daß dieser nicht zum Fließen kam.

Bei Sanden mit gespanntem Grundwasser ließ sich vor allem bei Sandeinschlüssen begrenzten Volumens (Baulos 7 und 9.2 der U 5/9) ein Ausfließen der Sande im Sohlbereich zunächst nur durch Steigerung des Luftdrucks über den Druck des ungestörten Grundwassers hinaus erreichen, ja der Luftdruck mußte ständig weiter gesteigert werden ("Flascheneffekt"). Diese erstmals bei einem Rohrvortrieb in Wien beobachtete Erscheinung beruht auf der Tatsache, daß Kapillarspannungen an der Oberfläche der Ortsbrust nur dann geweckt werden, wenn das Porenwasser verdrängt wird. Ist dies nicht möglich, weil das Sandvolumen nicht entwässern kann, lassen sich Kapillarspannungen nur durch Kompression des Porenwassers und durch elastische Aufweitung der Begrenzung des Sandvolumens erzeugen, wozu eine Steigerung des Luftdrucks benötigt wird. Bei Vortriebssohle im Mergel wurde zunächst versucht die untersten Sandpartien an der Ortsbrust durch an die Schlapperleitung angeschlossene Lanzen zu

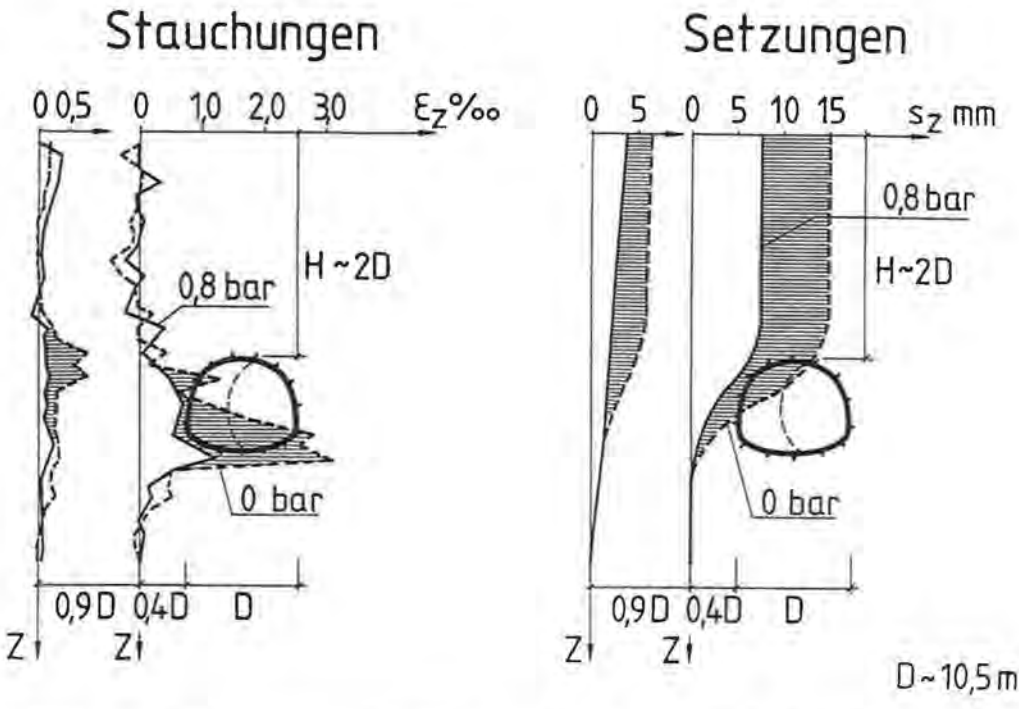


Bild 6: Gleitmikrometermessungen zur Ermittlung der Bodenstauchungen um einen zweigleisigen Tunnel mit und ohne Druckluft

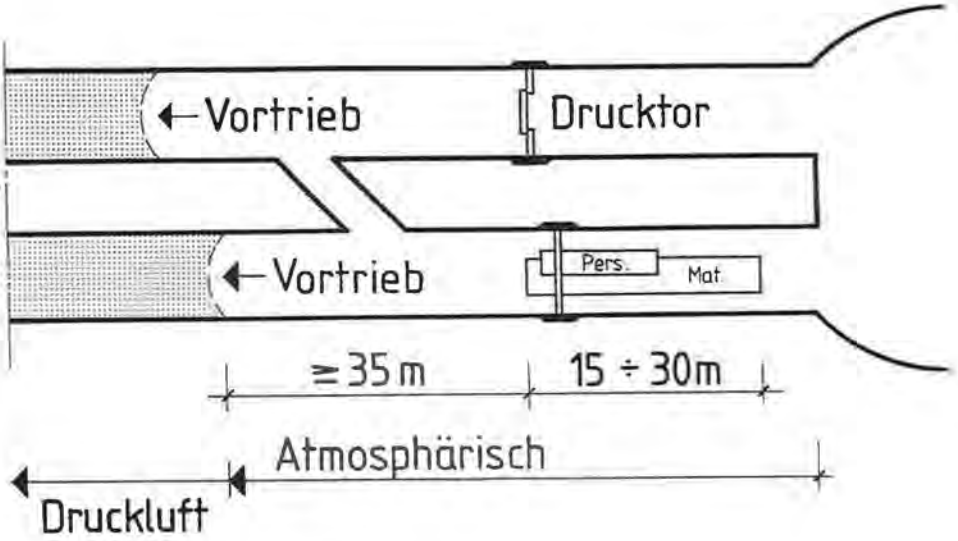


Bild 7: Anfahrbereich von 2 Streckentunneln mit Schleusenanlage und Querschlag

entwässern. An anderer Stelle ist versucht worden den Sand durch kurzes Ablassen und Wiederansteigenlassen des Luftüberdrucks zu stabilisieren. Eine bleibende Stabilisierung der Sande mit gleichbleibendem Luftdruck war aber erst möglich, nach dem die Sande nicht allzu weit vom Vortrieb durch Brunnen oder zumindest Grundwasserpegel angeschnitten wurden und hier Grundwasser entweichen konnte.

Bei Sanden mit geringem Schluffkornanteil hat die abströmende Druckluft zu einer vorzeitigen Entwässerung, ja zu einem Austrocknen der Sandoberfläche geführt. Hierdurch werden nicht nur die Kapillarspannungen abgebaut, auch die Stützwirkung der Druckluft geht in dem ausgetrockneten Volumen verloren. Versuche, den Austrocknungsvorgang durch Besprühen mit Wasser hintanzuhalten wurden vorgenommen (Baulos 8N - 8), doch ist es nicht gelungen, den Vorgang zur industriellen Reife zu entwickeln.

Die zeitliche Entwicklung der Festigkeit des Spritzbetons wird zu Beginn jedes in der Spritzbetonbauweise auszuführenden Bauloses überprüft. Abweichungen vom Soll sind aber selbst bei Herstellung der Mischung im Betonwerk nicht mit Sicherheit auszuschließen. Eine verzögerte

Festigkeitsentwicklung ist bei einem Druckluftvortrieb vor allem am Losende folgenschwer, denn beim Ablassen der Druckluft muß die Schale den Wasserdruck ungestützt aufnehmen. Der Einbruch auch nur von kleinen Teilen der Schale kann sich - wie bei Baulos 8N - 8 erlebt - schnell zu einem Tagbruch auswirken. Es ist daher unerläßlich, sich vor dem Ablassen der Druckluft von der aktuellen Festigkeit der Spritzbetonschale zu vergewissern.

Durch die Stützwirkung der Druckluft auf Ortsbrust und Tunnellaibung entstehen vor Einbringen und Erhärten des Spritzbetons geringere Vorverformungen des Gebirges als bei atmosphärischen Vortrieben. Das Gebirge ist also in geringerem Maße entspannt und die Spritzbetonschale erhält nach Ablassen der Druckluft eine höhere Beanspruchung, als nach einem Vortrieb unter atmosphärischen Bedingungen. Dieser Einfluß wird in den nach der FE-Methode geführten statischen Nachweisen, die die Aufeinanderfolge der Bauphasen schrittweise berücksichtigen, erfaßt und in der Bemessung berücksichtigt. Bild 2 zeigt die im Baulos 5/9 - 7 (Lehel) mit Meßträgern System PH gemessene Normalkraftentwicklung in der Außenschale beim Auffahren eines eingleisigen Tunnels, die zeitweilige Normalkraftminderung bei zeitweiliger Erhöhung des Überdrucks beim weiteren Vortrieb und den weiteren Kraftanstieg durch den Einfluß des nachgetriebenen Nachbartunnels.

Bei der Planung der Außenschale ist unter wirtschaftlichen und statischen Gesichtspunkten abzuwägen, ob ihre Bemessung auf vollen Wasserdruck erfolgen soll oder auf einen reduzierten Wasserdruck mit Teilabsenkungsmaßnahmen bis zum Einbau der Innenschale, (Bild 3). Damit kommt der Ausführungsqualität der Spritzbetonschale und den damit zusammenhängenden Fragen der Gütekontrolle erhöhte Bedeutung zu.

Unter diesen Gesichtspunkten wäre besonders bei Druckluftvortrieben die Entwicklung der einschaligen Spritzbetonbauweise von Vorteil. Erste Erkenntnisse wurden in München bei einer 60 m langen, nach Firmenvorschlag erstellten Versuchsstrecke gewonnen.

4.4 Höhe des Luftüberdrucks

Mit zunehmendem Luftüberdruck wachsen unter sonst gleichen Bedingungen nicht nur die Risiken (Erosionsgefahr, Suffosion des Spritzbetons, Gefahr von Ausbläsern in benachbarten Brunnen und Grundwassermeßstellen, Beeinträchtigungen Dritter, Risiken beim Ablassen des Überdrucks), auch die Beanspruchung der Mannschaft nimmt überproportional zu, ihre Leistungsfähigkeit ab. Die erschwerten Arbeitsbedingungen schränken auch den Kreis der verfügbaren Mitarbeiter mit wachsendem Luftüberdruck zunehmend ein. In Tabelle 1 sind die in den einzelnen Baulosen angewandten Luftüberdrücke aufgelistet. Die höchsten Drücke lagen

demnach bei 1,5 bar Überdruck. Solche Drücke bedingen nach der Luftdruckverordnung bereits längere Ausschleuszeiten. Nach einer Planfeststellungsauflage mußten beim Baulos 8N - 8 sogar die Ausschleusungszeiten der nächsthöheren Druckstufe zur Anwendung kommen. Luftüberdrücke von 1,5 bar sollten daher nicht überschritten werden.

Dagegen haben sich Luftüberdrücke von 0,7 bis 0,8 bar bei allen Vortrieben als unproblematisch erwiesen. In gespannten Grundwasserleitern ist es daher sinnvoll den Luftüberdruck durch eine parallel betriebene Grundwasserentspannung auf weniger als 0,8 bar zu begrenzen, wie dies bei mehreren Baulosen (Baulose 5/9 - 6; - 7; - 9.3; - 12) mit Erfolg praktiziert wurde. Eine enge und ständige Abstimmung zwischen Grundwasserhöhe und Grundwasserentspannung ist erforderlich. Wenn örtlich getrennte Tunnel zusätzlich in unterschiedlichen Schichten und/oder Höhenlagen aufgefahren werden (z.B. Baulos 5/9 - 7), gestalten sich diese Koordinationsaufgaben besonders schwierig.

Im 1. Grundwasserstockwerk ist eine Absenkung des Grundwassers im Kies wegen dessen großer Durchlässigkeit allerdings nicht ausführbar.

Werden von einer Arbeitskammer aus zwei oder mehrere Vortriebe vorgenommen, so muß der Luftdruck auf die Ortsbrust mit der höchsten angeschnittenen Wassersäule eingestellt werden. Dies kann an der Ortsbrust anderer Vortriebe zu hohen, die Ortsbrust zu stark entwässernden Luftüberdrücken führen, wodurch die Arbeitsbedingungen z.B. im Bereich des Zielschachtes am Max-Weber-Platz erschwert wurden. Die Frage, ob sich die Mehrkosten einer zweiten Arbeitskammer mit zweiter Schleuse rechnen, ist in solchen Fällen zu stellen.

4.5 Einflüsse auf das Umfeld

Der im Arbeitsraum herrschende Luftüberdruck stützt die Ortsbrust und die Tunnellaibung und läßt dadurch die Außenschale in einem weniger verformten Gebirge erstellen als bei atmosphärischen Vortrieben. Die dem Vortrieb vorauslaufende Setzungsmulde wird dadurch verringert. Die Zusatzverformungen der Außenschale, die beim Ablassen der Druckluft entstehen, waren erwartungsgemäß auch stets so klein, daß die resultierende Setzungsmulde neben den Röhren erheblich kleiner als bei atmosphärischen Vortrieben blieben, (Bilder 4, 5 und 6). Zum Nachweis und zur Bestätigung dieser Effekte wurden wiederholt Meßpunkte an der Geländeoberfläche in Quer- und Längsschnitten über den Druckluftvortrieben gelegt und Bohrlöcher zwischen und neben dem Vortrieb mit Meßrohren für Gleitmikrometermessungen installiert. Der setzungsmindernde Einfluß des Druckluftvortriebs war bei mehreren Baulosen entscheidend. So konnten beim Baulos 5/9 - 5, bei dem die Auswirkungen des Vortriebs auf die Druckmaschinen

des Münchener Zeitungsverlags zu minimieren waren, die maximalen Setzungen auf 6 - 8 mm reduziert werden gegenüber 20 bis 25 mm bei vergleichbaren atmosphärischen Schildvortrieben. Ähnliche Setzungsreduzierungen wurden bei den Spritzbetonvortrieben beobachtet (Bilder 4 und 5). Beim Baulos 5/9 - 6 wurde vor dem Auffahren des U-Bahnhofs Odeonsplatz unter sehr setzungsempfindlichen Gebäuden die Eignung des geplanten Vortriebsverfahrens mit Oberflächennivellements und Gleitmikrometermessungen getestet. Bild 6 zeigt, daß die Stauchungen, die das Gebirge um den Tunnel erfährt, die Ursache für die Oberflächensenkungen sind, und daß diese Stauchungen bei Druckluftvortrieb bedeutend kleiner als bei atmosphärischem Vortrieb sind. Bei diesem Baulos wurden außerdem mit Hilfe von Druckluft der in betrieb befindliche Bahnhof Odeonsplatz der U6 unterfahren und ein 27° geneigter Schrägtunnel für die Treppenanlagen bis zur Sohle des Zugangsbauwerks erstellt. Beim Baulos 5/9 - 7 (Lehel) wurden die Isar und eine historische, setzungsempfindliche Bausubstanz, wie die St.Anna Klosterkirche, schadlos unterfahren, bei Baulos 1S - 1 (Candidplatz) mehrere Wohngebäude, der Auer Mühlbach und ein Pfeiler der Straßenbrücke des Mittleren Rings.

Andererseits hat die Einlagerung von dünnen Grobsand- und Feinkiesschichten wiederholt zu einer unerwartet weitläufigen Ausbreitung des Luftüberdrucks geführt, die sich sich z.B. im Pfeifen von weitab gelegenen Grundwasserpegeln und Brunnen äußerten und mitunter auch deren Sanierung erforderlich machten. Schäden durch das Anheben geschlossener Kellersohlen konnten stets vermieden werden, wenn Entlastungsbohrungen angeordnet wurden.

4.6 Bemerkungen zur Bauausführung

Die Anordnung der Drucklufteinrichtungen kann nach den jeweiligen örtlichen Verhältnissen variiert werden.

In den meisten Fällen wurde die Schleusenanlage im Tunnel angeordnet. Dabei wurde die Bedienung paralleler Vortriebe mit nur einer Schleusenanlage, bestehend aus einer Materialschleuse und einer Personenschleuse, durch einen Betriebsquerschlag ermöglicht. Dabei ist zu beachten, daß die Tunnelanstiche und die Vortriebe auf eine bestimmte Mindestlänge (35 bis 45 m), die sich aus der Länge der Schleuse zuzüglich des Platzbedarfs für das Aufstellen der Geräte ergibt, unter atmosphärischen Bedingungen mit den entsprechenden Sicherungsmaßnahmen durchzuführen sind (Bild 7).

Bewährt hat sich bei mehreren Baulosen die Anordnung eines zusätzlichen Drucktores in der Nachbarröhre, um bei vorübergehendem Ablassen der Druckluft Großgeräte ausschleusen oder

neu einbringen zu können. Kleingeräte wie Fördergeräte sind den Abmessungen der Materialschleuse anzupassen.

Um die Tunnelanstiche von der Bahnhofsbaugrube aus ohne Grundwasserabsenkung durchführen zu können, wurde bei Baulos 8N - 8 (Feldmoching) der erste Block des Bahnsteiggeschosses als Druckkammer ausgebildet, die über eine Material- und Personenschleuse zugänglich war. Zusätzlich wurde in diesen Block eine Schleusenkammer eingebaut um Großgeräte ohne Ablassen der Druckluft in die oder aus der Arbeitskammer schaffen zu können.

Die Kompressorenstationen wurden mit einer Ausnahme übertage angeordnet. Dabei war besonders auf eine lärmschutzbietende Einhausung zu achten. Nur im Baulos 5/9 - 13.1 (Prinzregentenplatz) wurde die Kompressorenstation untertage, im Blindstollen vor der Druckwand des Nachbartunnels untergebracht.

Die Druckluftverordnung schreibt u.a. vor, daß die Arbeitskammer sauber und frei von Gerüchen und gesundheitsschädigenden Gasen, Dämpfen und Stäuben zu halten ist. Deshalb ist der Einsatz von Dieselgeräten nicht zulässig und die Arbeitsgeräte werden elektrisch oder pneumatisch betrieben. Die Förderungen werden im Gleisbetrieb mit Batterieloks vorgenommen.

Das Aufbringen des Spritzbetons erfolgte aus baubetrieblichen Gründen mit dem Trockenspritzverfahren. Dieses ist angesichts der relativ kleinen Mengen, die beim meterweisen, dem Vortrieb folgenden Einbau benötigt werden, besser als das Naßspritzverfahren geeignet. Gefordert wird ein B 25 mit einer Frühfestigkeit von 5 N/mm^2 nach 6 Stunden.

Das Ablassen der Druckluft erfolgte nach Beendigung der Vortriebsarbeiten und Räumung der Fahrsohle in Stufen von 0,1 bis 0,3 bar/h unter laufender Beobachtung der Schale auf Wasserzutritte und eventuelle Fehlstellen.

Die unter Druckluft erzielten Vortriebsleistungen bei Spritzbetonvortrieben haben sich als relativ gleichmäßig erwiesen und liegen bei eingleisigen Tunneln im Mittel bei 3m/Tag. Dies entspricht den atmosphärischen Vortrieben bei günstigen hydrologischen Bedingungen.

5 Ausblick

Bei den Firmenangeboten für die neue, derzeit im Bau befindliche U-Bahn-Linie U2 - Ost nach Riem war durchwegs die Tendenz, statt der in 3 Baulosen ausgeschriebenen Spritzbetonbauweise unter Druckluft in preisgünstigeren Sondervorschlägen mit schildgestützten Tunnelvortrieben oder mit Spritzbetonvortrieben unter atmosphärischen Bedingungen zum Auftrag zu

kommen. Dies wurde vielfach mit der Schwierigkeit, druckluftaugliches Personal in ausreichendem Umfang gewinnen zu können, begründet.

Zweifellos wäre es bei Spritzbetonvortrieben unter Druckluft für die Zukunft von Vorteil, wenn die technischen Voraussetzungen für eine einschalige Bauweise mit gesicherter Ausführungsqualität und guten Arbeitsbedingungen geschaffen würden, was wohl durch die Anwendung von Spritzverfahren mit geringer Staubentwicklung und durch das maschinelle Aufbringen des Spritzbetons mit Hilfe von Robotern erfolgen könnte.

Beim Baulos 2 Ost - 1 (Josephsburg) wurde ein Sondervorschlag beauftragt, der einen Druckluftvortrieb der zusammen 3,6 km langen Einzelröhren mit einer Schildmaschine und einschaliger Tunnelauskleidung vorsieht. Dabei ist nur der Schildvorderteil von Druckluft beaufschlagt, der Fräsarm zum Bodenabbau wird hinter der Druckwand, außerhalb des Druckluftbereichs gesteuert.

Etwa zeitgleich ist bei Baulos 1W - 5 (Gern) für das Auffahren der zusammen 2,3 km langen Streckentunnel ein flüssigkeitsgestützter Schild mit einschaliger Auskleidung im Einsatz. Wegen der dortigen hydrogeologischen Verhältnisse war hier weder eine Grundwasserabsenkung noch ein Druckluftvortrieb möglich.

Die aus beiden Schildvortrieben gewonnenen Erfahrungen werden für den weiteren Tunnelbau von Interesse sein.

6 Literaturhinweise

Baumann, T., Sulke, B.M. Trysna, T. (1985): Einsatz von Messung und Rechnung bei Spritzbetonbauweisen im Lockergestein. Bautechnik Heft 10, 1985

Distelmeier, H. (1983): Spritzbeton im Tunnelbau, Herstellung unter Druckluftbedingungen. Deutscher Betontag 1983 in Berlin.

Gebhardt, P. (1986): Praktische Erfahrungen und Bedeutung der geotechnischen Bauhilfsmaßnahmen beim Münchner U-Bahn-Bau. Felsbau 4, Nr.22 (Geomechanik Kolloquium Salzburg 1985)

Gönner, D., Distelmeier, H., Rosenbruch, M. et al. (1986): Die sichere Anwendung der Spritzbetonbauweise unter Druckluft. Sonderdruck der Tiefbau-Berufsgenossenschaft (TBG), München

Hochmuth, W., Krischke, A., Weber, J. (1987): Subway Construction in Munich, Developments in Tunneling with Shotcrete Support. Rock Mechanics and Rock Engineering 20

Kovári, K., Amstad, Ch. (1987): Der Setzungsmechanismus und seine Kontrolle im städtischen Tunnelbau. Forschung + Praxis Nr.32 (STUVA - Tagung 1987)

Kramer, J., Semprich, S. (1988): Erfahrungen über den Druckluftverbrauch bei der Spritzbetonbauweise. Taschenbuch für den Tunnelbau 1989, Verlag Glückauf, Essen

Lessmann, H., Gstir,J., Jelinek, M. (1986) Subway Tunneling in Munich using Shotcrete with Compressed Air. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.2

Schreyer, J. (1985): Grundlagen für die Anwendung von Spritzbeton unter Druckluft. Taschenbuch für den Tunnelbau 1986, Verlag Glückauf, Essen

Soos, P.v. (1966): Baugrund und Gründungsprobleme in München. Baugrundtagung 1966 in München

Weber, J. (1983): Erfahrungen mit Druckluftvortrieben in Spritzbetonbauweise beim Münchner U-Bahn-Bau. Forschung + Praxis Nr.29 (STUVA - Tagung 1983)

Baugrubenumschließungen in München
- Ein Rückblick -

Hans Walter Koreck, Helmut Ostermayer

1 Einführung

Nach den großflächigen Aufräumarbeiten der von Bomben zerstörten Stadt in den Jahren nach dem Zweiten Weltkrieg begann in den 50er Jahren die Stadterneuerung. Bedingt durch den zunehmenden Verkehr und den Flächenbedarf einerseits und die zumindest im innerstädtischen Bereich strengen Auflagen an die Bebauungshöhe andererseits entwickelte sich die Bebauung in den Untergrund. Anfangs war eine eingeschossige Unterkellerung der Regelfall, die Baugrubensohlen wanderten aber schnell auf Tiefen von 7 m bis zu ca. 15 m unter Gelände. Diese Tiefenlage ist auch heute bei größeren Bauvorhaben noch der Regelfall, aber in den 80er Jahren war, bedingt durch weiter steigenden Platzbedarf und hohe Grundstückspreise, bei einigen Projekten ein weiterer sprungartiger Anstieg der Baugrubentiefen auf 25 m und tiefer die Folge. Besonders in dem eng bebauten Innenstadtbereich waren die großen und tiefen Baugruben eine Herausforderung an den Grundbauer, zumal nicht auf Erfahrungen zurückgegriffen werden konnte und ein langsames Herantasten an die großen Tiefen nicht möglich war.

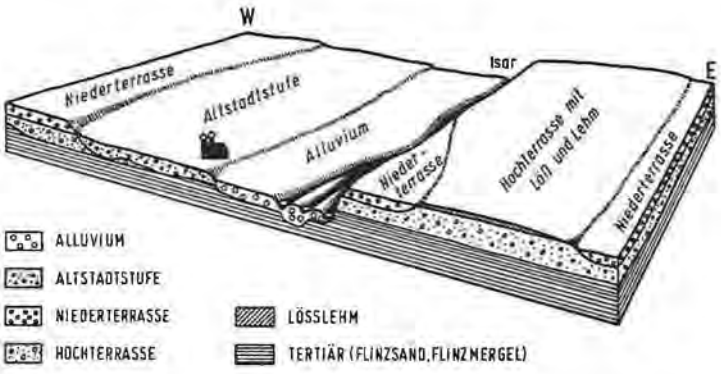


Bild 1: Geologisches Blockbild: West-Ost-Profil durch das Stadtgebiet von München zwischen Theresienhöhe und Berg am Laim (nach MÜNICHSDORFER 1922)

Im Münchner Stadtgebiet haben die Kulturschichten und die Bebauungsreste in der Regel eine Mächtigkeit von 2 bis 3 m, aber sie können örtlich, besonders im Bereich der ehemaligen Brauereien, auch bis in Tiefen von 10 m auftreten. Darunter folgen quartäre Kiesablagerungen und unter diesen sehr mächtige tertiäre Sande und Tone mit örtlich eingelagerten Verfestigungen. Die Schichten über dem Tertiär weisen je nach Stadtgebiet unterschiedliche Mächtigkeiten zwischen ca. 3 und 20 m auf. Anzumerken ist hierzu, daß die tertiäre Oberfläche aufgrund ihrer geologischen Entstehung sehr stark profiliert sein kann und sogar innerhalb eines Bauvorhabens Höhenunterschiede von mehreren Metern insbesondere als Erosionsrinnen nicht selten sind.

Das quartäre Grundwasser fließt in der Regel in den stark durchlässigen quartären Kiesen mit sehr unterschiedlichen Tiefen etwa zwischen 3 und 20 m unter OK Gelände. Die Schwankungen bis zu 5 m sind sehr hoch. Auch die tertiären Sande führen in mehreren Stockwerken Grundwasser mit Druckhöhen bis zum Quartärwasserspiegel, wobei jedoch mit zunehmender Tiefe die Druckhöhe abnimmt.

Ein Rückblick zeigt, daß die ersten tiefen Baugruben, zu denen auch die des Bayerischen Rundfunks an der Marsstraße im Jahre 1958 mit einer Größe von 60 auf 60 m und einer 12,5 m tiefen Baugrubensohle gehörte, mit Großbohrpfählen (Herstellung mit Benotogerät) umschlossen wurden. Gefolgt von bis zu 25m tiefen Schlitzwänden bei dem in den Jahren 1967 bis 1970 in Deckelbauweise über einer Grundfläche von 23.000 m² hergestellten Stachusbauwerk, wobei anfangs das Ziehen der langen Fugenrohre erhebliche Schwierigkeiten bereitete. Eine starre Führung des Schlitzgreifers bei der Straßenbahnunterführung Belgrad-/Petuelstraße im Jahre 1961 brachte damals noch nicht den gewünschten Erfolg und wurde bald wieder aufgegeben. Eine Schlitzwandfräse wurde erstmals im Jahre 1980 beim ADAC und 1988 bei der Paulaner-Brauerei bis 25 m Tiefe eingesetzt. Eine neue Ära brach für die Spundwände in München mit der Entwicklung von starken Rüttlern an. Mit Hilfe von Rammen konnten die Spundbohlen nicht bis in die sehr dichtgelagerten tertiären Sande und festen und verfestigten Tone eingebracht bzw. anschließend nicht wieder gezogen werden, so daß dieses Verfahren lange Zeit nicht mehr praktiziert wurde. Die erste 16 m tiefe Spundwand wurde im sog. Rüttelspülverfahren beim Bauvorhaben Elisenhof am Hauptbahnhof in München im Jahre 1981 mit Erfolg eingerüttelt. Nachdem das Jet-Grouting-Verfahren (Düsenstrahlverfahren) ausgereift war, wurde auch dieses Verfahren nicht nur für lokale Unterfangungen, sondern für die Umschließung ganzer Baugruben - wie z.B. in der Barerstraße 1 (1989) oder beim Karlsplatz 11+12 (1991) - eingesetzt.

Die Horizontallasten aus Erd- und Wasserdruck sowie aus den Gebäudeauflasten werden in der Regel durch mehrfach nachverpreßbare Anker in den Baugrund abgeleitet.

Die auf vielen Baustellen gemessenen Horizontalverschiebungen liegen in einer Größenordnung von 0,5 bis 1,0 mm je Meter Baugrubentiefe. Die Verschiebungen können durch eine möglichst steife Baugrubenwand und durch eine Verlängerung der Anker über die statisch erforderliche Länge hinaus oder aber durch eine Kern- oder Deckelbauweise mit innerer Aussteifung minimiert werden.

Bei tiefen Baugruben ist die Sohlhebung besonders zu beachten.

Trotz der in der Regel als gut zu bezeichnenden Baugrundverhältnisse muß sich die Art und Ausbildung der Baugrubenumschließung den unterschiedlichen örtlichen Gegebenheiten und geologischen und hydrologischen Verhältnissen anpassen. Nachfolgend soll an einigen Baugrubenumschließungen in München die Variationsbreite aufgezeigt und auch auf Besonderheiten während der Ausführung hingewiesen werden, wobei es schwer fällt, aus der Vielzahl der Projekte nur wenige auszuwählen und sehr kurz darzustellen.

Bild 2: Die etwa 25 m tiefe Baugrube an der Leopoldstraße in München

2 Offener Verbau

In den Stadtgebieten, wo der Grundwasserspiegel tief ansteht und dort, wo keine Nachbargebäude oder wichtigen Ver- und Entsorgungsleitungen zu sichern sind, kann ein sogenannter offener oder verschieblicher Verbau zur Sicherung der Baugruben zur Ausführung kommen. Während früher praktisch nur Bohlträgerwände angewendet wurden, wird heute eine Vielfalt von Verbaumöglichkeiten selbst auf ein und derselben Baustelle praktiziert, d.h. die Firmen passen sich variabel an die Verhältnisse an, um möglichst kostengünstig zu arbeiten.

Ein typisches Beispiel hierfür ist die im Jahre 1993/94 hergestellte Baugrube für die Wohnanlage an der **Inneren Wiener Straße** mit einer Länge von etwa 210 m und einer mittleren Breite von ca. 70 m. Die Bebauung erfolgt in den unteren drei Ebenen großflächig mit Tiefgaragen bis etwa 11 m unter OK Gelände und darüber sind mehrgeschossige Wohneinheiten vorgesehen.

An der Nordseite zu den Maximiliansanlagen wurde teilweise ein Trägerverbau mit Holzbohlenausfachung (Schnitt 12) und teilweise eine aufgelöste Pfahlwand mit ausgespritztem Stützgewölbe (Schnitt 15) ausgeführt. An der Inneren Wiener Straße wurden die teilweise vorhandenen tiefen Außenwände als Verbau verwendet und nur durch vorgestellte Träger ohne weitere Ausfachung gesichert (Schnitt 1) in den von einer Bebauung freien Bereichen an dieser Seite wurde ebenfalls ein Bohlträgerverbau ausgeführt.

Die Horizontallasten wurden in allen Bereichen in der Regel durch zwei Lagen vorgespannter Verpreßanker für vorübergehende Zwecke aufgenommen. Um eine Grundwasserabsenkung zu vermeiden, wurde zur Abdichtung im unteren Baugrubenbereich den geologischen Verhältnissen angepaßt ein Dichtschirm im Jet-Grouting-Verfahren hergestellt.

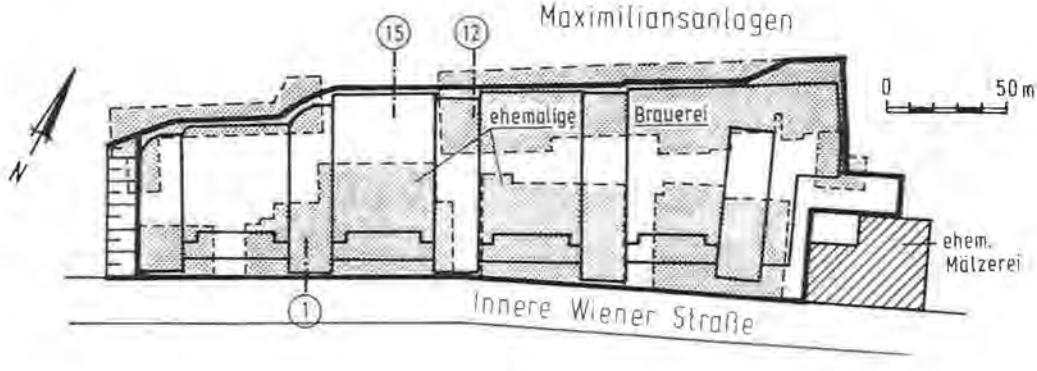
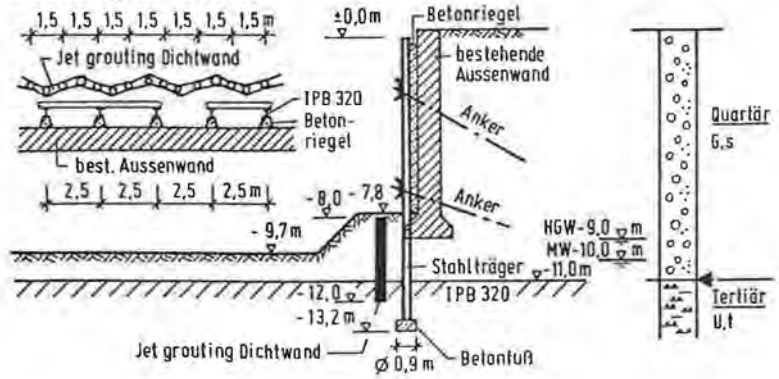
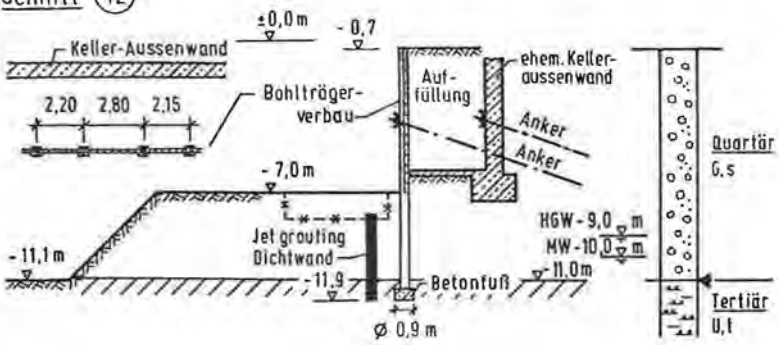


Bild 3: Lageplan Wohnanlage Innere Wiener Straße

Schnitt (1)



Schnitt (12)



Schnitt (15)

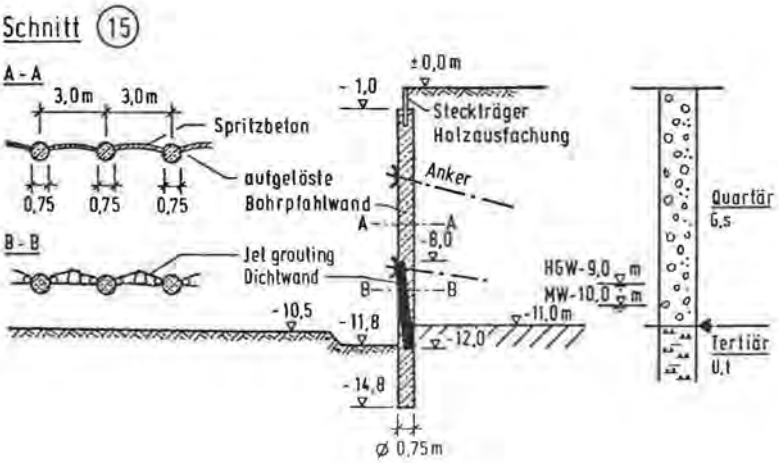


Bild 4: Schnitte der Baugrubenumschließung Innere Wiener Straße

3 Geschlossener Verbau

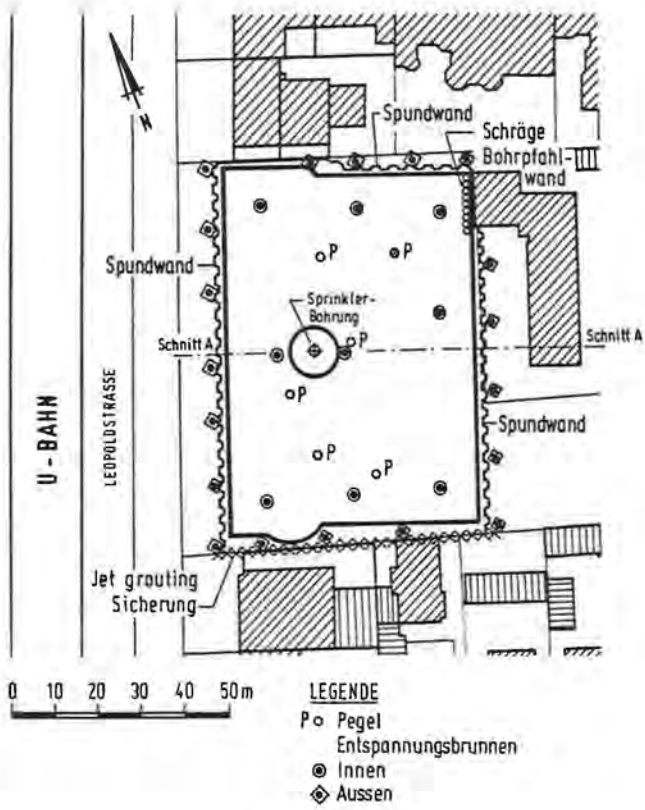
3.1 Bohrpfahlwände

In den Bereichen, wo eine nahe Bebauung vorhanden ist und/oder wo der Grundwasserspiegel über der Baugrubensohle steht, was im Münchner Stadtgebiet der Regelfall ist, muß ein geschlossener und auch sogenannter unverschieblicher Verbau ausgeführt werden. Neben Spund- und Schlitzwänden kommt insbesondere bei Baugruben mit großen Tiefen eine Umschließung mit Großbohrpfählen in Frage.

Beispielhaft hierfür ist eine in der Zeit von 1990 bis 1992 ausgeführte **Baugrube an der Leopoldstraße** mit maximalen Grundrißabmessungen von ca. 80 auf 60 m für ein Bauwerk mit 4 bis 6 Untergeschossen und mit bis zu 5 Obergeschossen inmitten einer hohen Nachbarbebauung. Die Baugrubensohle lag ca. 25 m unter der bestehenden Geländeoberfläche und die Sohle des Sprinklerbeckens reichte noch 6,5 m tiefer.

Die Umschließung der tiefen Baugrube erfolgte im obersten Bereich bis 6,5 m Tiefe aus wasserrechtlichen Gründen mit einer Spundwand, darunter wurde eine Bohrpfahlwand mit überschnittenen Bohrpfählen (Durchmesser 120 cm) ausgeführt, wobei ab einer Tiefe von ca. 1 m unterhalb der Baugrubensohle wegen der dort durchgängig anstehenden bindigen Böden die Pfahlwand aufgelöst und nur jeder zweite Pfahl tiefer geführt wurde. In den Bereichen der südlichen Nachbarbebauung erfolgte die Sicherung durch eine Unterfangung im Jet-Grouting-Verfahren und an der NO-Seite in einem Teilbereich durch eine schräge Pfahlwand bis zur Geländeoberfläche. Bei den großen Pfahllängen sind selbst bei geringen Lotabweichungen Undichtigkeiten nicht immer zu vermeiden, was besonders in den gleichkörnigen tertiären Sanden bei einer nachträglichen Abdichtung zu Schwierigkeiten führen kann. Die innere Sprinklerbaugrube wurde ebenfalls durch Bohrpfähle gesichert.

Um die Horizontallasten zu reduzieren, wurde die obere tertiäre Sandschicht durch außerhalb der Baugrube angeordnete und im Quartärbereich abgedichtete Brunnen bis auf einen rechnerischen Restwasserdruck von 50 kN/m² entspannt. Unterhalb der Baugrubensohle wurden die tertiären Schichten zur Vermeidung eines Sohlaufbruches während der Bauzeit entspannt. Die Aufnahme der Horizontallasten erfolgte durch 5 Lagen vorgespannter Verpreßanker mit Maximallängen von 38 m und Ankerlasten zwischen 400 und 1200 kN. Über die Meßergebnisse wird im Beitrag Fröhlich/Mager berichtet.



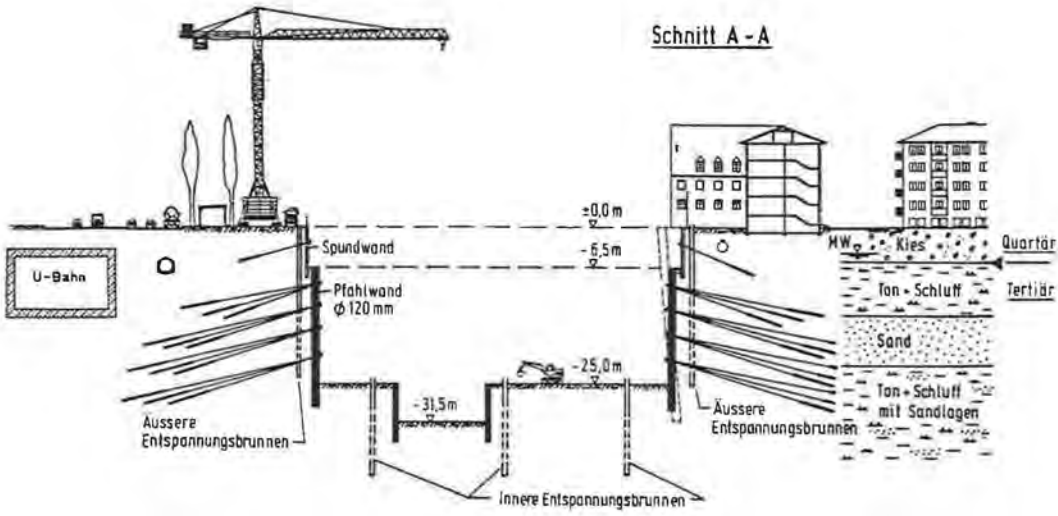


Bild 5: Lageplan und Schnitt Baugrube Leopoldstraße

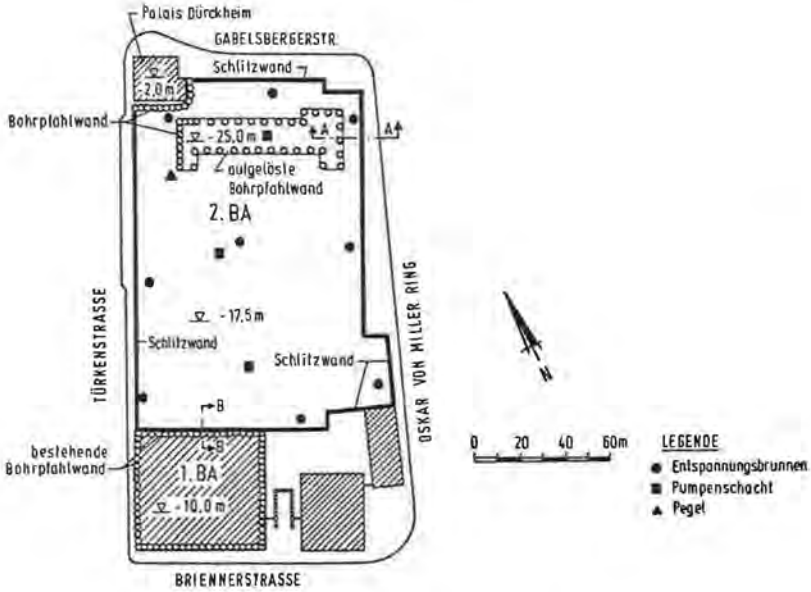
3.2 Schlitzwände

Als geschlossene Baugrubenwände kamen in München auch an mehreren Großbaustellen bereits sehr früh, z.B. im Jahr 1967/70 beim Stachusbauwerk oder beim Hauptbahnhof für große und tiefe Baugruben Schlitzwände zur Ausführung. Die Schlitzwanddicken liegen in der Regel bei 60 cm, jedoch wurden auch schon weniger tiefe Wände mit nur 40 cm Dicke (Oberfinanzdirektion an der Barerstraße) hergestellt.

Während die ca. 4.000 m² große Baugrube für den I. Bauabschnitt der Landesbank 1961 mit einer überschnittenen Bohrpfahlwand umschlossen wurde, ist die ca. 16.500 m² große Baugrube der Erweiterung auf einem Ruinengrundstück am **Oskar-von-Miller-Ring** im Jahre 1977/78 durch eine Schlitzwand gesichert worden. Besondere Probleme verursachte die Sicherung des bestehenden Bankgebäudes (Schnitt B-B) und des in die Baugrube einspringenden und nur einfach unterkellerten Palais Dürkheim, auf die hier jedoch nicht näher eingegangen werden soll. Die Bebauung erfolgte mit 4 Unter- und bis zu 6 Obergeschossen, wobei die Baugrubensohle der Hauptbaugrube etwa 17,5 m unter OK Gelände lag, während die Sohle der ca. 1000 m² großen Baugrube in der Baugrube bis in eine Tiefe von 25 m reichte (Schnitt A-A).

Wegen der beim Schlitzen zu erwartenden Schwierigkeiten in der Auffüllung und wegen der ehemaligen Bebauung wurde der obere Bereich dort, wo keine Anschlußbebauung vorhanden war, durch einen mit Holzbohlen ausgefachten Trägerverbau bis zu einer Tiefe von 5,8 m gesichert. Dieses Niveau lag etwa 0,5 m über dem höchsten Grundwasserspiegel. Darunter wurde bis 20 m Tiefe eine Schlitzwand angeordnet. Für die gewählte Lamellenlänge von 4,5 m wurde die Standsicherheit des offenen Schlitzes durch Großversuche überprüft. Für den 25 m tiefen Teil der Baugrube kam wegen der hier anstehenden festen Tonmergel eine aufgelöste Bohrpfahlwand mit ausgespritzten Feldern zum Schutz gegen Herausfallen des Erdreiches zur Ausführung. Die Horizontallasten der Hauptbaugrube wurden durch drei Lagen Verpreßanker mit zulässigen Belastungen bis zu 1100 kN aufgenommen. In der Tiefbaugrube wurden eine bzw. zwei weitere Ankerlagen eingebaut. Auch auf dieser Baustelle wurden die Arbeiten durch ein umfangreiches Meßprogramm begleitet.

Als Besonderheit dieser Baustelle sei nicht verschwiegen, daß bei der Schlitzwandherstellung in Rollkieslagen teilweise ein großer Betonverbrauch auftrat, der zu erheblichen Überprofilen führte, die mühsam abgearbeitet werden mußten. Außerdem hatte das tiefe Eindringen der Suspension in Rollkieslagen zur Folge, daß das verschmutzte Aushubmaterial nicht wiederverwendet werden konnte.



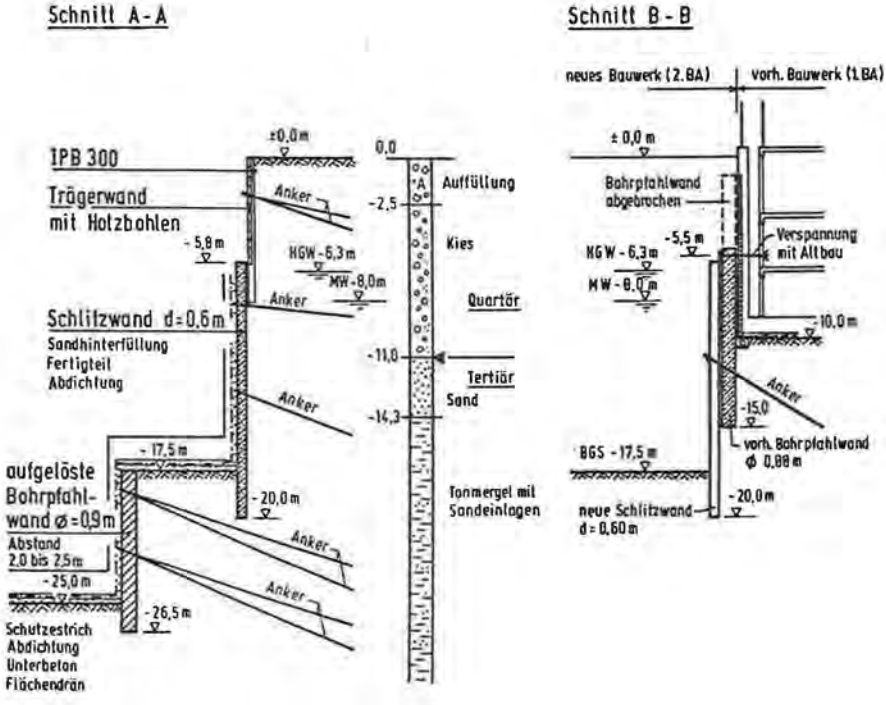


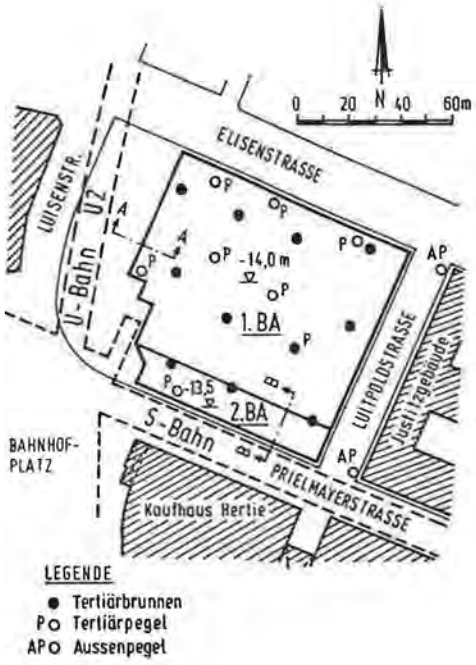
Bild 6: Lageplan und Schnitte Baugrube Oskar-von-Miller-Ring

3.3 Spundwände

Relativ spät kamen im Münchner Stadtgebiet auch für größere und insbesondere tiefe Baugruben im Rüttelspülverfahren eingebrachte Spundbohlen als Umschließung zum Einsatz. In besonders festen oder verfestigten Böden mußten jedoch unter Umständen Hilfsmaßnahmen wie z.B. Lockerungsbohrungen oder sogar Kiesaustauschbohrungen durchgeführt werden, um die Spundbohlen sicher und mit geringen Emissionen einbringen und wieder gewinnen zu können. Häufig kamen Spundwände für eine wasserdichte Baugrube auch dort zur Ausführung, wo das undurchlässige Tertiär erst in großen Tiefen und der Grundwasserspiegel über der Baugrubensohle ansteht, wie z.B. bei der Baugrube für die Unterführung der DB unter dem Rangierbahnhof im Münchner Norden oder für die DAS-Baugrube in Perlach. In beiden Fällen wurden die Spundbohlen bei Baugrubensohlen in 8 bzw. 10 m Tiefe bis in eine Tiefe von 20 m eingerüttelt.

Die Baugrube für das Bauvorhaben **Elisenhof am Hauptbahnhof** wurde im Jahr 1981 über einer Grundfläche von 90 auf 90 m mit einer Tiefe von 14 m erstellt. Vorversuche hatten ergeben, daß die Emissionen insbesondere für die in der Nähe gelegenen Gerichtsverwaltung in einer zuträglichen Größe gehalten werden konnten. Die Versuche hatten aber auch ergeben, daß unterhalb einer Tiefe von 16 m in den dort anstehenden festen Mergeln sehr lange Rüttelzeiten erforderlich waren. Die Umschließung mußte aber zur Abdichtung für eine permanente Wasserhaltung ohne auftriebssichere Bauwerkssohle unbedingt bis zu einer Tiefe von 21,5 m geführt werden. Zur Ergänzung der Spundwand wurde daher vor dem Fuß zur Abdichtung eine kurze Pfahlwand mit 900 mm Durchmesser eingebaut. Die Horizontallasten wurden durch drei Lagen Anker aufgenommen. Die Sohle wurde gegen Sohlaufbruch entspannt.

Ein besonderes Problem war an der Seite zur Prielmayerstraße wegen der hier verlaufenden S-Bahn-Trasse zu lösen. Weil hier keine Verankerung möglich war, verblieb an dieser Seite daher vorübergehend eine Stützberme mit liegendem Verbau. Durch eine Stahlträgerabstützung zwischen der Spundwand und den im 1. Bauabschnitt fertiggestellten Baukörper wurde diese Berme ersetzt. Mit der Errichtung des Baukörpers in diesem Bereich des 2. Bauabschnittes konnte die Abstützung zurückgebaut werden. Die Wandverschiebungen wurden besonders an dieser Baugrubenseite streng kontrolliert. Die Verschiebungen waren jedoch so gering, daß zusätzliche Maßnahmen zur Verhinderung von Schäden an der S-Bahn-Abdichtung nicht erforderlich waren.



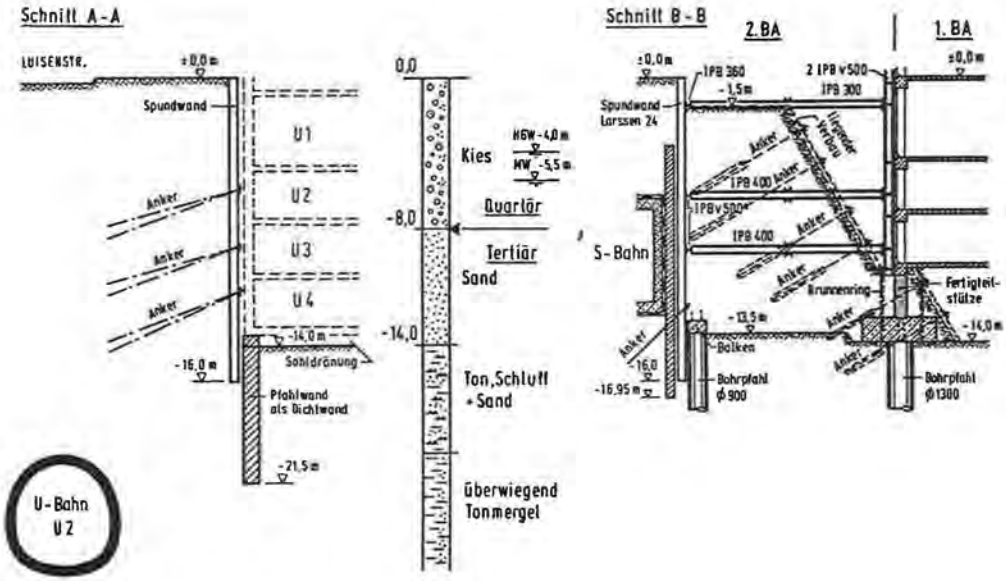


Bild 7: Lageplan und Schnitte Baugrube Elisenhof

3.4 Jet-Grouting-Wände

Im Jet-Grouting-Verfahren (Düsenstrahlverfahren) werden Baugrubenwände wegen der relativ hohen Kosten gegenüber den klassischen Verfahren in der Regel nur unter besonderen Bedingungen hergestellt. Dies kann bei der Bebauung einer schmalen Baulücke der Fall sein, wo kein zusätzlicher Platz durch eine vorgestellte Wand verloren werden soll, wie z.B. beim Bauvorhaben Barerstraße 1 oder dort, wo nur eine geringe Höhe unterhalb bestehender Wände zu sichern ist, wie beim Bauvorhaben Karlsplatz 11/12.

Das Bauvorhaben **Barerstraße 1** hatte eine Breite von nur 15 m und eine Länge von 36 m. Die Baugrubensohle kam aber bei einer dreigeschossigen Unterkellerung 10,1 m unter OK Gelände zu liegen. Mit Rücksicht darauf, daß bis in eine Tiefe von ca. 13 m durchlässige quartäre Kiese und fließgefährdete tertiäre Sande und erst darunter die weniger durchlässigen tertiären Mergel anstehen, mußten die Baugrubenwände zur Abdichtung bis in diese Tiefe hinuntergeführt werden. Die Jet-Grouting-Körper wurden teilweise von der Geländeoberfläche und teilweise von einem bestehenden Keller aus ausgeführt. Um die statisch geforderte Mindestdicke des Wandkörpers zu erzielen, wurden die einzelnen Säulen fächerförmig angeordnet, wobei zwischen 6 und 10 Säulen innerhalb eines Querschnitts mit äußerster Präzision auszuführen waren. Als Besonderheit mußte in einem Teilbereich eine bis in eine Tiefe von 11 m reichende vorhandene Schlitzwand unterfahren werden. Hierzu waren drei Säulenreihen erforderlich. Die Horizontallasten wurden durch eine obere innere Abstützung und Verpreßanker aufgenommen.

Bei dem **Bauvorhaben Karlsplatz 11/12** war u.a. die denkmalgeschützte Fassade zu erhalten und der Neubau sollte mit einem zusätzlichen Untergeschoß gebaut werden. Die bestehende Fassade und alle angrenzenden Gebäude sowie der Stadtbach wurden daher im Jet-Grouting-Verfahren unterfangen. Soweit die Horizontallasten nicht durch Verpreßanker in den Untergrund abgeleitet werden konnten, mußten sie mit Rücksicht auf vorhandene Ver- und Entsorgungsanlagen sowie das nahe Stachusbauwerk durch eine fünfreihige Bodenvernagelung aufgenommen werden. Die gemessenen Vertikalverschiebungen der Umschließung lagen zwischen 2 mm Hebung und 7 mm Setzung und die maximale Horizontalverschiebung in Richtung Baugrube lag bei 4 mm.

Probleme beim Jet-Grouting-Verfahren sind besonders dann zu erwarten, wenn die einzelnen Säulen in den stark fließempfindlichen gleichkörnigen tertiären Sanden unter Grundwasser keine ausreichende Überschneidung aufweisen, so daß es schnell zu rückschreitenden Erosionen und Wassereinbrüchen kommt.

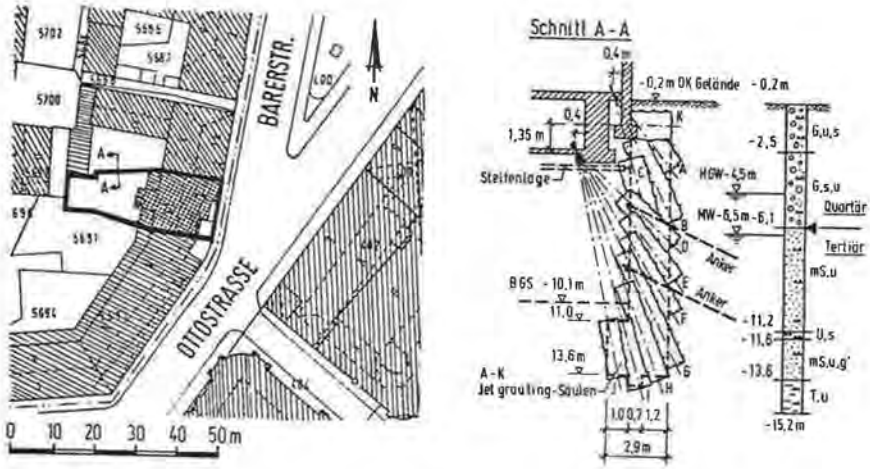


Bild 8: Lageplan und Schnitt Baugrube Barerstraße 1

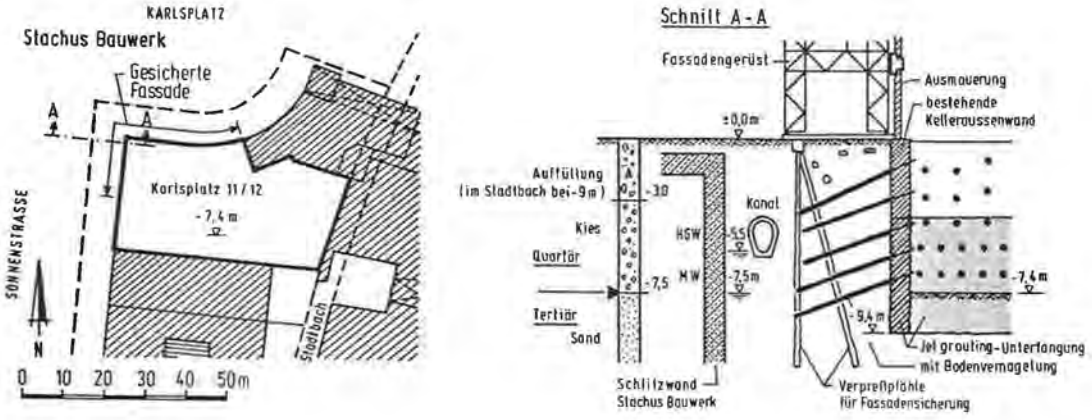


Bild 9: Lageplan und Schnitt Baugrube Karlsplatz 11/12

4 Schlußbemerkung

Die aufgezeigten Beispiele können nicht die ganze Palette der vielfältigen in München praktizierten Baugrubenumschließungen abdecken. So wurde beispielsweise nicht näher auf hohe "unverschiebliche" ausgespritzte Trägerwände, auf in suspensionsgestützte Schlitze eingestellte Spundwände oder auf geböschte und durch Schmalwände abgedichtete Baugruben eingegangen. Fast auf allen größeren Baustellen kommt es zu Kombinationen verschiedener Umschließungen.

Dieser Beitrag zeigt, daß es in München keinen Standard-Verbau gibt und für jede Baugrube neue Variationen ausgearbeitet werden müssen. Dies betrifft nicht nur die Umschließungen, sondern ebenso die Wasserhaltung und die Aufnahme der Horizontallasten. Wichtig erscheint jedoch bei allen großen und tiefen Baugruben, die Verschiebungen durch ein umfangreiches Meßprogramm zu erfassen, damit für die Zukunft tiefe Baugruben sicher und wirtschaftlich bemessen und ausgeführt werden können.

5 Literaturzusammenstellung

Floss, R., Gruber, N.: Bau des neuen Flughafens München. Baugrundtagung Dresden 1992

Fröhlich, H., Mager, W.:Meßtechnische Überwachung bei der Herstellung tiefer Baugruben im innerstädtischen Bereich. Int. Symp. St. Petersburg, 1992

Fuchs, F., Hudelmaier, K., Koreck, H.W.: Die erste Spundwand in der Münchner Innenstadt. Die Bautechnik, H.3, 1984

Gruber, N., Koreck, H.W.: Das Bauvorhaben der Hypobank in München. Proc. Europ. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1976

Hudelmaier, K., Koreck, H.W., Martens, K.W.: Die tiefe Baugrube der Bayer. Landesbank in München. Die Bautechnik H.9, 1979

Kirchknopf, A.: Die Baugrubenumschließung für den Bau des neuen Funkhauses in München. Beton- und Stahlbetonbau 54, 1959, H. 11.

Koreck, H.W.: Baugruben und Bauwerke ohne Abdichtung im Grundwasser. Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau H. 1, 1979

Qualitätskontrolle bei Entwurf und Ausführung von Baugruben im innerstädtischen Bereich durch eine baubegleitende meßtechnische Überwachung

Hans Fröhlich, Wulfdietrich Mager

1 Überblick

Die Herstellung von Baugruben im innerstädtischen Bereich gehört zu den täglichen Aufgaben im Spezialtiefbau. Die vorhandenen und ständig weiterentwickelten Bauverfahren erlauben die Ausführung von Baugruben mit großen Tiefen sowie bei schwierigen Baugrundverhältnissen und komplizierten Randbedingungen. Die üblichen Berechnungsverfahren für den Entwurf von Baugrubensicherungen basieren hauptsächlich auf dem Nachweis ausreichender Standsicherheit. Zwar weiß man, daß über größere Sicherheitsbeiwerte die bei der Herstellung auftretenden Verformungen grundsätzlich verringert werden können [1], über die tatsächliche Größe der zu erwartenden Verformungen können aber kaum exakte Angaben gemacht werden. Da gerade im innerstädtischen Bereich mit meist schützenswertem Bestand in der unmittelbaren Umgebung einer Baugrube Verformungen kontrolliert werden müssen, empfiehlt es sich, dort, wo keine Erfahrungen über die wahrscheinlich eintretenden Verformungen existieren, eine Qualitätskontrolle für den Entwurf und die Ausführung mit Hilfe einer baubegleitenden meßtechnischen Überwachungen vorzunehmen. Hierfür stehen spezielle Meßmethoden und Meßinstrumente zur Verfügung.

2 Einleitung

Die meßtechnische Überwachung von schwierigen Baumaßnahmen im Bereich der Geotechnik ist nicht zuletzt wegen der vielen dabei gewonnenen positiven Erfahrungen zum Stand der Technik geworden. Das Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München beschäftigt sich seit geraumer Zeit mit diesem Aufgabengebiet. Die Dienstleistungen des Prüfamtes umfassen neben der Beratung bei Ausschreibung und Vergabe sowie der Interpretation, Dokumentation und Beurteilung der Meßergebnisse vor allem auch die komplette Durchführung der Messungen. Hierdurch ist es für Bauherren möglich, die gesamten Überwachungsmaßnahmen von einer unabhängigen Stelle mit größtmöglicher Überparteilichkeit durchführen zu lassen.

Die meßtechnische Überwachung hat ihre Berechtigung im Grundbau besonders dadurch erworben, als es nahezu unmöglich ist, die mit einer geotechnischen Baumaßnahme einhergehenden Verformungen nicht nur abzuschätzen, sondern zutreffend vorauszuberechnen. Der Grund hierfür liegt zum einen in der Heterogenität des Baugrunds mit seinem noch dazu nicht ganz einfachen Kraft-Verformungs-Verhalten, zum anderen sind die zur Verfügung stehenden und praktikablen Berechnungsmodelle und Berechnungsverfahren oft nur unzureichend geeignet, Verformungen relativ exakt zu ermitteln. Dies gilt im Besonderen für Baugruben, die verhältnismäßig große Tiefen aufweisen oder die bei schwierigen Baugrundverhältnissen zu erstellen sind. Gerade dann, wenn im innerstädtischen Bereich mit setzungsempfindlicher Nachbarbebauung die Größe der auftretenden Verformungen von entscheidender Bedeutung ist, ist eine meßtechnische Überwachung als unverzichtbar zu erachten.

Nachfolgend wird nach einer kurzen Vorstellung von am Prüfamt u.a. eingesetzten Meßsystemen und ihrer Anwendung in kurzer Zusammenfassung über einige Meßergebnisse von zwei interessanten Baugruben berichtet, deren Herstellung in jüngster Vergangenheit vom Prüfamt meßtechnisch überwacht wurde. Dabei handelt es sich zum einen um eine ca. 25 m tiefe Baugrube in der Münchener Innenstadt an der Leopoldstraße und zum anderen um eine lediglich ca. 7.3 m tiefe Baugrube für die Seearkaden in Starnberg am Starnberger See, wo der Baugrund allerdings wie an manchen anderen voralpinen Seen aus sehr verformungswilligem Seeton besteht.

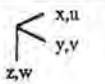
3 Meßsysteme und ihre Anwendung

Die am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München für Verformungsmessungen eingesetzten Meßsysteme sind mit ihren Anwendungen in Tabelle 1 zusammengestellt. Im Bild 1 sind Prinzipskizzen über den Aufbau und die Funktionsweise der wichtigsten Sondentypen dargestellt. Bei den Messungen werden gewöhnlich Sonden mit einer Meßbasislänge von 1.0 m verwendet, d.h. der Abstand zweier benachbarter Meßpunkte innerhalb des Spezialmeßrohres beträgt 1.0 m. Die Gleitmikrometer-Messungen haben die früher häufig angewandten Extensometer-Messungen weitgehend abgelöst. Der Vorteil gegenüber einer Extensometer-Messung besteht darin, daß die Längenänderungen nicht nur zwischen dem Anfangs- und Endpunkt einer Meßstrecke, sondern entlang der gesamten Meßrohrlänge abschnittsweise meßbar sind. Damit besteht die Möglichkeit der Lokalisierung der Zonen innerhalb der Meßstrecke, in welchen die Verformungen hauptsächlich entstehen.

Kürzel	Meß-System	Meßgerät	Meßbare Größen	Meßbereich	Meß-empfind-lichkeit	Meß-genauig-keit	Hersteller
VN	Vertikale Neigungs-Messung	Inklinometersonde in vertikal angeordnetem Spezialmeßrohr	Horizontale Verschiebungen *u/v* orthogonal zur Meßrohrachse	maximal +/- 30° Abweichung von der Vertikalen	0.1 mm	0.1 mm/m	Glötzl GmbH, Gesellschaft für Baumeßtechnik, Karlsruhe
HN	Horizontale Neigungs-Messung	Inklinometersonde in horizontal angeordnetem Spezialmeßrohr	Vertikale Verschiebung *w* orthogonal zur Meßrohrachse (Setzungen / Hebungen)	maximal +/- 30° Abweichung von der Horizontalen	0.1mm	0.1 mm/m	Glötzl GmbH, Gesellschaft für Baumeßtechnik, Karlsruhe
VG	Vertikale Gleitmikrometer-Messung	Gleitmikrometersonde in vertikal angeordnetem Spezialmeßrohr	Vertikale Stauchung und Dehnung *w´* entlang der Meßrohrachse (Setzungen / Hebungen)	maximal +/- 5 mm/m axiale Verschiebung	0.001 mm	0.003 mm/m	Solexperts AG, Zürich (Entwicklung: ETH Zürich) (Vertrieb in Deutschland: Glötzl GmbH, Karlsruhe)
VG	Vertikale Gleitmikrometer-Messung	"Softgroundsonde" in vertikal angeordnetem Spezialmeßrohr	Vertikale Stauchung und Dehnung *w´* entlang der Meßrohrachse (Setzungen / Hebungen)	maximal +/- 50 mm/m axiale Verschiebung	0.01 mm	0.03 mm/m	Solexperts AG, Zürich (Entwicklung: ETH Zürich) (Vertrieb in Deutschland: Glötzl GmbH, Karlsruhe)
VG	Vertikale Gleitdeformeter-Messung	Gleitdeformetersonde in vertikal angeordnetem Spezialmeßrohr	Vertikale Stauchung und Dehnung *w´* entlang der Meßrohrachse (Setzungen / Hebungen)	maximal +/- 15 mm/m axiale Verschiebung	0.01 mm	0.02 mm/m	Solexperts AG, Zürich (Entwicklung: ETH Zürich) (Vertrieb in Deutschland: Glötzl GmbH, Karlsruhe)
HG	Horizontale Gleitmikrometer-Messung	Gleitmikrometersonde in horizontal angeordnetem Spezialmeßrohr	Horizontale Stauchung und Dehnung *u´* entlang der Meßrohrachse	maximal +/- 5 mm/m axiale Verschiebung	0.001 mm	0.003 mm/m	Solexperts AG, Zürich (Entwicklung: ETH Zürich) (Vertrieb in Deutschland: Glötzl GmbH, Karlsruhe)
VNG	Vertikale Neigungs- und Gleitmikrometer-Messung	"TRIVEC" - Meßsonde in vertikal angeordnetem Spezialmeßrohr (**ein** Arbeitsschritt in **einem** Meßrohr)	Horizontale Verschiebungen *u/v* orthogonal zur Meßrohrachse sowie vertikale Stauchung und Dehnung *w´* entlang der Meßrohrachse	maximal +/- 14.5° Abweichung von der Vertikalen und maximal +/- 10 mm/m axiale Verschiebung	0.005 mm (Inklinometer) 0.001 mm (Gleitmikrom.)	0.05 mm/m (Inklinometer) 0.003 mm/m (Gleitmikrom.)	Solexperts AG, Zürich (Entwicklung: ETH Zürich) (Vertrieb in Deutschland: Glötzl GmbH, Karlsruhe)
HNG	Horizontale Neigungs- und Gleitmikrometer-Messung	Inklinometersonde und Gleitmikrometersonde in horizontal angeodnetem Spezialmeßrohr (**zwei** Arbeitsschritte in **einem** Meßrohr)	Vertikale Verschiebung *w* orthogonal zur Meßrohrachse (Setzungen / Hebungen) sowie horizontale Stauchung und Dehnung *u´* entlang der Meßrohrachse	maximal +/- 30° Abweichung von der Horizontalen und maximal +/- 5 mm/m axiale Verschiebung	0.1 mm (Inklinometer) 0.001 mm (Gleitmikrom.)	0.1 mm/m (Inklinometer) 0.003 mm/m (Gleitmikrom.)	Glötzl GmbH, Karlsruhe (Inklinometer) Solexperts AG, Zürich (Gleitmikrometer)

Tabelle 1: Übersicht über die eingesetzten Verformungsmeßsysteme

Koordinatensystem:



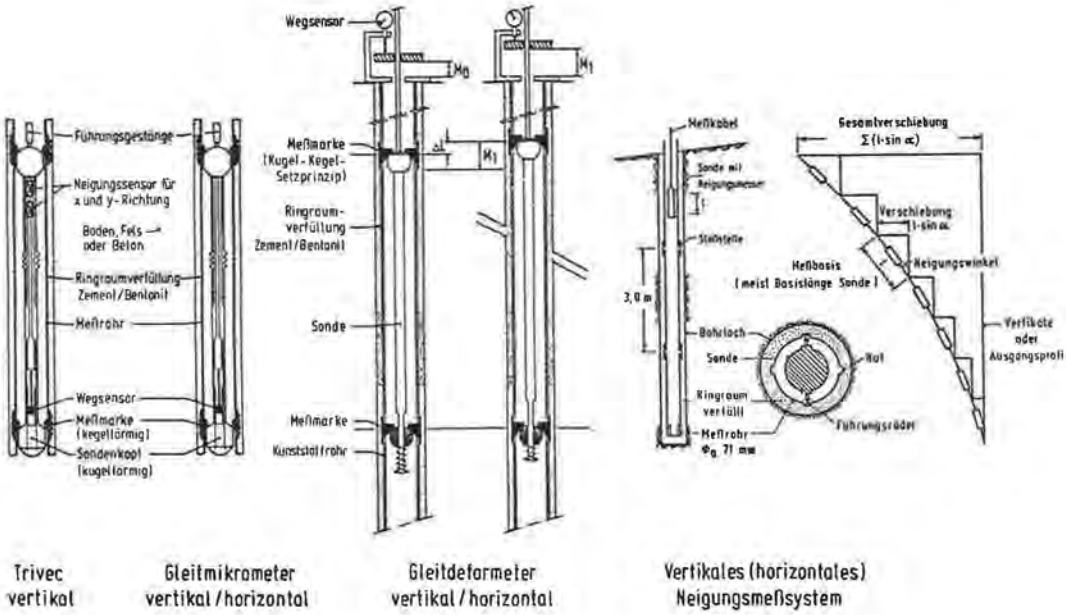


Bild 1: Schematischer Längsschnitt durch Bohrloch, Meßrohr und Sonden

Bei den in Tabelle 1 angegebenen Meßgenauigkeiten der Systeme handelt es sich um die Werte, die durch die Konstruktionsmerkmale der Sonde und des Spezialmeßrohres festgelegt sind. Die tatsächliche Güte der Meßergebnisse hängt in nicht unwesentlichem Maße von der Fachkundigkeit des Bedienungspersonals ab, das am Prüfamt in regelmäßigen Abständen im Umgang mit den Sonden geschult und kontrolliert wird. Außerdem werden die Sonden selbst einer ständigen Qualitätskontrolle hinsichtlich Ihrer Genauigkeit unterzogen.

Beim Einbau der Meßrohre in den Baugrund oder in die Baugrubenwand ist auf einen verformungsschlüssigen Verbund zwischen dem Meßrohr und dem umgebendem Medium zu achten, wobei durch den Verbundbaustoff selbst keine Beeinflussung der Verformungen erfolgen darf. Vom Prüfamt werden für die Verfüllung des Ringraumes zwischen dem Spezialmeßrohr und der Bohrung bzw. dem Leerrohr in Baugrubenwänden spezielle Ton-Zement-Suspensionen verwendet, deren Zusammensetzung jeweils auf die Eigenschaften des umgebenden Mediums abgestimmt ist. Das Verfüllmaterial ist in der Lage, den Verformungen hysteresefrei zu folgen.

Da bei den beschriebenen Meßsystemen grundsätzlich nur die Veränderung der Lage bzw. der Länge des Meßrohres bezüglich seines Ausgangszustandes gemessen werden kann, ist bei der

Festlegung der Meßrohrlängen und der Anordnung der Meßrohre der Anbindung der relativen Verformungslinie des Meßrohres an einen während der Baumaßnahme meßbaren oder gesicherten absoluten Verformungsvektor größte Aufmerksamkeit zu schenken. Wenn möglich sollten redundante Messungen vorgesehen werden. Der Zeitpunkt für die sog. Nullmessung ist möglichst so festzulegen, daß tatsächlich noch keine Verformungen eingetreten sein können.

Wie die obige, bei weitem nicht vollständige Aufzählung von wichtigen Aspekten, die bei Verformungsmessungen zu beachten sind, zeigt, erfordert die Planung der meßtechnischen Überwachung hinsichtlich der Auswahl der geeigneten Meßsysteme, ihrer Dimensionierung, ihrer Anordnung und ihres Einbaus sowie der Erstellung eines dem Bauverlauf angepaßten Zeitplanes für die Messungen eine große Erfahrung. Sie sollte deshalb nur fachlich kompetenten Büros oder Instituten anvertraut werden. Es passiert nur allzu leicht, daß zunächst für viel Geld teure Meßeinrichtungen im Baugrund vergraben werden und anschließend während der Bauausführung die Ergebnisse aufgrund mangelhafter, unzureichend koordinierter Meßplanung nicht verwendbar sind oder falsche Informationen über die Verformungen des Baugrunds geben.

Von ausschlaggebender Bedeutung für den Nutzen und Erfolg einer meßtechnischen Überwachung bei geotechnischen Baumaßnahmen ist nicht zuletzt die schnelle Auswertung der Meßergebnisse, weil bei der Feststellung zu großer Verformungen unverzüglich Gegenmaßnahmen einzuleiten sind. Bei den vom Prüfamt durchgeführten Messungen werden die Meßdaten auf der Baustelle mithilfe portabler Kleincomputer des Fabrikats EPSON auf mobilen Datenträgern gespeichert. Bereits zu diesem Zeitpunkt ist eine erste Kontrolle der Meßergebnisse möglich, so daß bei der Vermutung eines Meßfehlers sofort eine Wiederholungsmessung durchgeführt werden kann. Am Institut werden die Meßdaten anschließend per Kabel auf die Festplatte eines Personalcomputers überspielt. Mit Hilfe des Auswerteprogramms TRICAL der Firma Solexperts AG, Zürich, werden aus den Meßdaten Verformungslinien in differentieller oder integrierter Darstellungsweise geplottet. Das Programm erlaubt die Definition des Festpunktes an jedem beliebigen Meßpunkt des Spezialmeßrohres. Außerdem kann die aktuelle Messung bezüglich der ursprünglichen Nullmessung oder auch bezüglich jeder späteren Folgemessung ausgewertet werden, so daß die zeitliche Entwicklung der Verformungen dargestellt werden kann. Ohne Anrechnung der Zeit, die für den Transport der Daten von der Baustelle zum Institutsgebäude erforderlich ist, kann der Zeitraum vom Beginn einer Messung bis zur Vorlage der ausgewerteten Meßergebnisse in Form von Verformungsplots weniger als einen halben Tag betragen.

Zusätzlich zu den bisher beschriebenen Verformungsmessungen werden bei Baugruben regelmäßig Anker- oder Steifenkraftmessungen mit Hilfe elektrischer oder hydraulischer Kraftmeßdosen durchgeführt [2]. Nicht zuletzt wegen der Problematik des Einbaus und der zuverlässigen Funktionsweise kommen Erddruckmessungen oder Porenwasserdruckmessungen selten zur Anwendung.

Nachfolgend wird an zwei ausgewählten Beispielen der Einsatz der Meßsysteme zur Qualitätskontrolle von Entwurf und Ausführung von Baugrubensicherungen dargestellt.

4 Bauvorhaben München Leopoldstraße

An der Münchener Leopoldstraße wurde ein mehrgeschossiges Wohn- und Geschäftshaus in zentraler Innenstadtlage gebaut. Nach dem Abriß des vorhandenen Altbestandes war eine Baugrube mit Grundrißabmessungen von ca. 80 m x 60 m zur Aufnahme von mehreren Tiefgeschossen zu erstellen. Die Tiefe der Baugrube betrug ca. 25 m und in einem kreisrunden für ein Sprinklerbecken vorgesehenen Bereich innerhalb der eigentlichen Baugrube 31.5 m . Westlich des Baugrundstückes verläuft unter der Leopoldstraße die Münchener U-Bahn mit dem

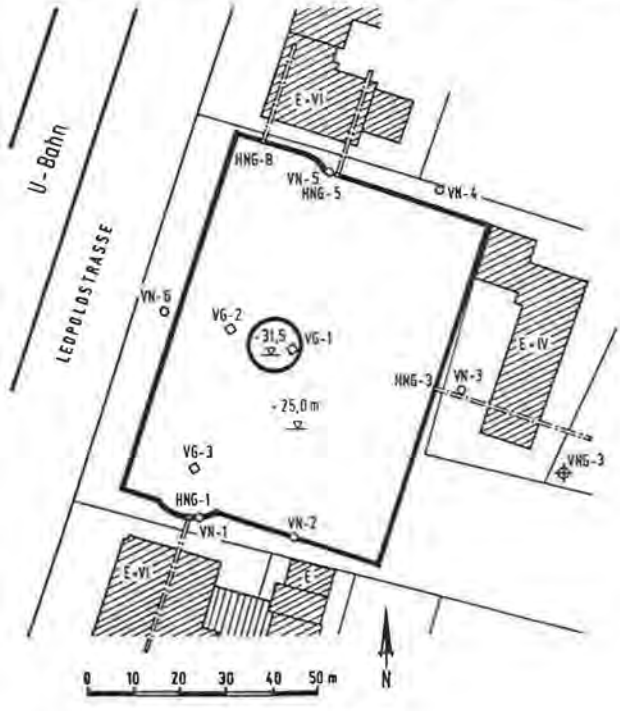


Bild 2: Lageplan Bauvorhaben München Leopoldstraße

Bahnhof "Giselastraße" im Baustellenbereich (Bild 2). An den anderen Seiten des Baugrundstücks reichte die Baugrube unmittelbar an die vorhandene Nachbarbebauung, die bis zu sieben Obergeschosse und zwischen ein und zwei Untergeschosse besitzt und flach gegründet ist, heran oder befand sich in einem nur geringen Abstand davon.

Das Baugrundprofil im Bereich des Bauvorhabens zeigt unter oberflächennahen Auffüllungen bis in eine Tiefe zwischen ca. 6 und 7 m unter Gelände quartäre Schotter (sandige Kiese), die von den mächtigen tertiären Schichten der Oberen Süßwassermolasse, dem sog. Münchener Flinz, unterlagert werden. Bei den tertiären Ablagerungen handelt es sich um eine wechselnde und ineinandergreifende Abfolge von Ton-, Schluff- und Sandschichten, die bereichsweise zu Mergelstein verfestigt sind (Bild 3). Hinsichtlich Tiefbauarbeiten weist der Münchener

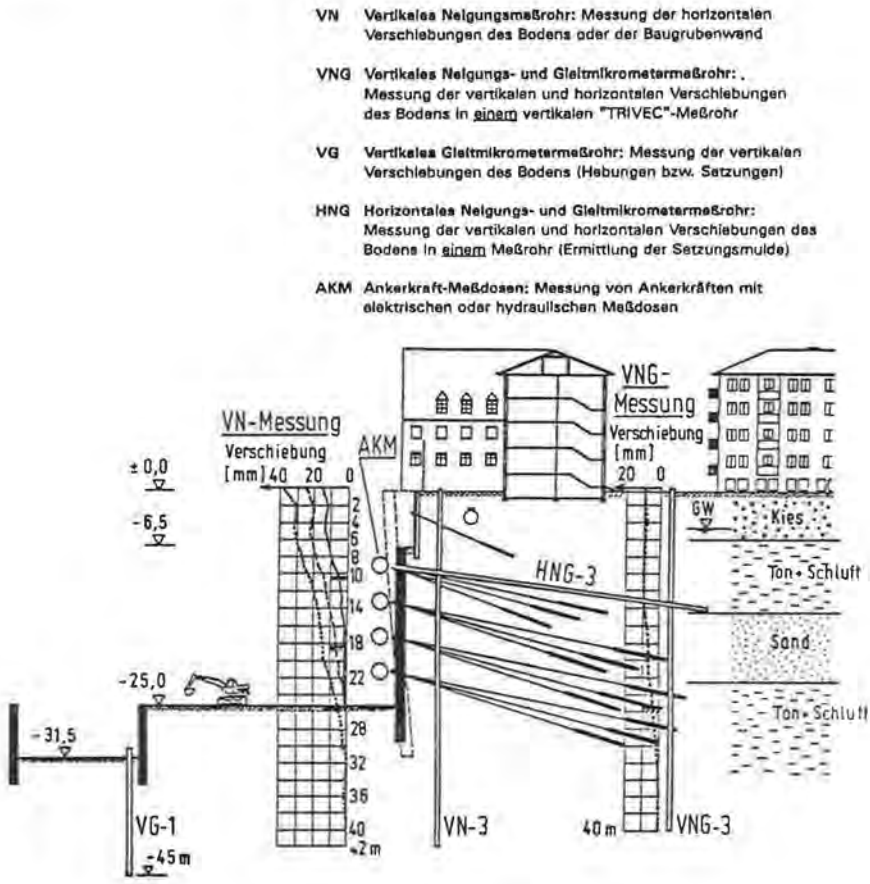


Bild 3: Schnitt durch die Baugrube im Bereich des Meßquerschnittes 3

Baugrund im Bereich der Leopoldstraße aufgrund seiner hohen Scherfestigkeit und seiner geringen Zusammendrückbarkeit sehr günstige Eigenschaften auf.

In den gut durchlässigen quartären Schottern befindet sich das oberste Grundwasserstockwerk. Es war sicherzustellen, daß nach Fertigstellung des Bauwerks der Grundwasserstrom in diesem Bereich, der bis in eine Tiefe von i.M. 6.5 m unter Gelände reicht, durch eine um das Bauwerk führende Ringdränleitung aufrechterhalten bleibt. Mit dieser Forderung verbunden war die Möglichkeit der Entfernung der wasserundurchlässigen Baugrubenwände im Bereich des Quartärs nach Beendigung der Bauarbeiten. In den durchlässigeren Schichten (Sande) des ansonsten weitgehend dichten tertiären Untergrundes befinden sich weitere, gespannte Grundwasservorkommen.

Aufgrund der örtlichen Randbedingungen mit dem notwendigen Abriß der vorhandenen Altbebauung und aufgrund der Erfordernis, die Baugrubenwände im Bereich der grundwasserführenden quartären Kiese später wieder entfernen zu müssen, wurde der Baugrubenverbau im oberen Bereich mit Spundwänden ausgeführt. Die Spundwände banden in die hochliegenden bindigen Schichten des Flinzes ein und sperrten somit das obere Grundwasserstockwerk in den quartären Kiesen ab. Die Spundwände wurden einlagig rückverankert (Bild 3). Dort, wo die Baugrube unmittelbar an die Nachbarbebauung heranreichte, wurde an Stelle der Spundwände eine Hochdruckbodenvermörtelung ausgeführt.

Nach einem innerhalb der Spundwandumschließung vorgenommenen 6.5 m tiefen Voraushub, in dessem Zuge auch die massiven Kellergeschosse der Altbebauung zu entfernen waren, wurden die tieferführenden Baugrubenwände hergestellt. Aufgrund der Verformungsempfindlichkeit der Nachbargebäude entschied man sich für einen möglichst steifen Verbau in Form einer überschnittenen Bohrpfahlwand mit einem Pfahldurchmesser von 120 cm, die in vier Lagen rückverankert wurde (Bild 3). Die Verbauwände wurden auf erhöhten aktiven Erddruck bemessen. Der Wasserdruck im Tertiärbereich wurde infolge der in diesen Schichten durchgeführten Grundwasserentspannung mittels Brunnen nur mit einem Restwert berücksichtigt. Die sich aus diesen Bemessungsansätzen ergebenden Ankerkräfte mit Gebrauchslasten zwischen 400 kN und 1200 kN wurden durch vorgespannte, z.T. mehrfach nachverpreßte Mehrstabanker des Systems "Techno Grundbau, München" aufgenommen. Mit der Ausführung der Spezialtiefbauarbeiten war die Arbeitsgemeinschaft Bilfinger & Berger, München / Techno Grundbau, München beauftragt.

Im Hinblick auf die Minimierung der bei der Herstellung der Baugrube auftretenden Verformungen wurden insbesondere bei der Rückverankerung konstruktive Maßnahmen ergriffen. Die Anker wurden in ihrer Länge gestaffelt. Die kurzen Ankerlängen entsprachen dabei wenigstens der sich aus dem Nachweis nach Ranke / Ostermayer [3] erforderlichen Mindestlänge, die langen Anker wurden darüberhinaus bis um die Verpreßstrecke verlängert. Dieses Vorgehen war allerdings nicht über den gesamten Baugrubenumfang möglich, weil bereichsweise von den Anliegern die nachbarrechtliche Erlaubnis für eine Verlängerung der Anker bis unter ihr Grundstück verweigert wurde. Grundsätzlich wurden die Neigungen der Anker um die Mittellage jeder Ankerlage variiert, so daß aufgrund der gespreizten Anordnung der Verpreßkörper von einer gleichmäßigen Einleitung der Ankerkräfte in den Baugrund ausgegangen werden konnte.

Da die Minimierung der Verformungen im Zusammenhang mit der Herstellung der Baugrube aufgrund der verformungsempfindlichen Nachbarbauwerke das zentrale Kriterium bei der Planung der Baugrubensicherung war und bei der Baugrubentiefe von ca. 25 m weder umfangreiche örtliche Erfahrungen vorlagen noch zuverlässige Berechnungsverfahren zur Verformungsvorhersage existierten, wurde zur Kontrolle des Entwurfes und der Ausführung ein baubegleitendes Meßprogramm vorgesehen, mit dessen Planung, Durchführung und Auswertung das Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München beauftragt wurde. Die baubegleitende Überwachung war damit losgelöst von der Planung sowie von der Bauausführung, so daß ein Höchstmaß an Unabhängigkeit und Überparteilichkeit gegeben war.

Zur Feststellung der Verformungen der Baugrubenwände und teilweise des dahinterliegenden Bereiches wurden insgesamt sechs Meßquerschnitte eingerichtet, deren Lage und Ausstattung mit den jeweiligen Meßeinrichtungen aus den Bildern 2 und 3 hervorgehen. Im Bild 3 sind außerdem die Kurzbezeichnungen und die Hauptfunktionen der Meßeinrichtungen zusammengestellt. Alle vertikalen Neigungsmeßrohre (VN) einschließlich Vertikalem Neigungs- und Gleitmikrometermeßrohr (VNG 3) wurden zwischen 12.5 m und 20.0 m unter die Baugrubensohle und damit zwischen 7.5 m und 15.0 m unter die Unterkante der Bohrpfahlwand abgeteuft, um davon ausgehen zu können, daß die Fußpunkte der Meßrohre einen verformungsfreien Festpunkt darstellen. Dort, wo sich unmittelbar hinter der Baugrubenumschließung kein Bauwerk befand, wurden die VN-Meßrohre von der ursprünglichen Geländeoberfläche aus eingebaut und dabei in geringem Abstand hinter der Baugrubenumschließung angeordnet. Die Nullmessungen konnten an diesen Meßrohren vor dem Beginn jeglicher Tiefbauarbeiten durchgeführt werden. In den übrigen Bereichen verliefen die VN-Meßrohre in der Pfahlwand. Sie konnten

dadurch allerdings erst nach dem ca. 6.5 m tiefen Voraushub eingebaut werden, so daß die bis dahin aufgetretenen Verformungen nicht meßbar waren. Generell sollte eine solche Konstellation, bei der die Verformungen nicht von Beginn der Baumaßnahme an meßbar sind, vermieden werden. Hier konnte aber durch die beengten örtlichen Verhältnisse nicht anders verfahren werden. Anhand der von Beginn an gemessenen Querschnitte konnte allerdings abgeschätzt werden, welche Vorverformungen bis zur Nullmessung der später eingebauten Meßrohre eingetreten waren.

Die Horizontalen Neigungs- und Gleitmikrometermeßrohre (HNG) wurden bei einer geringen Neigung gegen die Horizontale, die bohrtechnisch bedingt war, mit bis zu 40 m Länge eingebaut. Da bekannt ist, daß sich die Verformungen beim Aushub von Baugruben bis in größere Entfernungen erstrecken, konnte nicht davon ausgegangen werden, daß das Meßrohrende einen verformungsfreien Festpunkt darstellt. Durch die HNG-Meßrohre konnten die horizontalen Dehnungen und Stauchungen sowie die vertikalen Verformungen (Hebungen bzw. Setzungen) innerhalb des durch die Anker verspannten Bodenblocks (der oft mit einem Fangedamm verglichen wird) und direkt dahinter während der einzelnen Phasen des Aushubs und des Anspannens der Anker verfolgt werden.

Innerhalb der Baugrubenfläche wurden drei Vertikale Gleitmikrometermeßrohre (VG) bis in eine Tiefe von 20.0 m unter die Baugrubensohle abgeteuft. Die Bohrungen für die Aufnahme der Meßrohre wurden von der Voraushubebene, d.h. von 6.5 m unter Gelände niedergebracht. Die Meßrohre wurden anschließend fortlaufend mit dem Aushub von oben nach unten rückgebaut, ohne daß dadurch die Vermessung des tieferliegenden Meßrohrteiles beeinträchtigt war. Mit Hilfe der VG-Meßrohre wurden die Hebungen des Baugrunds während des Aushubs gemessen. Aus den Ergebnissen konnte die Steifigkeit des Bodens unter der Gründungssohle für eine Setzungsberechnung für das neu zu erstellende Gebäude abgeschätzt werden.

Ergänzt wurden die mit Hilfe von Spezialmeßrohren durchgeführten Verformungsmessungen durch Ankerkraftmessungen (AKM) in jedem Meßquerschnitt und durch ein ausgedehnetes Netz von Setzungsmeßpegeln an den sich in der näheren Umgebung befindlichen Bauwerken sowie von Grundwassermeßstellen innerhalb und in der Umgebung der Baugrube.

Aus den umfangreichen Ergebnissen der meßtechnischen Überwachung der Baugrube [4] kann hier nur ein kleiner Auszug wiedergegegeben werden, mit dem aber die Bewertung der konstruktiv ergriffenen Maßnahmen möglich ist. In den mit dem gleichen Umfang an Meßrohren ausgestatteten Meßquerschnitten 1 und 5 (vgl. Bild 2) lagen hinsichtlich Baugrund- und

Grundwasserverhältnissen sowie angrenzender Bebauung nahezu identische Verhältnisse vor. Aufgrund einer nicht erteilten nachbarrechtlichen Erlaubnis konnten im Meßquerschnitt 5 die Anker nur im unmittelbar angrenzenden Grundstück angeordnet werden. Hierdurch war die ansonsten vorgenommenene Verlängerung und Staffelung der Anker, wie sie planmäßig im Meßquerschnitt 1 ausgeführt wurde, nicht möglich. Im Gegensatz zum Meßquerschnitt 1 mit gestaffelten Ankern bei horizontalen Ankerlängen bis zu 32 m waren die Anker im Meßquerschnitt 5 alle in etwa gleich lang und wiesen eine horiziontale Ankerlänge von ca. 25 m auf. Im Meßquerschnitt 5 war zudem die Einbindetiefe der Pfahlwand um 1.1 m geringer als im Meßquerschnitt 1. Aus den Bildern 4 und 5 geht deutlich hervor, wie sich die vor allem in den Ankerlängen vorhandenen Unterschiede in wesentlich größeren Verschiebungen im Meßquerschnitt 5 auswirkten. Umgekehrt zeigte sich im Meßquerschnitt 1 an den geringen Verschiebungsgrößen eindrucksvoll der Erfolg der konstruktiven Verlängerung der Anker. In Tabelle 2 sind die wichtigsten Verformungswerte in den Meßquerschnitten 1 und 5 zusammengefaßt:

	Meßquerschnitt 1	**Meßquerschnitt 5**
Maximale Horizontalverschiebung der Pfahlwand (Ergebnisse der VN-Messungen)	11 mm	20 mm
Horizontalverschiebung des Pfahlwandfusses (Ergebnisse der VN-Messungen)	0 mm	5 mm
Zunahme der Horizontalverschiebung der Pfahlwand innerhalb von 140 Tagen nach Endaushub (Ergebnisse der VN-Messungen)	2 mm	5 mm
Horizontale Ausdehnung des Baugrunds zwischen Pfahlwand und Verpreßbereich der Rückverankerung (Ergebnisse der HNG-Messungen)	3 mm	7 mm
Vertikale Setzung der angrenzenden Gebäude in einer Entfernung von 0 m bis 45 m von der Baugrube (Ergebnisse der geodätischen Höhenvermessung)	2 - 6 mm	2 - 13 mm

Tabelle 2: Gegenüberstellung von Verformungen in den Meßquerschnitten 1 und 5

Bei den gemessenen Verformungen wurden an den Gebäuden im Bereich des Meßquerschnittes 1 keinerlei Schäden festgestellt. An den Dehnungsfugen zwischen den angrenzenden Gebäuden im Bereich des Meßquerschnittes 5 waren zum Ende der Bauarbeiten kleinere Schönheitsreparaturen fällig geworden, die Gebäude selbst wiesen keine Beschädigung auf. Insgesamt konnte aufgrund der Ergebnisse aus den an der Baugrubenumschließung durchgeführten Verformungs- und Ankerkraftmessungen die dem Entwurf zugrundeliegenden Berechnungsannahmen bestätigt werden, wobei die Verformungen generell keine Größen erreichten, welche

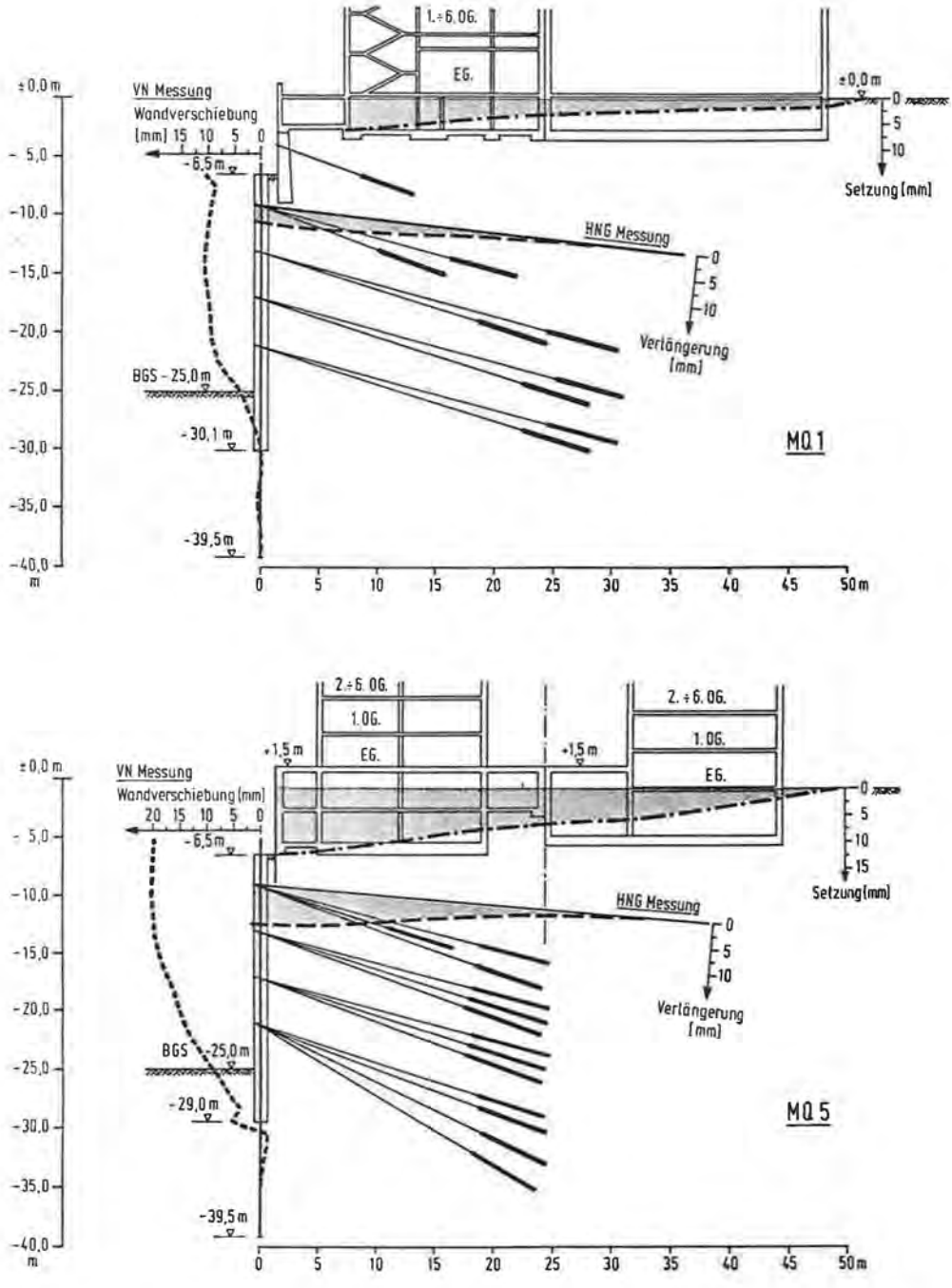


Bild 4: Vergleich der Verformungen in den Meßquerschnitten 1 und 5 nach Endaushub

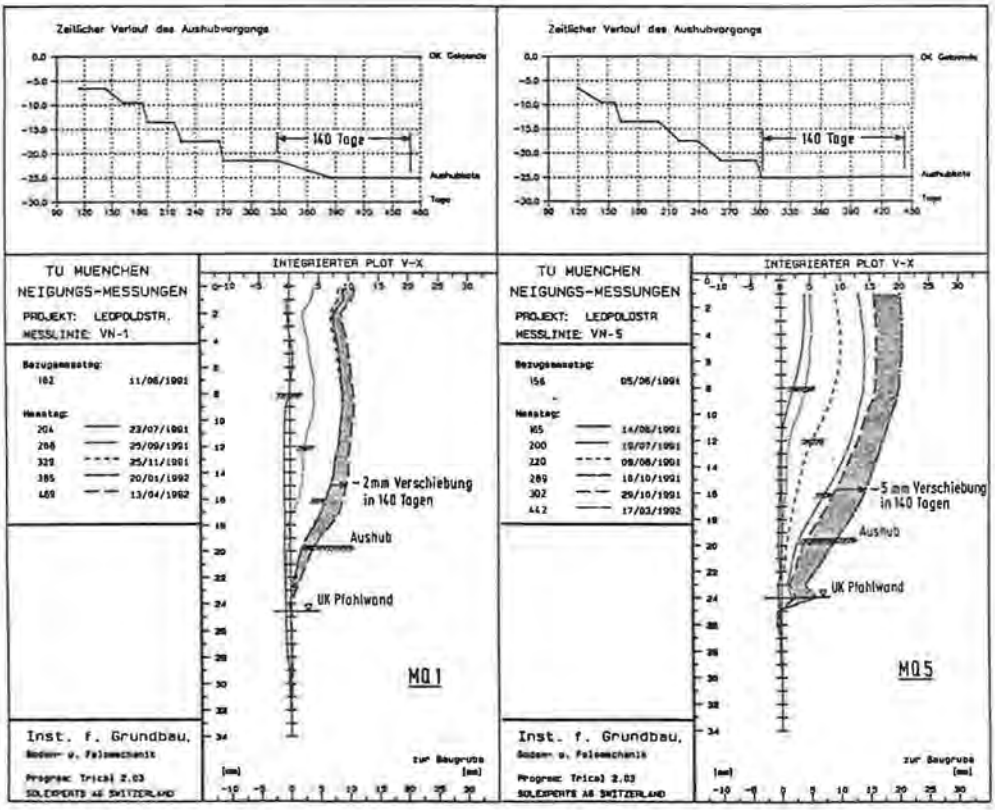


Bild 5: Vergleich der Entwicklung der horizontalen Wandverschiebung in den Meßquerschnitten 1 und 5 (Ergebnisse von VN-Messungen)

zu einer Beschädigung der angrenzenden Bebauung hätten führen können und somit konstruktive Zusatzmaßnahmen an der Baugrubensicherung erfordert hätten.

Bild 6 zeigt die Ergebnisse einer VG-Messung innerhalb der Baugrube (vgl. Bild 2). Die Hebung des Baugrunds unterhalb der Gründungssohle bei fortschreitendem Aushub und die anschließend beginnende Setzung des Neubaus im Zuge der Bauwerkserstellung gehen aus der Darstellung hervor. Die Gleitmikrometertechnik ermöglicht durch die abschnittsweise Messung der Verformungen entlang des gesamten Meßrohres eine differenzierte Auswertung der Ergebnisse. So ist zu erkennen, daß die Hebungen in einer Tiefe von ca. 15 m unter der Baugrubensohle deutlich abklangen und daß die Hebungen vor allem in dem unmittelbar unter der Baugrubensohle liegenden Bereich auftraten.

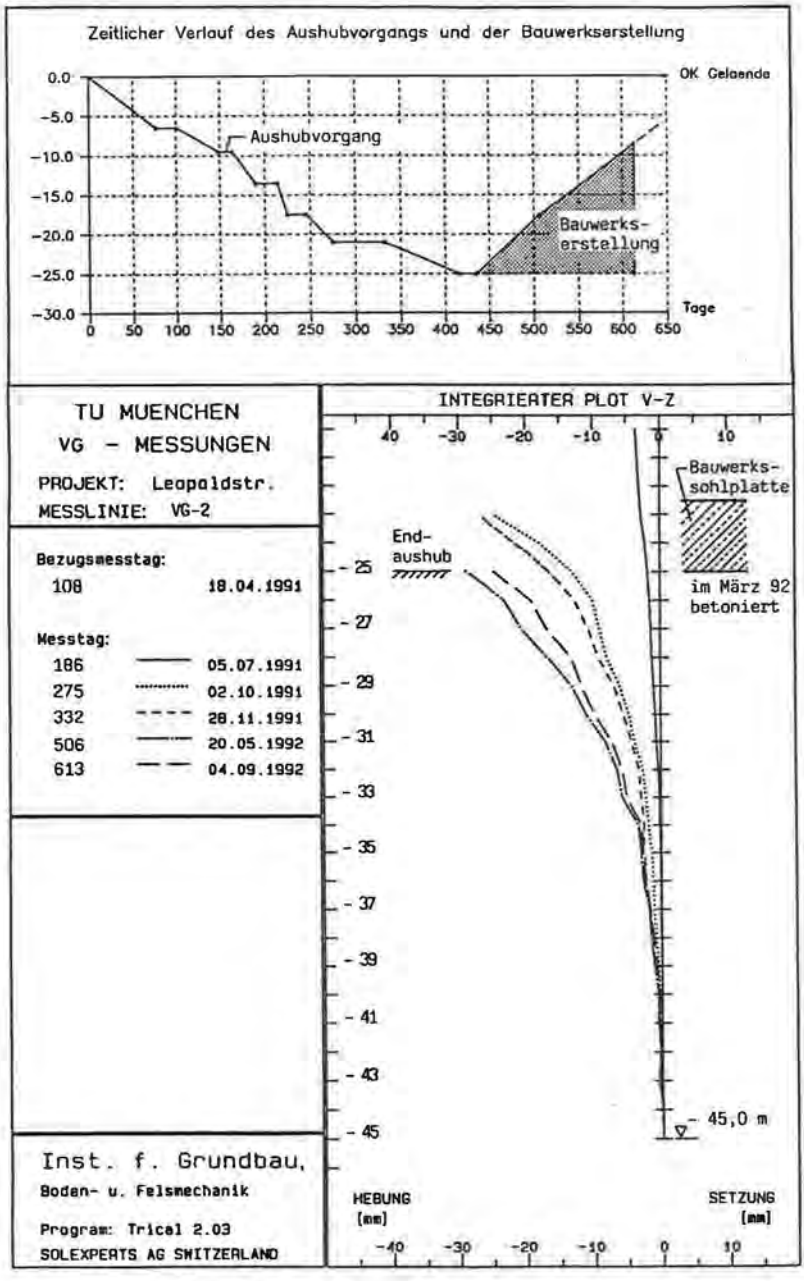


Bild 6: Vertikale Verschiebungen (Hebungen, Setzungen) unterhalb der Baugrubensohle (Ergebnisse einer VG-Messung)

5 Bauvorhaben Starnberg Seearkaden (vgl. [5])

Für die Errichtung eines Wohn- und Geschäftsgebäudes mit drei bis vier Obergeschossen und zwei Untergeschossen in unmittelbarer Nähe des Starnberger Sees war eine 7.3 m tiefe Baugrube herzustellen. Die Abmessungen der Baugrube im Grundriß betrugen ca. 60 m x 60 m bei einer im Nordostbereich einspringenden Ecke von ca. 20 m x 30 m (Bild 7). Jenseits der das Baugelände umgebenden Straßenzüge befindet sich schützenswerte, historische Bebauung. Im Nordosten reicht die Baugrube knapp an diese heran (Haus Ecker).

Das Baugrundprofil (Bild 8) zeigt unter einer ca. 2 m mächtigen Auffüllung bis in 5 m Tiefe unter Gelände die mitteldicht gelagerten sog. oberen Kiese. Sämtliche Nachbargebäude sind in diesen Kiesen flach gegründet. Unter den oberen Kiesen folgen bis in etwa 16 m Tiefe jüngste

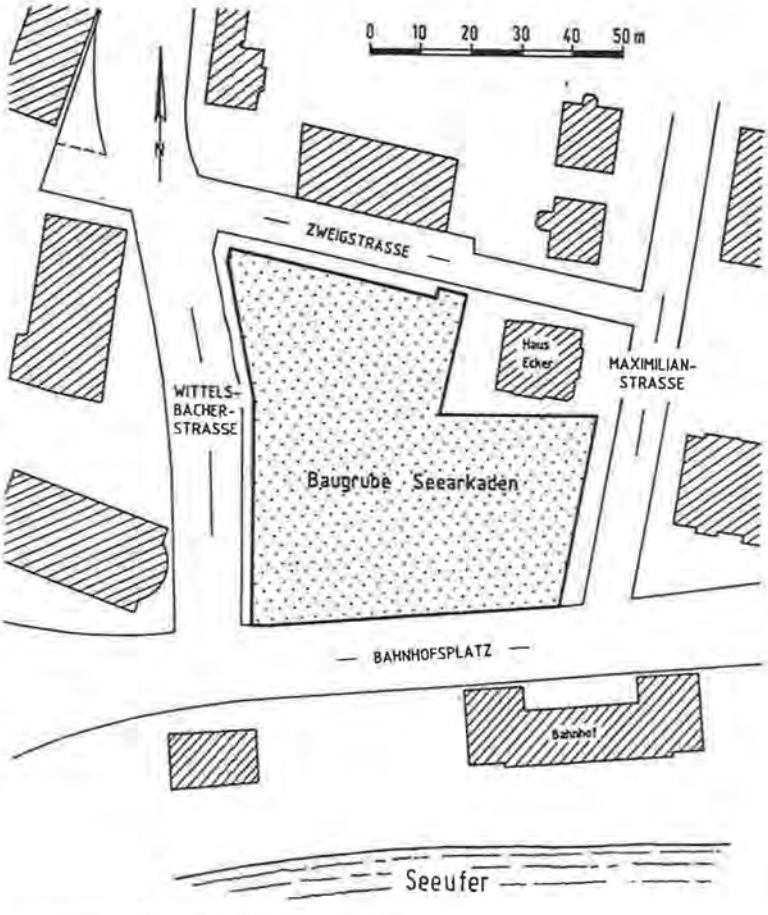


Bild 7: Lageplan Bauvorhaben Starnberg Seearkaden

Seetonablagerungen. Dieser nicht vorbelastete obere Seeton besitzt breiige bis weiche Konsistenz. Die im wesentlichen mit Flügelsondierungen ermittelten undrainierten Scherfestigkeiten c_u liegen zwischen 10 kN/m² und 60 kN/m², der Mittelwert beträgt in etwa 35 kN/m². Unter dem oberen Seeton folgt eine ca. 1 m mächtige, dicht gelagerte Kiesschicht, die gespanntes Grundwasser führt und nicht horizontbeständig ist. Unter der Kiesschicht steht der untere Seeton an. Er entspricht hinsichtlich Kornaufbau und Plastizität dem oberen Seeton, weist aber eine steife Konsistenz auf. Die undrainierte Scherfestigkeit c_u des unteren Seetons liegt bei etwa 80 kN/m². Das Grundwasser steht in etwa 2 m Tiefe unter Gelände an. Der Grundwasserpiegel entspricht ungefähr dem Wasserspiegel des Starnberger Sees. Die Druckhöhe des gespannten Grundwassers in den unteren Kiesen bewegt sich ebenso auf diesem Niveau.

Entsprechend einem Sondervorschlag der ausführenden Spezialtiefbaufirma wurde die Baugrube mit einer Spundwand umschlossen, die hochfrequent bis in eine Tiefe von 17 m unter Gelände eingerüttelt wurde. Lediglich im Nordosten der Baugrube wurden die Spundwände im Bereich der dicht angrenzenden Bebauung eingepreßt. Planmäßig sollten die Baugrubenwände zweilagig rückverankert werden. Aufgrund der schwierigen Baugrundsituation, die durch das a priori sehr schwer einzuschätzende Verformungsverhalten des Seetons im Zusammenhang mit den Spannungsänderungen bei der Herstellung der Baugrube geprägt war, war eine

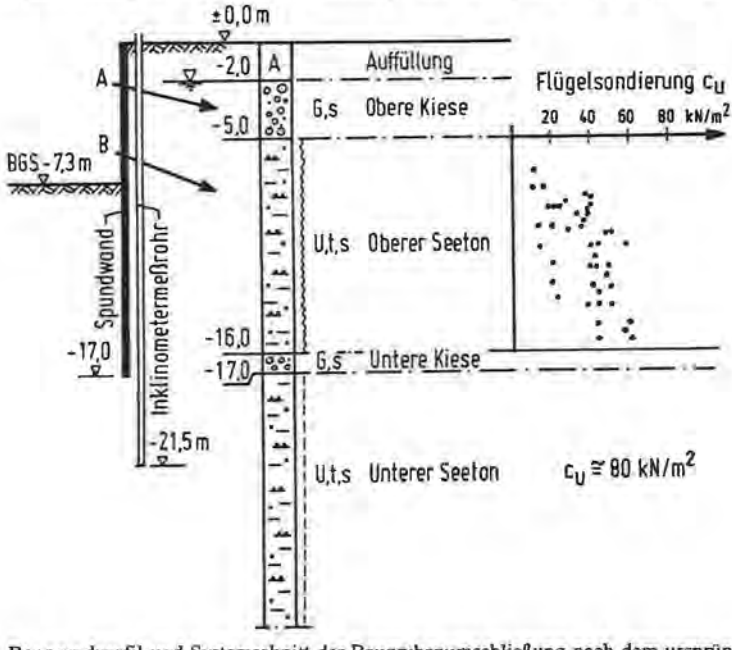


Bild 8: Baugrundprofil und Systemschnitt der Baugrubenumschließung nach dem ursprünglichen Entwurf

baubegleitende meßtechnische Überwachung durch das Prüfamt zur Kontrolle des Entwurfes und der Ausführung als erforderlich angesehen worden. Hierzu wurden über den Umfang der Baugrube verteilt sechs Meßquerschnitte eingerichtet. Nach dem Einrütteln bzw. Eindrücken der Spundwände wurde in jedem Meßquerschnitt im Abstand von 30 cm von der Spundwand außerhalb der Baugrube ein VN-Meßrohr (vgl. Erläuterung im Bild 3) bis in 21.5 m Tiefe unter Gelände und damit 4.5 m unter den Spundwandfuß abgeteuft. Die Nullmessungen wurden vor Beginn der Aushubarbeiten durchgeführt. Innerhalb der Baugrubenumschließung wurden zur Kontrolle der im Zusammenhang mit der Aktivierung des Erdauflagers der Spundwand entstehenden horizontalen Verformungen und der beim Aushub auftretenden Hebungen zwei VNG-Meßrohre eingebaut. Desweiteren war vorgesehen, die Entwicklung der Ankerkräfte in jedem Meßquerschnitt durch den Einbau von Kraftmeßdosen zu verfolgen. Im allgemeinen war davon ausgegangen worden, daß horizontale Verformungen der Baugrubenwände, die über einen Wert von etwa 20 mm hinausgingen, als bedenklich für die Nachbarbebauung einzustufen waren.

Die mit entsprechend dem Sondervorschlag fortlaufendem Baufortschritt festgestellten Ergebnisse der Verschiebungsmessungen sind im Bild 9 exemplarisch für einen Meßquerschnitt dargestellt. Aus dem 2.4 m tiefen Aushub für den Einbau der oberen Ankerlage resultierten nur sehr geringe Horizontalverformungen der Spundwand. Als dann der Aushub im Bereich des ersten Meßquerschnittes bis in eine Tiefe von 5.4 m unter Gelände fortgesetzt wurde, nahmen die Horizontalverformungen der Spundwand am Kopf und vor allem in Höhe der einzubauenden unteren Ankerlage sprunghaft zu und erreichten trotz Verstärkung des Erdauflagers durch Anschüttung von Erdreich beidseitig des gerade herzustellenden Ankers Werte von über 50 mm. Selbst nach der vorläufigen Verfüllung der Baugrube bis zur Tiefe von 3.5 m unter Gelände nach dem Spannen der unteren Ankerlage gingen die Horizontalverformungen nicht wesentlich zurück. Es wurde klar, daß für den Bauzustand, der während des Einbaus der unteren Ankerlage vorlag, in dem oberen Seeton trotz einer Einbindetiefe der Spundwand von ca. 12 m kein ausreichendes Erdauflager bei gleichzeitig vertretbaren Verformungswerten zu mobilisieren war. In Erkenntnis dieser Tatsache wurde die Baugrube in vollem Umfang wieder verfüllt.

Unter Würdigung der Ergebnisse der Messungen, die bei der Ausführung des Sondervorschlages festgestellt worden waren, und mit der Randbedingung, daß sich die 17 m tiefe Spundwand als Umschließungswand bereits im Baugrund befand, wurde für die Herstellung der Baugrube anschließend das folgende Konzept entwickelt und ausgeführt:

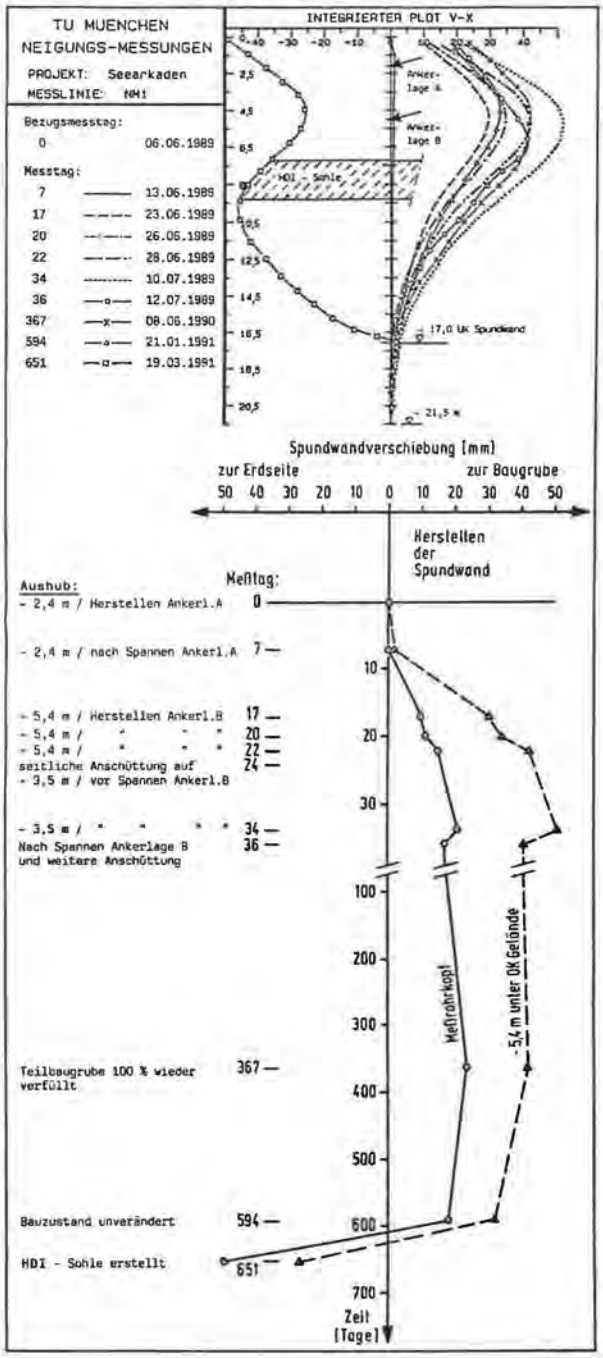


Bild 9: Horizontalverschiebung der Spundwand bei der Ausführung des ursprünglichen Entwurfs (Ergebnisse einer VN-Messung)

- Herstellung der Gesamtbaugrube in drei zeitlich versetzt auszuführenden Teilbaugruben mit Abschottungen aus Spundwänden, die in Einphasenschlitzwände eingestellt wurden.
- Herstellung einer unter der planmäßigen Baugrubensohle liegenden, 2.0 m dicken Aussteifungsscheibe für jede Teilbaugrube durch Hochdruckbodenvermörtelung in einer Tiefe zwischen 7.3 m und 9.3 m unter Gelände. Auftriebssicherung der Aussteifungsscheibe durch Kleinbohrverpreßpfähle mit einer Einbindung von 7.0 m in die unteren Seetone. Sowohl die Aussteifungsscheibe als auch die Pfähle zur Auftriebssicherung mußten vom bestehenden Geländeniveau aus ausgeführt werden.
- Anordnung eines hochliegenden Aussteifungssystems aus biegesteifen Stahlbetonrahmen und Rohrsteifen aus Stahl nach einem Voraushub mit geringer Tiefe.

Aufgrund der inzwischen bekannten Verformungsrisiken wurden vor dem neuerlichen Beginn der Aushubarbeiten über den gesamten Baugrubenbereich verteilt 24 zusätzliche VN-Meßrohre bis in eine Tiefe von 30.0 m unter Gelände eingebaut. Innerhalb jeder Teilbaugrube wurde außerdem eine VNG-Meßrohr abgeteuft. Das Netz der geodätisch vermessenen Setzungsmeßpegel an den Bauwerken in der Umgebung wurde erweitert und verfeinert. Ergänzt wurden die Verformungsbeobachtungen durch die Messung der Steifenkräfte im hochliegenden Aussteifungssystem.

Bild 10 zeigt in guter Zusammenfassung die horizontalen Verformungen der Spundwandumschließung, die bei der Ausführung des neu entwickelten Konzeptes zur Herstellung der Baugrube festgestellt wurden. Die Maximalwerte der horizontalen Wandverformung lagen unter 10 mm. Die Funktionstüchtigkeit der unterhalb der Baugrubensohle liegenden Aussteifungsscheibe geht aus den Verformungslinien eindeutig hervor. Horizontalverschiebungen der Spundwandumschließungen wurden sowohl über als auch noch deutlich unter der Aussteifungsscheibe gemessen. An den innerhalb der Teilbaugruben liegenden VNG-Meßrohren wurden Hebungen bis zu 5 mm beobachtet. An dem geringen Wert ist die günstige Wirkung der für die Auftriebssicherung eingebrachten Pfähle zu erkennen, die zweifelsohne den gesamten Baugrund unterhalb des geplanten Bauvorhabens wesentlich verbesserten. Die regelmäßige Höhenvermessung der Setzungsmeßpegel an den Nachbarbauwerken zeigte einen gleichmäßigen Setzungsverlauf in der Umgebung der Baugrube. Die Höchstwerte der Setzungen lagen bei 12 mm. Dabei traten an den bestehenden Bauwerken keine größeren Schäden auf, so daß zum Abschluß des Bauvorhabens lediglich kleinere Schönheitsreparaturen erforderlich waren.

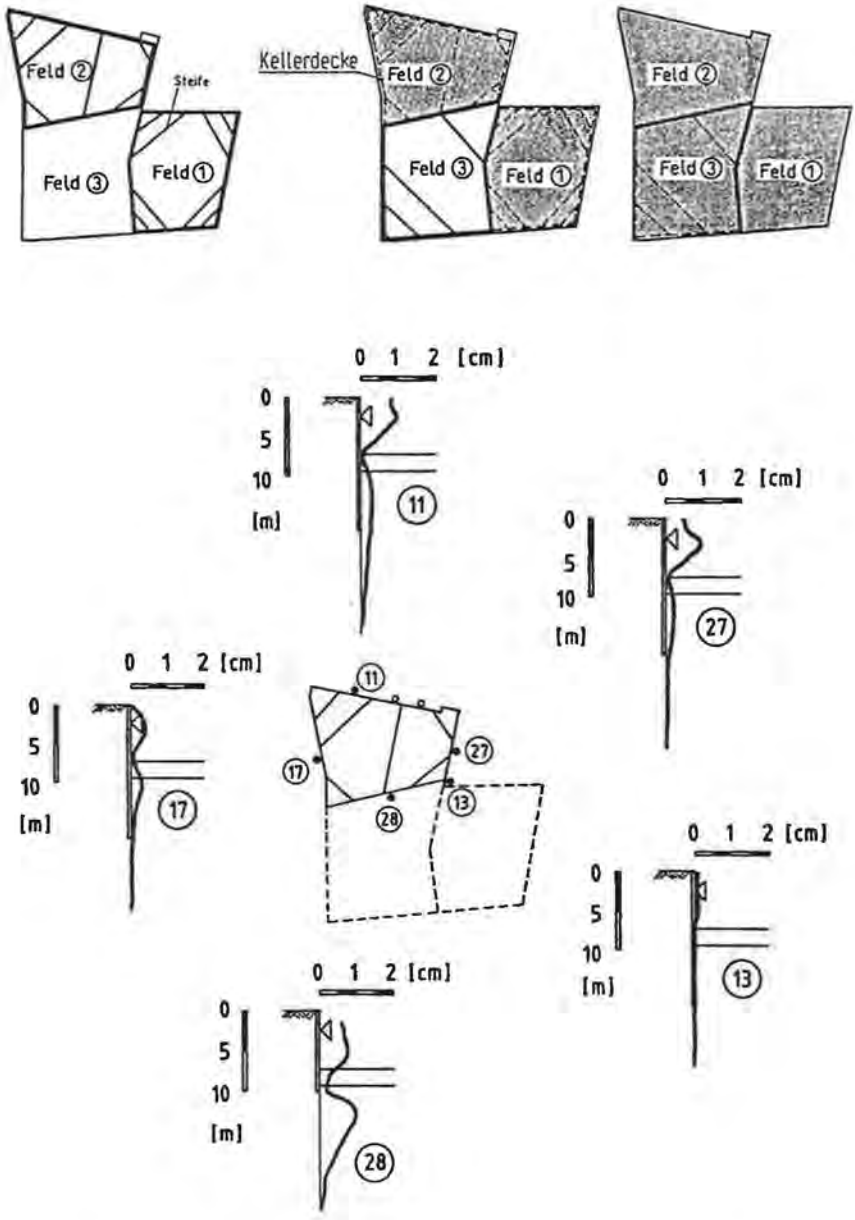


Bild 10: Horizontalverschiebung der Spundwände bei der Ausführung des geänderten Entwurfs (Ergebnisse von VN-Messungen)

6 Zusammenfassung

Die Zusammenstellung der angewandten Meßmethoden und Meßinstrumente sowie die kurze Beschreibung von zwei Anwendungsfällen zeigen sowohl die Möglichkeit als auch die Notwendigkeit der meßtechnischen Überwachung bei der Herstellung tiefer Baugruben im innerstädtischen Bereich im Sinne einer Qualitätskontrolle von Entwurf und Bauausführung. Beim Bauvorhaben "München Leopoldstraße" konnten die Entwurfsannahmen und die ergriffenen konstruktiven Maßnahmen positiv bewertet werden. Im Gegensatz dazu mußte beim Bauvorhaben "Starnberg Seearkaden" die Planung grundsätzlich überarbeitet werden.

Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß die baubegleitende meßtechnische Überwachung zusätzliche Kosten verursacht. Ebenso können sich aus notwendigen Änderungen des Entwurfes oder der Ausführung, die aufgrund der Ergebnisse von Messungen unabdingbar sind, nicht unerhebliche bautechnische, terminliche oder finanzielle Veränderungen ergeben. Es kann aber davon ausgegangen werden, daß die Aufwendungen für die baubegleitende meßtechnische Überwachung in keinem Verhältnis zu möglichen Schäden an historischer und schützenswerter Bebauung stehen, die infolge unvollständiger Kenntnis des Baugrunds, unzureichender Planung oder unsachgemäßer Ausführung entstehen können. Zudem stehen die Ergebnisse der meßtechnischen Überwachung als Erfahrungsschatz für die Planung späterer Projekte zur Verfügung, so daß mittel- und langfristig die Qualitätskontrolle zu einer wirtschaftlichen und sicheren Durchführung von Bauprojekten beitragen wird.

7 Literatur

[1] EAB- Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", Zweite Auflage, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, 1988.

[2] Ostermayer, H. / Mager, W.: Messungen an verankerten Konstruktionen. Meßtechnik im Erd- und Grundbau, Symposium in München 1983, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, 1983.

[3] Ranke, A. / Ostermayer, H.: Beitrag zur Stabiltätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen., Die Bautechnik, 45. Jahrgang, Heft 10, 1968.

[4] Fröhlich, H.: Ergebnisse der meßtechnischen Überwachung bei der Herstellung einer ca. 25 m tiefen Baugrube in München. Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Schriftenreihe Heft 22, 1994.

[5] Katzenbach, R. / Floss, R. / Schwarz, W.: Neues Baukonzept zur verformungsarmen Herstellung tiefer Baugruben in weichem Seeton. Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden., Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, 1992.

Betrachtungen zur Entwicklung der Geotechnik
Geologie und Hydrologie im Dienste des Grundbaus

Hans Oskar Hellerer, Detlef Ranis

1 Einleitung

Steigende Grundstückspreise, genereller Platzmangel und städteplanerische Beschränkungen haben im innerstädtischen Bereich in den letzten beiden Jahrzehnten dazu geführt, daß Hochbauten immer tiefer in den Untergrund reichen müssen als früher. Bei der Erweiterung bestehender Gebäude oder der Standortwahl neuer Bauplätze kann auf Flächen, die früher aus bautechnischer Sicht wegen ungünstiger Untergrundverhältnisse freigehalten wurden, keine Rücksicht mehr genommen werden. Räumliche Enge, ein wachsender Kostendruck, ein gesteigertes Umweltbewußtsein und Sicherheitbedenken schränken die Auswahl der durchführbaren Bauverfahren und der verwendbaren Baustoffe häufig stark ein.

Durch diese Entwicklung reichen die herkömmlichen Verfahren der Baugrunduntersuchung im bisher üblichen Umfang häufig nicht mehr aus, um den geologischen Bodenaufbau und die hydrologischen und umweltrelevanten Verhältnisse hinreichend zu beschreiben. Daher müssen sowohl bei der Planung wie auch bei der Bauausführung zunehmend Fachleute anderer Wissensgebiete wie der Geologie zugezogen werden. Tiefe Baugruben und tiefreichende Gründungen mit hohen Lasten, mit komplizierten, exakt an die Untergrundverhältnisse angepaßten Verbaumaßnahmen, setzen die genaue Kenntnis des Schichtaufbaus und der Grundwasserverhältnisse voraus. Häufig sollen zur Abschätzung der Durchführbarkeit und der Kosten von Baumaßnahmen wie z.B. von Wasserhaltungen bereits in einem frühen Planungsstadium ohne eingehende Untersuchungen hinreichend genaue und verläßliche Angaben gemacht werden. Somit werden an den planenden Ingenieur bei Gründungen zunehmend über seine direkten Fachgebiete im Grundbau, der Bodenmechanik und der Felsmechanik hinausgehende Fragestellungen herangetragen, die von der Geologie mit ihren Gebieten Hydrogeologie, Geophysik, Wasserchemie, Mineralogie, Petrographie, Tektonik und Sedimentologie umfassender beantwortet werden können. Spezielle Fragen, wie sie z.B. bei mit Altlasten verunreinigten Böden auftreten, können bei den heute verlangten engen Grenzwerten nur von der Chemie geklärt werden.

Bei der Diskussion von Problemstellungen des Grundbaus müssen die häufig stark unterschiedlichen Betrachtungsweisen von Sachverhalten wie die beschreibende Sprachregelung des Geologen und die eher mathematisch, formelmäßigen und in Normen gefaßte der Bauingenieure, Statiker und Architekten zusammengeführt werden. Im Grundbau führt häufig erst das enge Zusammenwirken dieser unterschiedlichen Wissenschaftszweige zum Erkennen und Lösen von Problemstellungen. Dazu schrieb der Ingenieur Karl von Terzaghi 1929 angesichts der damals nicht existierenden Methode der Klassifizierung unverkitteter Sedimentgesteine:

Der Ingenieur verlangt vom Geologen Aufklärung über die Anordnung, Mächtigkeit und Art der im Untergrund vorhandenen Gesteins- und Bodenarten mit der Absicht, aus den Angaben des Geologen auf die bautechnisch wichtigen Eigenschaften des Geländes zu schließen....Unter den gegenwärtigen Verhältnissen sind die Ingenieure noch nicht in der Lage, ihre Erfahrungen mit den Angaben des Geologen und Bohrmeisters in eindeutige Beziehung zu bringen und dieses Gebiet der Tiefbauwissenschaft stellt infolgedessen eines der rückständigsten Kapitel der technischen Wissenschaften dar.

Durch den von Terzaghi ins Leben gerufenen neuen Zweig der Ingenieurwissenschaften hat sich das Verhältnis zwischen Ingenieuren und Geologen wesentlich verbessert.

2 Geschichtlicher Rückblick

2.1 Erd- und Grundbau

Der Grundbau ist die Wissenschaft, die sich mit der Theorie, Konstruktion und Ausführung von Fundamenten befaßt (Lueger 1908)

Die menschliche Kultur beginnt mit der Beschaffung von Baustoffen, dem Errichten von Gebäuden und deren Gründung auf oder im Boden. Die ersten Städte bilden sich ab 6000 v.Chr. Nach unterschiedlichen Baustilen und Bautechniken werden viele menschliche Entwicklungsperioden benannt. Die Wasserbauten und Flußregulierungen der Minyer in Griechenland vor 3500 Jahren, vor 1000 v.Chr. in Kleinasien erbaute Staudämme und Wasserdüker, die ägyptischen Pyramiden und weitere erstaunliche Bauwerke des Altertums wurden, wie die häufigen Bauschäden zeigen, ohne besondere Kenntnisse des Grundbaues und der Bodenmechanik rein nach Erfahrungen erstellt.

Baumeister und Bauhandwerker bildeten in Rom nach Christi Geburt Korporationen, die eigene Gesetze, Beamte, Priester und Schutzgötter und feste Regeln auch für die Gründung von

öffentlichen Gebäuden, Brücken, Straßen und Militärbauten hatten. Einer der höchsten römischen Beamten z.B. der Kurator J. S. Frontinus (80 bis 10 v.Chr.) war für den Wasserbau, Wasserversorgung und Aquädukte zuständig. Er klagt in seinem Buch über die Wasserversorgung von Rom (*de aquaeductu urbis Romae)* sehr über "Pfusch am Bau". Strenge Bauordnungen mit einer einheitlichen Normung wurden eingeführt. Es wurden dem Gelände und dem Untergrund angepaßte Bauwerke ausgeführt und nach Vitruvius *de architectura libri decem* Hafen- und Dammbauten mit Fangedämmen, Spundwänden, Pfahlgründungen, mit Unterwasserbeton im *opus caementicium* und Betonfertigteilen, Wasserhaltungen mit Pumpen und Dränungen und weitere moderne grundbauliche Bauweisen angewandt. Der noch bestehende "Cocceius"-Straßentunnel hat 2 Fahrspuren und ist ca. 1000 m lang. der Straßendamm "El-Kantara" von der Insel Djerba zum Festland ist 5,5 km lang. Auf die vermessungstechnischen Leistungen der Römer sei nur hingewiesen z.B. Leitungsgefälle von 34 cm auf 1 km etc.

Es muß davon ausgegangen werden, daß bis zum Zusammenbruch des römischen Reiches viele der heute bekannten Bauverfahren, die mit den damaligen technischen und auch betontechnologischen Mitteln ausführbar waren auch angewendet wurden. Die Hagia Sophia in Konstantinopel war das letzte römische Bauwerk. Die 43,3 m Spannweite der Kuppel des Pantheon (118 - 126 n.Chr.) wurden in Rom auch beim Petersdom (1506 - 1590) nicht wieder erreicht. Auf die technischen Leistungen in China sei nur hingewiesen: erste Hängebrücke mit Eisenketten (Sui-Dynastie 581-618 n.Chr.), Flachbogenbrücke (Hubei 610 n.Chr.), Segmentbogenbrükken.

Im Mittelalter sind unter den fürstlichen oder kirchlichen Bauorganisationen verdiente Baumeister als *magister cementarium* oder wie Johann Toul ab 1270, *magister carpentarium* bei seinen Zivilbauten bzw. als *ingeniator* oder *ingenierius* bei seinen Militärbauten und Kriegsmaschinen (*ingenia*) als Oberbauleiter angestellt worden. Im Mittelalter bildeten sich Baugesellschaften aus Bauhandwerkern und Künstlern, die keine einfachen Handwerker waren, und sich eigene - bis heute überlieferte - Gesetze und Vorschriften gaben, wie in York 826, Straßburg 1277, Siena 1321 u.v.a. Teilweise hatten sie wie die Steinmetzenbruderschaft Regensburg 1459 überörtliche Bedeutung, gegenüber den örtlichen Zünften, *fabricae* oder Hütten, denen Werkmeister oder Parliere vorstanden.

Es wurden die Erd- und Gründungsarbeiten meist pauschal wie in Koblenz an einen *magister fossor* (Koblenz 13.Jahrh.) oder als Werkvertrag vergeben, wie vom Böhmischen König am 8.Juli 1411 an die *muratores* Gregor und Marzik Otrole unter Verpfändung ihres gesamten

Besitzes (*cum omnibus bonis ipsorum mobilibus et inmobilibus habitis et habendis*) für die Fertigstellung eines 16 Ellen tiefen und 30 Ellen breiten Grabens. Der Maurer Matthias Ssylherz mußte 1401 in Prag für die Haltbarkeit seines Brunnens 10 Jahre haften oder ihn wiederherstellen (*tunc laborem eundem debet laborare viceversa*) (Binding). Meist wurden die Tiefbauarbeiten an die Steinmetzen zusammen mit Vermessungsarbeiten und der Ausbeutung der Steinbrüche vergeben. Pfahlgründungen *(arietes)* sind häufig zur Bodenverdichtung ausgeführt worden, z.B. 1389 beim Neubau der Martinskirche in Landshut mit ihrem 133 m hohen Turm durch Meister Hans von Burghausen, gen. Stethaimer, so auch in München und in anderen Orten. Es ist z.B. in Xanten 1399 Nachtarbeit beim Bau der Fundamente für Pfeiler des neuen Chores belegt, damit die tiefen Baugruben nicht einstürzen (*propter periculum fosse ponendi pylerni*). Im militärischen Bereich und beim Brückenbau war im Mittelalter das hohe Niveau des römischen Festungs- und Pionierbaues, vor allem von Italien, Frankreich und England her kommend, teilweise wieder erreicht worden, als Beispiel sei die Steinerne Brücke in Regensburg (1135 - 1146) mit 330 m Länge genannt. Als frühmittelalterlicher Grundbruch sei die Rutschung auf dem Opalinuston beim Bau der *fossa Carolina* genannt, die von Karl dem Großen als Verbindungskanal zwischen den Flußgebieten des Mains und der Donau geplant war. Nach seinem Baustellenbesuch 793 rutschten die Böschungen nach einem starken Regenfall ab. Der Graben ist heute noch bei Weißenburg zu besichtigen.

Von Leonardo da Vinci (1452 bis 1519) sind komplizierte Pumpsysteme, Pfahlrammen, Bagger und weitere Baumaschinen für den Grundbau beschrieben. Es sollen bereits in der Renaissance Sondierungen mit Eisenstangen zur Vorerkundung von Pfahllängen verwendet worden sein.

Von Georg Agricola erschien 1556 wenige Monate nach seinem Tode sein Hauptwerk *de re metallica libri XII,* in dem für den Bergbau, Tagbau und das Hüttenwesen Bodenuntersuchungen mit Suchstollen und Brunnenschächten und als Bauverfahren Spundwände, komplizierte Pump- und Rohrsysteme, Schleusen, Wasserbauten und sonstige Grundbaumaßnahmen beschrieben sind. Es ist anzunehmen, daß dieses Wissen auch für andere Grundbaumaßnahmen vor seiner Zeit Stand der Technik im Pionierbau und, soweit dies das Zunftwesen zuließ, im Zivilbau war.

Der Festungsbaumeister von Ludwig XIV. Sébastian le Prestre de Vauban (1633 - 1707) war mit seinem System des Festungsbaues, das umfangreiche Erd- und Grundbauwerke umfaßte, weltweit bis ins 19. Jahrh. maßgebend. Viele berühmte Baumeister dieser Zeit begannen Ihre

Laufbahn als Offiziere im Geschützbau und im Festungsbau und erhielten dort ihre mathematische und bautechnische Ausbildung. In der Neuzeit ist über planmäßige Bodenuntersuchungen für Bauwerke wenig bekannt, trotz des Zwanges im Pionier- und Festungsbau zu rationellen und den widrigen Bodenverhältnissen angepaßten Lösungen im Erd- und Wasserbau zu gelangen. Allerdings ließ Balthasar Neumann 1720 vor dem Bau der Residenz in Würzburg einen Brunnen zur Erkundung des in 11 m Tiefe liegenden Grundwasserspiegels und des Muschelkalk-Baugrundes abteufen, nachdem an gleicher Stelle 1718 das alte Schlößchen, der letzte Bau von Antonio Petrini, der von Valentino Perani und Heinrich Zimmer fertiggestellt wurde, wegen schlechter Fundamente und Mauern eingestürzt war. Aus dem Mittelalter aber besonders aus dem Barock und Rokoko sind Einstürze wegen ungenügender Fundamente und statisch nicht ausreichender Mauern bekannt wie z.B. 1590 der Einsturz des Turmes der Jesuitenkirche St.Michael in München auf Chor und Seitenschiff.

Die Bodenmechanik als Wissenschaft von den Bewegungen und Kräften im Boden bestand anfangs, wie jede empirische Wissenschaft, aus Beobachtungen, Probieren und Intuition. Sie beginnt mit der mathematischen Theorie über Bodenbewegungen von Coulomb 1773 und es sind weiter die Namen Collin, Rankine, Boussinesq und Fellenius zu nennen.

Der moderne Grundbau beginnt in der Tradition der alten Fundamentbauweisen und den Erfahrungen des Bergbaues - nach einigen Fehlschlägen - mit dem Eisenbahnbau im vorigen Jahrhundert. F. von Hochstetter hielt 1874 eine Rektoratsrede an der TU Wien über "Geologie und Eisenbahnbau". Das 1909 gegründete Instituto Sperimentale delle Ferrovie delle Stato Italiano besitzt eine Geologische Abteilung. Die Geotechnische Kommission der kgl. Schwedischen Eisenbahn-Direktion wurde 1914 bis 1922 zur Untersuchung von Rutschungen eingesetzt und legte einen Bericht über wasserhaltige Tonböden vor. Etwa zur gleichen Zeit wurden von Bischoff 1904 über die Plastizität von Tonen und 1911 von dem norwegischen Pedologen A. Atterberg Klassifizierungen und Untersuchungen über die Bindigkeit und Konsistenz von Böden angestellt. 1913 rief die American Society of Civil Engeneers in New York das "Special Committee to codify present Practice on the bearing Value of Soils" (Foundation Committee) ins Leben.

Die "Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage" 1925 von Karl von Terzaghi ist das erste umfassende Lehrbuch der Bodenmechanik. Das erste bodenmechanische Laboratorium wurde 1928 von Joseph Jáky an der TU Budapest gegründet (Kézdi).

Die erste Vorlesung für "Felsmechanik" wurde von Leopold Müller an der TU München im Wintersemester 1964/65 gehalten. Die hier verwendeten Hilfsmittel zur gefügekundlichen Messung und Darstellung waren ursprünglich dem Markscheidewesen entnommen und für tektonische Arbeiten in der Angewandten Geologie von den Geologen Clar, B. Sander und W. Schmid 1940 und 1948 weiterentwickelt worden.

An der TU München wurden am damaligen Institut für Grundbau und Bodenmechanik ab 1964 felsmechanische und geologische Untersuchungen durch die Autoren unter Prof. Dr. R. Jelinek durchgeführt und ab Wintersemster 1980/81 erhielt das Prüfamt unter Prof. Dr. R. Floss den Namen "Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik". Die Vorlesungen in Felsmechanik wurden von F. Pacher gehalten. Derzeit wird die felsmechanische Forschung, Lehre und Praxis durch Mitarbeiter des Prüfamtes weitergeführt.

2.2 Geologie

Die Wissenschaft vom Aufbau und der Geschichte der Erde, ihrer Gesteine und Minerale ist eng mit dem Bergbau verbunden. Daher liegen die Anfänge dieses Wissens in der geschichtlichen Frühzeit, dem neolithischen Silex-Bergbau (vor 3500 v.Chr.), dem kupfer- und bronzezeitlichen Erzbergbau (ca. 3000 v.Chr.). Griechische Philosophen wie Thales von Milet, Xenophanes von Colophon und Herodot haben sich mit der Entstehung der Erde befaßt und als Erforscher des Vulkanismus fand 79 n.Chr. Plinius beim Vesuvausbruch den Tod. Chinesische Seismographen konnten die Richtung und Stärke von Erdbeben bestimmen. Lange Zeit wurden geologische Erscheinungen nur philosophisch behandelt oder als Kuriositäten der Natur betrachtet.

Praktische geologische Themen wie die Lagerstättenkunde, Mineralogie und die Tektonik wurden seit dem Mittelalter bis in die Neuzeit nur im Zusammenhang mit dem Bergbau behandelt und sind in dessen Literatur eingegangen. Die wissenschaftliche Geologie entwickelte sich seit Gotthold Abraham Werner (geb. 1749), Professor an der ältesten Technischen Hochschule, der Bergakademie Freiberg in Sachsen, zur planmäßig forschenden, systematisch beschreibenden und vergleichenden Wissenschaft. Bis zum Anfang des 20. Jahrhunderts beschäftigte sich die Geologie an den Universitäten im wesentlichen mit der historischen Erforschung der Erde und ihrer Formationen sowie mit Regionalgeologie. Auch Johann Wolfgang von Goethe hat sich in etwa 50 Schriften und Aufsätzen mit der Entstehung der Erde, Mineralogie, Gebirgsbildung, Vergletscherung und vor allem den Ilmenauer Bergwerken im Dienste des Herzogs Karl August von Weimar beschäftigt. In Bayern war nach dem Maler und Mineralogen W. v. Kobell

der erste staatlich besoldete Geologe und Mineraloge Mathias Flurl (1756 - 1823) mit seinem Buch "Beschreibung der Gebirge von Baiern und der oberen Pfalz" über die Bergwerke und Lagerstätten in Bayern. Die ersten "Geognostischen Karten" von Bayern rechts des Rheins stammen von C. W. Gümbel 1860.

An den Berghochschulen Clausthal und Freiberg i.Sa. wurde die Geologie als Zweckwissenschaft für die Erforschung der Lagerstätten nutzbarer Mineralien gelehrt. Bergbau, Erdöl- und Gasförderung sind ausschließlich Gewinnung und Verwertung geologisch erforschter, abbauwürdiger Bodenschätze. Hier ist die Synthese zwischen Geologie und Technik zur letzten Konsequenz durchgeführt (Keil). Die Erforschung und Ausbeutung von Lagerstätten befruchtete andere technische Wissensgebiete: Die ersten Dampfmaschinen (T. Savery 1698, T. Newcomen 1712) wurden zur Förderung von Grubenwässern in England entwickelt. Die Erdölgeologie (Bohrung Pechelbronn 1745) erforderte neue Bohrverfahren.

Die Geophysiker erforschen die Gestalt der Erde (ab Gutenberg 1906). E. Wichert erhielt den ersten Lehrstuhl für angewandte Geophysik. Sein Schüler L. Mintrop fand die Grenzwelle (1919 DRP) und mit ihrer Hilfe neue Gas- und Erdöllagerstätten (1920 Gasdom Neuengamme) vor allem in Texas, Mexiko, Rumänien etc.

Seit vor 1900 wurden von schweizer Geologen Voruntersuchungen für Tunnelbauten vorgenommen, hier sind Albert Heim und seine Schüler zu nennen. Penk und Brückner veröffentlichen 1901 und 1910 ihre Untersuchungen zur Glazialgeologie mit einer wichtigen, noch weitgehend gültigen Altersfolge und Beschreibung quartärer Gesteine der Alpen und der Voralpenländer. J. Stini veröffentlicht 1922 eine "Technische Geologie" und 1929 erscheint die "Ingenieurgeologie" von Redlich, Terzaghi und Kampe als erstes Lehrbuch dieses Faches. In den 30er und 40er Jahren wurden beim Autobahnbau und bei größeren Pionierbauten Ingenieure, Geologen und weitere Naturwissenschaftler mit der Lösung schwieriger Bauaufgaben gemeinsam beauftragt z.B. Cloos, Stille, Bederke, Keil, Schmidt-Thomé usw.

2.3 Hydrologie und Hydrogeologie

Die Hydrologie ist nach DIN 4049 die "Wissenschaft vom Wasser, seinen Eigenschaften und seinen Erscheinungsformen auf und unter der Landoberfläche". Die Hydrogeologie beschäftigt sich mit der Verbreitung, Speicherung, und der Bewegung von Grundwasser in der Erde, mit der Gesteins- und Wasserbeschaffenheit, mit der Lage und Art von Grundwasserleitern und -stauern.

Das Oberflächenwasser wurde seit frühester Zeit beobachtet. Wasserstandmessungen zur Hochwasserwarnung mit dem Nilometer bei Memphis werden seit ca. 3000 v.Chr. vorgenommen und von 3100 bis 2500 v.Chr. bestehen Hochwasseraufzeichnungen (Palermosteine).

Quellfassungen, Brunnen, Gräben und Zisternen sind seit der frühesten Steinzeit bekannt.

Die planmäßige Nutzung des Grundwassers ist wie die Baukunst mit dem frühen Städtebau verbunden, wie Tonrohre im Euphrat-Tal zeigen (3500 v.Chr. Habuba Kabira). Ab etwa 3000 v.Chr. wurden mit hölzernen Maschinen Brunnen gebohrt. In Ägypten wurden etwa um 2100 v.Chr. am Ende der 11. Dynastie unter Mentuhotep 3000 Mann mit dem Abteufen von 14 Brunnen beauftragt. Von 600 bis 260 v.Chr. bohrten Chinesen Brunnen mit 14" Durchmesser bis in Tiefen von 610 m nach Wasser und 200 Jahre später bis 1500 m Tiefe nach Salzsole und Erdgas. Die Perser bauten ab 1500 v.Chr. zur unterirdischen Wassererschließung und zum Transport kilometerlange Sickerleitungen die "Quanaten" mit einer heute noch angewandten eigenartigen Brunnenbohrtechnik zur Trinkwasserversorgung und landwirtschaftlichen Bewässerung. Die technischen Leistungen zur Förderung, dem Transport, der Speicherung in Zisternen und der Verteilung von Wasser im Altertum sind erstaunlich, siehe die 3 Bücher von Sextus Julius Frontinus *de aquaeductu Urbis Romae* und *de aquis Urbis Romae* I und II, und weitere antike Quellen. Bei Frontinus sei auf die "moderne" Gesamtplanung von den Wasserfassungen bis zur Verteilung in einzelne Gebäude und die Berechnung des Wasserzinses in der Millionenstadt Rom hingewiesen mit einem Wasserverbrauch von ca. 400 l täglich pro Person. Der Ausbau römischer Quellfassungen und Brunnenstuben ist heute noch beispielhaft. Zur Wasserspeicherung wurden bis 40 m hohe Schwergewichts- und Pfeilermauern mit frei stehenden Einlauftürmen (in Spanien einige noch heute in Betrieb) und bleigedichteten Setzungsfugen gebaut. Über 100 km lange Wasserleitungen (Köln 83 km) - teils als Druckleitungen - sind bekannt. Im 2. Jahrhundert wurde in Side (Kleinasien) eine 29,5 km lange Wasserleitung in schwierigem Gelände mit 1000 Mann in 5 Jahren gebaut. Der Tunnelanteil liegt dort bei 40 % und wurde teilweise betoniert. Die Herstellung wasserdichten Betons und Mörtels sowie Metall- und Bitumendichtungen waren bekannt (Lamprecht). Weitere antike Wasserbauten sind in großer Zahl belegt.

1126 n.Chr. wird im Artois der erste "arthesische Brunnen" gebohrt.

Bis in das 17. Jahrhundert galten über den Wasserkreislauf die griechischen Theorien (Aristoteles, Thales, Plato, Homer) und der Römer (Seneca, Plinius, Vitruvius), danach strömt das

Wasser vom Meere kommend in Spalten und Kanälen unter das Land, wobei es zu Süßwasser wird (Hölting).

Pierre Perrault (1608 - 1680) maß die Regenwassermenge und den Abfluß der Seine und stellte dabei fest, daß der Fluß nur 1/6 der Niederschläge befördert. Edmé Mariotte (1630 - 1684) erklärte die Grundwasserneubildung durch Niederschläge und Edmund Halley beschreibt den Wasserkreislauf aus Niederschlägen, Verdunstung und Ablauf unter und über der Erde. Der Russe M.W.Lomonossow entwickelte 1740 bis 1750 wissenschaftliche Theorien über die Wechselbeziehung von Grundwasser und Gestein und später auch über das Eindringvermögen von Niederschlägen in verschiedene Gesteine (G.B.Bogomolow). Das erste meteorologische europäische Meßnetz von Frankreich bis Ungarn reichend war 1780 eingerichtet worden (G.Garbrecht 1985).

Im 19. Jahrhundert machten Henry Darcy (1803 - 1858) und später J. Dupuit und P. Forchheimer ihre hydrologischen Versuche. 1879 wurde die "Hydrogeologie" im heutigen Sinne von Lucas definiert. Anfangs des 20.Jahrhunderts entwickelte sie sich durch Arbeiten von R. Dachler, E. Imbeaux, K. Keilhack, W. Koehne, J. Kozeny, E. Prinz, G. Thiem und W. Sichardt zur selbständigen, weitgehend empirischen Wissenschaft.

3 Zusammenwirken von Geologie und Grundbau

3.1 Vereinfachte Betrachtung der Bodenuntersuchung aus der Sicht des Ingenieurs und des Geologen

Gegenüber dem Geologen ist die Arbeitsweise des Ingenieurs ausbildungsbedingt andersartig. Zuerst werden die Gebäude geplant, konstruiert und Kräfte berechnet, dann beginnen Bodenuntersuchungen mit Sondierungen und Bohrungen für einzelne oder gemeinsame Bauteile bis zu vorher berechneten oder einer Norm entnommenen Tiefen. Der Boden wird klassifiziert und es werden sehr exakte bodenmechanische Kennwerte bestimmt, die in die übrigen Berechnungen des Gebäudes z.T. nach Beaufschlagung mit Sicherheitsbeiwerten eingehen. Divergierende Zahlenwerte werden mit statistischen Methoden geglättet oder mit Erfahrungswerten verglichen. Bei Planänderungen werden weitere Untersuchungen vorgenommen. Weitergehende Untersuchungen werden nur bei besonderen Anfragen z.B. nach den Grundwasserverhältnissen oder bei rutschempfindlichen Hängen usw. im Laufe weiterer Untersuchungen und Betrachtungen angestellt. Im Zweifelsfalle werden Sonderfachleute zugezogen und es entsteht langsam ein Gesamtbild von Boden, Bauwerk und geologischer Umgebung.

Der Geologe dagegen beginnt die Arbeit mit Kartenmaterial und Bildern von der Umgebung (soweit möglich mit Luftbildern), bibliographischen und morphologischen Studien. Alle in der Umgebung liegenden Aufschlüsse des Bodens, Gräben, Baugruben, Wasseraustritte und Aufzeichnungen älterer Bohrungen werden zusammengetragen und dann Schürfe und Bohrungen mit teilweise für den Bauingenieur erstaunlichen Tiefen veranlaßt. Die Bohrkerne werden sehr eingehend angesprochen und die Schürfe meist persönlich befahren. Der Geologe erarbeitet also ein Bild des Bodenaufbaues mit Altersangaben und Teufen der Schichtfolgen, tektonischen und petrographischen Angaben über die Gesteinsarten und deren Verwitterungserscheinungen, Grundwasserverhältnisse, Grundwasserdurchlässigkeiten, ältere und neuere Rutschungen etc. Dem planenden Ingenieur werden nach genaueren Untersuchungen grundlegende Angaben für den Grundbau gemacht, wobei der Geologe am liebsten eine beschreibende Ausdrucksweise vorzieht und sich bei in Zahlen ausgedrückten Werten einen Spielraum vorbehält. Die Aussagen des Geologen beruhen nicht ausschließlich auf Beobachtungen und Messungen, sondern auf Analogieschlüssen, Erfahrungen anderer Wissensgebiete und natürlich auch Intuition.

Grundsätzlich sollte eine von einem Bauingenieur erstellte Bodenuntersuchung für eine Bauwerksgründung zu ähnlichen oder gleichen Ergebnissen kommen wie die eines Ingenieurgeologen.

3.2 Geotechnik - Ingenieurgeologie, Boden-und Felsmechanik

Mit Hilfe naturwissenschaftlicher Grundlagen und Fachdisziplinen wie Mineralogie, Petrographie, Geophysik, Bodenkunde (=Pedologie) und Geographie werden in der allgemeinen Geologie, die Vorgänge der Gesteinsbildung und Verwitterung, die Gesteinsverformung und daraus ableitbare Lagerungsverhältnisse (Tektonik) und Landschaftsformen, in der historischen Geologie die zeitliche Abfolge dieser Vorgänge und in der regionalen Geologie die räumliche Verbreitung und ortspezifische Besonderheiten behandelt. Die angewandte Geologie gibt mit ihren Teilgebieten Ingenieurgeologie, Hydrogeologie, Geophysik, Petrographie, Lagerstättenkunde und Erkundungsgeologie Antworten auf spezielle Fragen des Bauwesens und bildet somit eine Brücke zwischen Erde und Technik.

Die Geologie ist wie auch das Bauingenieurwesen und hier besonders der Grundbau keine exakte Wissenschaft wie beispielsweise die Mathematik oder die theoretische Physik. Sie besitzt wenige Axiome und basiert zu einem großen Teil auf empirischem Wissen und Erfahrung. Einen Grundpfeiler geologischer Arbeit stellt das Aktualitätsprinzip (Ch. Lyell, 1830) dar, wobei zur Interpretation geologischer Erscheinungbilder davon ausgegangen wird, daß Kräfte und

Erscheinungen der geologischen Vorzeit mit den heute zu beobachtenden gleichartig sind, so daß unmittelbare Rückschlüsse vom beobachtbaren Erscheinungsbild zu den früheren Bildungsabläufen möglich sind. Das heißt, daß die Gesetze der Chemie, Physik und Meteorologie zeitunabhängig gelten und daß auf der Erde beispielsweise immer eine Gravitation herrschte und somit Berge mit Hilfe des Wassers und der Temperatur abgetragen und die Erosionsprodukte wieder durch Flüsse oder Wind sedimentiert wurden. Nicht beständig sind zeitabhänige Größen wie z.B. der Erdmagnetismus der sich öfters änderte.

Der Begriff der Fazies, die alle einem Gestein bei seiner Entstehung aufgeprägten Erkennungsmerkmale bezüglich Petrographie, Gefüge und charakteristischem Fossilinhalt beschreibt, unterliegt dem Gesetz der Korrelation der Fazies, wonach nur solche Fazies zeitlich unmittelbar aufeinander folgen kann, die auch räumlich gleichzeitig nebeneinander entstanden sein kann. Danach ist es möglich Bohrprofile sinnvoll zu korrelieren und Schichtgrenzen, Schichtlücken oder tektonische Störungen sicher zu erkennen. Nach dieser Gesetzmäßigkeit ist es erklärbar, daß zeitgleich entstandene Gesteine, die bei horizontaler Schichtung heute höhengleich dicht nebeneinander angetroffen werden, grundlegend unterschiedliche Ausbildung und physikalische Eigenschaften besitzen können. Beispielsweise bedeutet eine marine Fazies, daß zur gleichen Zeit in diesem Gebiet massige Riffkalke, schichtige Mergel oder veränderlich feste Tonsteine entstanden sein können, nicht aber Sandsteine einer Festlandfazies. Demnach können im Untersuchungesgebiet mariner Fazies von Bohrung zu Bohrung gleich alte Kalke und Mergel vorkommen und sich abwechseln, nicht aber Sandsteine. Diese gesetzmäßigen unterschiedlichen Gesteinsausbildungen sind dem Ingenieur vom Geologen zu erklären.

Im großen Fachgebiet der Geotechnik stellen die Ingenieurgeologie und die Hydrogeologie ergänzte und spezialisierte Formen der Geologie dar, die wie die Bodenmechanik und die Felsmechanik als Hilfswissenschaften die geotechnischen Grundlagen für den Grundbau liefern. Die Ingenieurgeologie untersucht den Gesteinsverband in Hinblick auf die Nutzung als Baugrund oder Baustoff sowie die Eigenschaften von Gesteinen und ihr Vorkommen in der Natur. Hierbei werden die geologische Entwicklung und die zeitliche Veränderung der Gesteine sowie die geomorphologischen und hydrogeologischen Bedingungen untersucht. Dies geschieht auf Grundlage des Fachwissens aus den unterschiedlichen geowissenschaftlichen Teilgebieten. Die Bodenmechanik und die Felsmechanik ermitteln Kennwerte für Gesteine oder Gesteinsverbände und stellen mathematische Modelle und Rechenansätze auf, die die Wechselwirkung von Bauwerk und Boden erfassen. Im Zuge geotechnischer Baumaßnahmen werden diese Erkenntnisse bei Berechnungen, Konstruktionen und der Bauausführung z.B. im Grundbau zur

Planung standsicherer, kostengünstiger und in die Umgebung sinnvoll eingepaßter Gründungen, unterirdischer Verkehrsbauten, Brücken, Kraftwerken und vielem anderem mehr zusammengeführt und berücksichtigt.

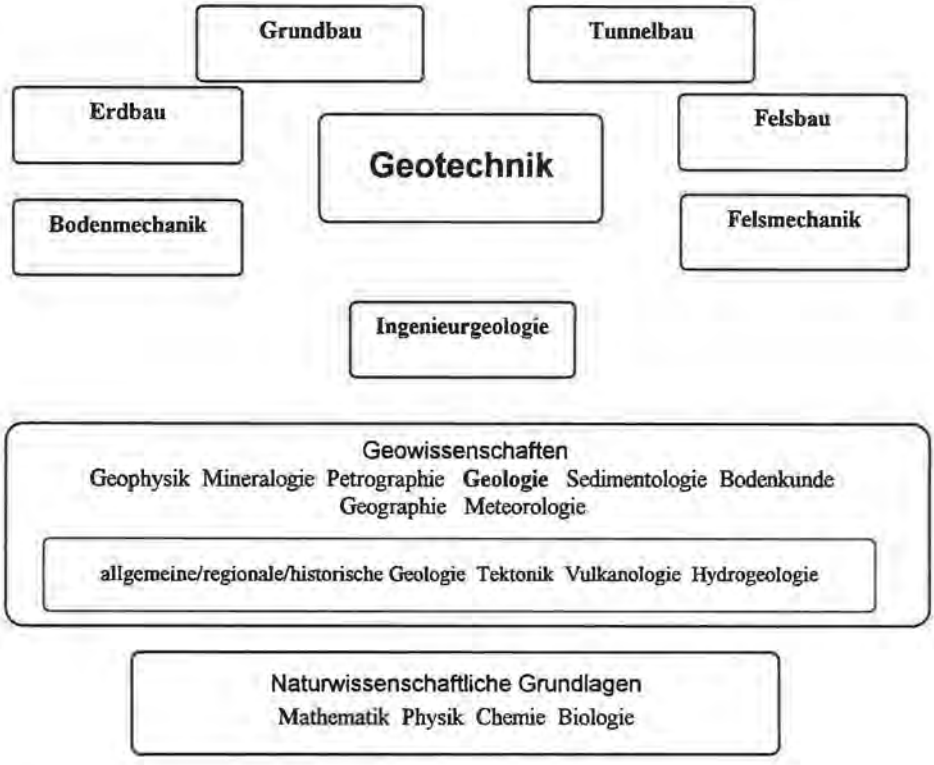


Bild: Geologie und Grundbau als Teile der Geotechnik

Häufig sollen auf Grundlage punktueller Aufschlüsse, wie Bohrungen mit möglicherweise nicht optimalem Kerngewinn Angaben zur dreidimensionalen Ausbildung des Untergrundes mit Angaben zur Gesteinsfestigkeit, Gebirgsfestigkeit, Gefüge, Homogenität usw. gemacht werden. Aufgabe des Ingenieurgeologen ist es, den regionalen Zusammenhang herzustellen um von lokalen Aufschlüssen auf ein Gesamtbild schließen zu können und hierbei die nicht in dieses Bild passende Bodenschichten zu erkennen, zu erklären und zu bewerten. Zusammen mit dem Bauingenieur werden Baugrundmodelle mit der Wichtung einzelner Boden-/Fels-Bereiche erarbeitet. Zahlreiche Angaben der Geologie beruhen auf Analogieschlüssen und beinhalten Unsicherheiten. Der Grad dieser Unsicherheiten muß aufgezeigt werden.

Die Geotechnik und die Ingenieurgeologie mit ihren Hilfswissenschaften liefern die Unterlagen zur Schonung natürlicher Ressourcen, wie Baugrund, Landschaft und Grundwasser. Es lag nahe für diese naturwissenschaftlich-technischen Fragestellungen ein eigenes Berufsbild den Ingenieurgeologen/-innen zu schaffen. Erste Ausbildungsstätten für Ingenieurgeologen waren Lüttich ab 1900 und Danzig ab 1922. In Osteuropa werden seit Jahrzehnten Ingenieurgeologen ausgebildet und in Deutschland besteht u.W. der erste Lehrstuhl für "Ingenieurgeologie und Hydrologie" seit 1970 an der TH Aachen. An der TU München ist diese Fachdisziplin durch den Lehrstuhl für Allgemeine, Angewandte und Ingenieur-Geologie sowie den Lehrstuhl für Hydrogeologie, Hydrochemie und Umweltanalytik vertreten.

Auch dieses junge spezielle Fachgebiet kann die vielfältigen Anforderungen der Geotechnik nicht allein abdecken, wenn nicht gleichzeitig fundierte Erfahrungen von seiten der Geologie des Tiefbauingenieurwesens und weiterer Wissensgebiete eingebracht werden.

Immer weiter zunehmendes Detailwissen führt in allen wissenschaftlichen Fachrichtungen zu fortschreitender Spezialisierung, sodaß auch im Bauwesen kein Fachbereich für sich allein in der Lage ist, fundierte Lösungsansätze für erweiterte oder neue Problemstellungen anzubieten. Nur das wohlkoordinierte Zusammenwirken mehrer Spezialdisziplinen wie beispielsweise der Geologie/Hydrologie mit dem Grundbau, der Tektonik mit der Felsmechanik und der Petrographie mit der Bodenmechanik bieten Möglichkeiten den durch bauspezifische, ökologische, wirtschaftliche und politische Faktoren zunehmend komplex beeinflußten Aufgaben gerecht zu werden. Die komplexen Verbindungen ergeben sich aus den Baustoffen, ihrer Wechselhaftigkeit und ihrer Umgebung, die vereinfacht durch die Parameter Gestein - Wasser - Luft - Zeit darzustellen sind. Der zeitlichen und inhaltlichen Koordination der beteiligten Fachdisziplinen durch einen in der Baupraxis erfahrenen Planer und Vermittler kommt hierbei heute eine wachsende Bedeutung zu.

4 Literatur

AGRICOLA, G. (1556): De re metallica libri XII.- Aus DTV-Bibliotek, 1977 München.

BENDEL, L. (1949): Ingenieurgeologie.- Wien (Springer).

BERINGER, C. Chr. & MURAWSKI, H. (1957): Geologisches Wörterbuch.- 4. Aufl., Stuttgart (Enke)

BINDING, G. (1993): Baubetrieb im Mittelalter. - Darmstadt (Wiss. Buchgesellschaft).

BOGOMOLOW, G. W. (1958): Grundlagen der Hydrogeologie.- 2.Aufl. Übers. a.d. Russ. v. Andreae, H., Busch, W., Berlin.

BOSL, K.(1961): Bayern. - 7. Bd. Handbuch der Historischen Stätten Deutschlands, Stuttgart.

DIN 4049 (1979): Hydrologie.- Berlin & Köln (Beuth).

FECKER, E. & REIK, G. (1987): Baugeologie.- Stuttgart (Enke).

FRONTINUS-GES. (1982): Wasserversorgung im antiken Rom: Sextvs Julivs Frontinvs, cvrator aqvarvm.- München (Oldenbourg).

GARBRECHT, G. (1985): Wasser, Vorrat, Bedarf und Nutzung in Geschichte und Gegenwart.- Hamburg (Rowohlt).

GOETHE, J. W. v. (1963): Schriften zur Geologie, Mineralogie und Meterologie.- Aus: Bd. 38 d. Gedenkausgabe der Werke, Briefe und Gespräche Goethes, München (DTV).

GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanik.- Stuttgart (Enke).

HÖLTING, B. (1984): Hydrogeologie.- 2, Aufl. Stuttgart (Enke).

KÉZDI, A. (1969): Handbuch der Bodenmechanik.- Budapest.

KEIL, K. (1954): Ingenieurgeologie und Geotechnik.- Halle a. d. Saale (VEB Knapp).

KLENGEL; K. J., WAGENBRETH; O. (1987): Ingenieurgeologie für Bauingenieure.- 2. Aufl., Wiesbaden; Berlin (Bauverlag).

LAMPRECHT, H.- O. (1987): Opus caementitium: Bautechnik der Römer./ Röm.-Germ. Museum, Köln.- 3.Aufl., Düsseldorf (Beton-Verlag).

LUEGER, O. (1900 - 1908): Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften.- 4. & 5. Bd., 2. Aufl., Stuttgart - Leipzig

MEYER, H. J. (1864): Neues Konversationslexikon.- Bd. 2, 7 & 8, 2. Aufl., Hildburghausen.

NEUMANN, R. (1964): Geologie für Bauingenieure.- Berlin; München (Ernst & Sohn).

ORTNER, E. (1938): Balthasar Neumann.- Piper Verl., München

PRINZ, H. (1991): Abriß der Ingenieurgeologie.- Stuttgart (Enke).

SINGER, M. (1932): Der Baugrund.- Wien (Springer).

TERZAGHI, K. v. (1925): Erdbaumechanik.- Leipzig - Wien.

TERZAGHI, K. v. (1929): Bodenkunde.- Sonderdruck aus REDLICH, TERZAGHI & KAMPE: Ingenieurgeologie.

VOGEL, H. U. (1994): Die Salzproduktion im alten China.- Aus: China, eine Wiege der Weltkultur: 5000 Jahre Erfindungen und Entdeckungen; ROEMER- und PELIZAEUS-Museum, Mainz/Hildesheim (von Zabern).

ZARUBA, Q. & Mencl, V. (1957): Ingenieurgeologie.- Übers. aus d. Tschech. Winkler, R., Prag; Berlin 1961.

Beitrag der geometrischen Kluftparameter zur Entwurfsplanung für Kraftwerkskavernen

Klaus Hönisch, Ulrich Trunk

1 Einleitung

Die Ermittlung verläßlicher Gebirgskennwerte ist entscheidend für einen wirtschaftlichen Kavernensicherungsentwurf oder sogar für die Ausführbarkeit großer Kraftwerkskavernen. Die notwendigen felsmechanischen Analysen können durch einen empirischen Vorentwurf der Sicherung unterstützt und beschleunigt werden. Hierzu wurden Gebirgskennwerte und Sicherungsentwürfe für ca. 100 Kavernen mit Hilfe der Felsklassifikation in einem DFG-Forschungsprojekt an der TU München [5, 6] verglichen. Die Detailkartierungen der Untersuchungsstollen von 5 ausgeführten und 5 ausschreibungsreifen Kavernen wurden besonders ausgewertet. Der ebene Durchtrennungsgrad des Gebirges wurde mit Hilfe der Kluftausbißflächen, -längen und -abstände bestimmt.

2 Grundsätze für Detailkartierungen

Der Aufwand der Erkundungsmaßnahmen im Fels soll die Felsgüteklasse, die geometrische und strukturelle Risikoklasse und damit auch die Hohlraumgröße berücksichtigen (vgl. JOHN [7]). Damit können Anzahl der Bohrungen, Abstand der Querschnitte und die Notwendigkeit eines Untersuchungsstollens neben der Kartierung von Oberflächenaufschlüssen festgelegt werden.

Für ein untertägiges Krafthaus ist dieser Stollen vor der Ausschreibung immer erforderlich. Im Idealfall werden drei aufeinander senkrechte Aufschlußrichtungen kartiert, z.B. Firste, Wände, Ortsbrust. Damit kann ein räumlicher Durchtrennungsgrad geschätzt sowie die Richtungsabhängigkeit der Verteilungen der geometrischen Kluftparameter festgestellt werden. Trennflächen sind in der Regel in verschiedenen Aufschluß-Richtungen über- und unterrepräsentiert. Ein Untersuchungsschacht liefert dagegen die ideale Repräsentation von subvertikalen Klüften, insbesondere von deren Ausbißflächen.

Die Kartierung ist durch Klassifikation des Gebirges mindestens bei jedem 4. Abschlag zu unterstützen. Die Ortsbrustkartierung ist die Grundlage der Kartierung der Stollenabwicklung.

Wenn die Firstkartierung aus Zeitgründen unvollständig bleibt, ist sie durch die sonst verzichtbare Sohlkartierung zu ersetzen.

Als kleinste kartierte Flächen und Spurenlängen werden 0,5 m² und 1 m vorgeschlagen. Alle Bänke sind zu kartieren. Zumindest in Sedimenten sollten 50 % der Klüfte an anderen ausgewiesenen Trennflächen enden, sonst 33 %. Als notwendige Anzahl von Messungen werden allgemein angesehen - je ausgewiesenem Homogenbereich:

100x Orientierung, nicht getrennt nach Scharen, je 70x Kluft-Abstand u. -Länge je Kluftschar, je 50x Fläche und Öffnungsweite, evtl. auch weniger je Kluftschar, 30x Kluftrauhigkeit je Kluftschar. In einzelnen Homogenbereichen werden diese Forderungen auch unterschritten.

3 Ergebnisse von Detailkartierungen

Aus einer großen Anzahl von Wasserkraftwerken in der Planung wurden 5 Untersuchungsstollen und 5 ausgeführte Krafthäuser im Detail kartiert. Die nachfolgende statistische Auswertung der geometrischen Kluftparameter wurde entweder getrennt nach verschiedenen Gebirgstypen oder Kluftscharen vorgenommen. Auf die Richtungsmessungen wird hier nicht eingegangen.

Von Bedeutung ist die Extrapolation der in den Stollen gemessenen Ausbißlängen von Klüften auf das Krafthaus, insbesondere wenn ein Teil davon nicht vollständig sichtbar ist. Das Konzept der sog. halben Ausbißlänge (semi trace length) wurde von SOUSA u.a. [9] nach Vorschlag von PRIEST u. HUDSON verwendet.

Im Vergleich dieser Methode mit anderen gröberen Korrekturen, z.B. Addition der doppelten Standardabweichung ohne Berücksichtigung der nicht sichtbaren Enden, ergibt sich Folgendes:

- bei 10 % oder weniger unsichtbaren Kluftenden ist jede Korrektur unnötig
- bei weniger als 40 % unsichtbaren Kluftenden ist die Methode der halben Ausbißlänge ohne Berücksichtigung einer Standardabweichung ausreichend
- bei 40 % oder mehr unsichtbaren Kluftenden müsste als Korrektur die Standardabweichung entsprechend den verdoppelten Ausbißlängen zum Mittelwert addiert oder größere Messungen an einem Aufschluß vorgesehen werden. Siehe hierzu Abb. 1, in der der Wert nach SOUSA u.a. [9] als Referenzwert angenommen wird.

Grobe Ausbruchverfahren führen bekanntlich zur Vergrößerung der Kluftausbißlängen und Verkleinerung der Kluftabstände. Bei schonendem Sprengen ist dagegen zu erwarten, daß die

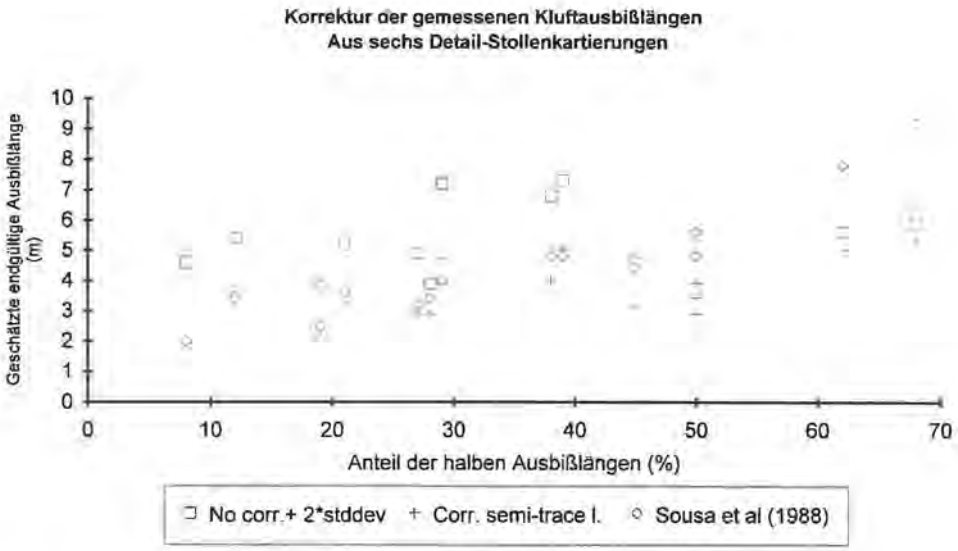


Abb.1: Verschiedene Interpolationsmethoden für Kluftausbißlängen, aus [3]

so im Stollen bestimmten Ausbißlängen auch für das Kavernenbauwerk und die Gebirgsscherfestigkeit repräsentativ sein werden.

Folgende Ergebnisse sollen noch berichtet werden:

Hauptsächlich werden lognormale Verteilungsfunktionen der geometrischen Parameter beobachtet. Bei genauerer Kartierung kleinerer Ausbisse wären negative Exponentialfunktionen ermittelt worden. Die geringsten kartierten Ausbisse waren ca. 1 m lang.

Obwohl die beobachteten Kluftflächen das geeignetste Maß für die Durchtrennung darstellen, werden sie nicht häufig genug kartiert. Als Ersatz hat sich, dort wo der Vergleich möglich war, das Produkt aus Kluftausbißlänge und -abstand der gleichen Schar als besser geeignet erwiesen als das Quadrat (oder das halbe Quadrat) der Ausbißlängen. Offensichtlich wird aber die Grenzgröße zur Ignorierung bei Ausbißflächen kleiner als bei Ausbißlängen vom Bearbeiter gewählt.

Bei einer oberflächennahen Schachtkartierung wurde festgestellt, daß die Kluftflächen als einzige Größe deutlich mit der Teufe abnahmen (siehe Abb. 2).

Es wurde außerdem mehrfach festgestellt, daß nur 35 % und 20 % der kartierten Klüfte bei den Probestollen bzw. den Krafthauswänden nicht an anderen Trennflächen endeten. Damit

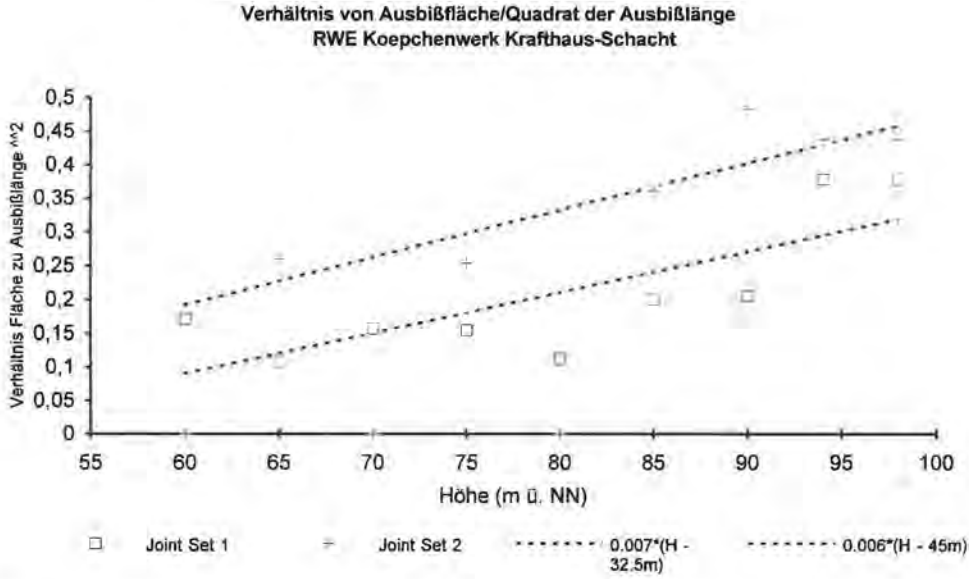


Abb. 2: Korrelation von Kluftausbißfläche, -längenquadrat und Tiefe, aus [3]

kann anhand dieses Anteils über die Gründlichkeit einer Kartierung entschieden werden, insbesondere bei Sedimentgesteinen.

4 Strategie zur Schätzung des Gebirgsreibungswinkels

Für das vorgeschlagene Vorgehen ist eine unabhängige Schätzung des Gebirgsreibungswinkels nötig und auch auf mehrfache Weise möglich:

- direkte Laborscherversuche an natürlichen und künstlichen Trennflächen
- Kippversuche und Auswertung von Kluftrauhigkeiten, wobei nach dem Konzept von BARTON u.a. [1] der Spannungszustand berücksichtigt wird
- Felsklassifikation mit besonderer Berücksichtigung von Rauhigkeit und Verwitterung nach BARTON u.a. [1]: $\varnothing$ = arctan (Jr/Ja) für das Gebirge

– empirische Berücksichtigung von Felstyp, Spannungszustand und Felsqualitätsindex nach HOEK & BROWN [4] für das Gebirge.

In Hinblick auf die notwendigen statischen Analysen, die eine mögliche Spannungsüberschreitung modellieren sollen, sind Spitzen- und Restreibungswinkel zu bestimmen.

Der Beitrag von Materialbrücken teilweise durchtrennter Klüfte zum Spitzen-Gebirgsreibungswinkel könnte herangezogen werden. Dies geschieht in der Regel im Sinne eines erhöhten Partialsicherheitsfaktors nicht.

5 Strategie zur Gebirgskohäsionsschätzung

Zu Beginn des Ausschreibungsentwurf großer Felshohlräume muß die Ingenieur-Erfahrung durch statische Berechnungen und damit durch Schätzungen der Gebirgskennwerte gestützt werden. Ebenso wie bei der Ermittlung des Gebirgsqualitätsindex ist es angebracht, bei der Schätzung der Gebirgskennwerte und den statischen Berechnungen mehrere unabhängige Verfahren zu benutzen.

Eine größere Anzahl von Feldversuchen großen Maßstabs ist ebensowenig zu empfehlen wie eine numerische Simulation solcher Teste. Sollten großmaßstäbliche Laborversuche mit mehreren Laststufen möglich sein, wären die Ergebnisse wichtiger als deren beschriebene Schätzungen.

Es wird vorgeschlagen, aus einer ausreichenden Anzahl von Laborversuchen an Bohrkernproben die später entsprechend allen ermittelten geometrischen Kluftparametern zu reduzierende Gesteinsscherfestigkeit zu bestimmen.

Folgende Methoden der Reduzierung wurden gefunden und bewertet:

1. Reduzierung entsprechend Kluftabstand oder Probengröße
2. Reduzierung entsprechend Hohlraumgröße, Kluftabstand, Probengröße
3. Reduzierung entsprechend dem Kluftdurchtrennungsgrad
4. Reduzierung entsprechend Felsqualitätsindex und Verwitterungsgrad
5. Reduzierung entsprechend Bruchdehnung von Gebirge und Gestein
6. Reduzierung entsprechend Felsqualitätsindex und Trennflächenfallwinkel

Für Kavernen mit hohen geraden Wänden ist die Trennflächenrichtung von besonderer Bedeutung. Die Hohlraumgröße wird in der Regel durch sehr eingehende statische Analysen genügend berücksichtigt und nicht bei der Parameterwahl.

Weitere Methoden der Schätzung werden auch ohne Kenntnis der Gesteinsscherfestigkeit - und damit ohne Berücksichtigung des Gebirgstyps - angewandt:

7. Korrelation mit dem Gebirgsdeformationsmodul oder gemessenen Tunnelverformungen
8. Korrelation mit Kluftanzahl, Tunneldurchmesser, Kluftrichtung
9. Korrelation lediglich mit dem Felsqualiätsindex (linear und nichtlinear)

Die letztgenannten Verfahren sind nur für Kontrollzwecke zu empfehlen. Genügend häufige Messungen des großmaßstäblichen Gebirgsdeformationsmoduls bieten eine Kontrolle der Gebirgsfestigkeit.

In der Folge wird eine Abminderung der Gesteinfestigkeit entsprechend den drei Einflußgrößen Kluftabstand, -durchtrennungsgrad und -richtung bezogen auf die Hohlraumwand verwendet. Die Gebirgskohäsion wird durch lineare Abminderung der Gesteinskohäsion nach dem Gesteinsbrückenanteil (komplementär zum Durchtrennungsgrad), dem halben Kluftabstand (in m), dem Differenzwinkel von wichtigster Trennflächenschar und Kavernenachse und dem Fallwinkel dieser Trennflächenschar mit mittelsteilem Einfallen als ungünstigstem Fall berechnet.

Diese Methode wird nicht als Ersatz früherer Methoden angeboten, weil die Gebirgsfestigkeiten bisher nicht direkt durch Versuche, sondern nur indirekt durch den Nachweis des elastischen Hohlraumverhaltens mittels Verformungsmessungen bestätigt wurden.

Die Berücksichtigung der Streuung der geometrischen Kluftparameter wie vorgeschlagen ist gut geeignet, die voraussichtliche Streuung der Gebirgsfestigkeit abzuschätzen. Die typische Verteilung - in etwa lognormal - der Kohäsion zeigt Abb. 3. Das vorgeschlagene Verfahren der multiplikativen Abminderung der Gesteinsfestigkeit im Hinblick auf jedes festgestellte geotechnische Risiko erscheint angemessener als eine konservative Parameterschätzung mit dem Ziel, die Gesamtheit dieser Risiken zu berücksichtigen.

6 Voraussetzungen zur Schätzung der Gebirgsfestigkeit

Es wird angenommen, daß die dem linearen Bruchkriterium von MOHR-COULOMB entsprechende Beziehung zwischen Druckfestigkeit, Kohäsion und Reibungswinkel zumindest näherungsweise für das intakte Gestein und das geklüftete Gebirge gültig ist. Damit könnte die Ge-

birgskohäsion zwischen 1/3 und 1/7 und im Mittel ca. 20 % der Gebirgsdruckfestigkeit betragen. Der Gebirgsreibungswinkel ist immer bereits zuvor geschätzt worden.

Es wird angenommen, daß mit zunehmenden Hohlraumabmessungen die Festigkeit teilweise durchtrennter Klüfte sich der Gebirgsscherfestigkeit annähert. Hierzu müssen alle voll durchgehenden Trennflächen unbedingt in getrennten Analysen berücksichtigt werden.

Eine lineare Abminderung der Gesteinfestigkeit zur Gebirgsfestigkeit ist praktikabel für typische geotechnische Risikofaktoren wie Verwitterung, Wassergehalt, Blockgröße bei gleichzeitiger Beachtung des Gebirgstyps. Der Einfluß auf den Gebirgsreibungswinkel ist geringer. Die ermittelten Schätzwerte der Kohäsion sind u.E. mit einem Partialsicherheitsbeiwert von 2.0 zu versehen, um Bemessungskennwerte zu erhalten, es sei denn, es wird eine Grenzgleichgewichtsbetrachtung durchgeführt. In nicht elastischen Berechnungen ist nach dem Überschreiten der Scherfestigkeit nur bei systematischer Ankerung eine Restkohäsion anzusetzen.

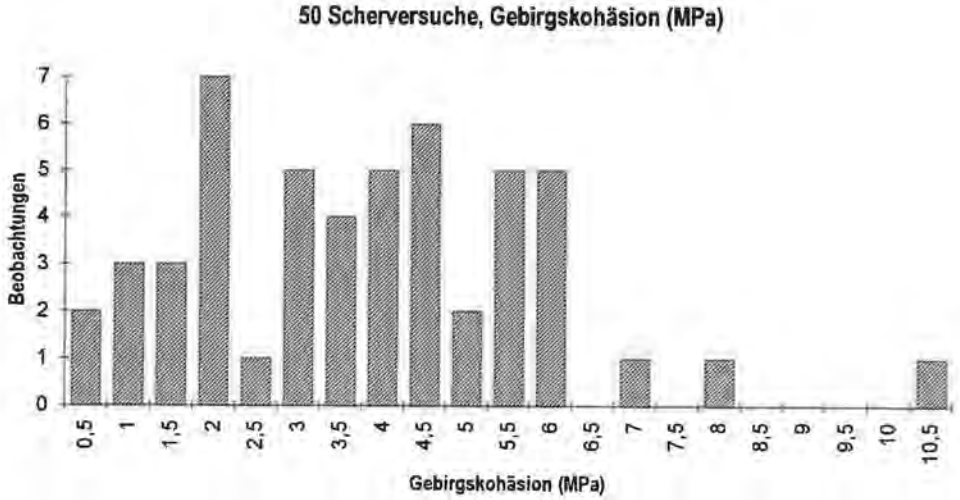


Abb. 3: Verteilung im Scherversuch bestimmter Gebirgskohäsionen

7 Ergebnisse der Schätzung der Gebirgsfestigkeit

Die verschiedenen Strategien, die im Kap. 5 entweder mit Verwendung der intakten Kohäsion oder ohne diese aufgezählt wurden, sind für 10 Kraftwerkskavernen bzw. deren Untersuchungsstollen benutzt worden. Die Ergebnisse sind in einer Tabelle im Anhang 1 zusammengefaßt. Die Erläuterung dieser Tabelle ist wie folgt:

Für elf verschiedene Gebirgstypen mit internen Felsklassen (Spalte 1) - hiervon sind 4 sedimentäre und Kalksteine, 3 vulkanische, 4 metamorphe - wird auf der Basis von uniaxialer Gesteinsdruckfestigkeit (Spalte 5), Gesteins- und Gebirgsdeformationsmodul (Spalten 6 und 7) und Felsqualitätsindex (Spalte 2) die Gebirgskohäsion nach 7 verschiedenen Methoden errechnet als:

- 20 % der Gebirgsdruckfestigkeit nach STILLE [2] (Spalte 3)
- Gebirgskohäsion bei Normalspannung von 20 % der Gesteinsdruckfestigkeit nach HOEK & BROWN [4] (Spalte 4)
- Gebirgskohäsion, errechnet aus Kohäsion teilweise durchtrennter Kluftscharen (Spalte 8)
- 0.2 ‰ des Gebirgsdeformationsmoduls, d.h. wieder 20 % der Gebirgsdruckfestigkeit (Spalte 9), siehe Hönisch [5] nach mehreren japanischen Autoren.
- Gebirgsdehnung ist 40 % der Gesteinsbruchdehnung und damit ist $\tau_{Geb} = 0{,}4 \times \tau_i \; E_{Geb}/E_i$ (Spalte 10), modifiziert nach SAKURAI [7] bei HÖNISCH [5].
- Gebirgskohäsion nach Vorschlag von VARDAR [12] (Spalte 11)
- Gebirgskohäsion nach VNIMI [13], d.h. entsprechend dem Verhältnis von Hohlraum-Stützweite und Kluftabstand: $C = C_i / (1\text{-}a_i \ln(H/d))$ mit:

  a_i: Materialkennwert von 2 bis 10, H: Höhe der Felswand, d: Kluftabstand (siehe Spalte 12 und Abb. 6)

Die Ergebnisse werden wie folgt interpretiert:

1. Direkte lineare Abhängigkeit vom Felsqualitätsindex modifiziert nach BIENIAWSKI [2]: Die Ergebnisse sind immer noch konservativ, täuschen aber eine zu geringe Streuung vor. In Abb. 4 kann statt C = 0.005 x RMR sogar C = 0.020 x RMR dargestellt werden.
2. Nach STILLE [2] werden höhere Kohäsionen als bei dem eigenen Vorschlag ermittelt. Die Abhängigkeit ist stark nichtlinear, Streuung ist zu gering (siehe Abb. 4).
3. Spannungsabhängige Werte nach HOEK & BROWN [4]: Die Ergebnisse streuen extrem. Durch die vereinfachte Annahme einer Normalspannung von 20 % der Gesteinsdruckfestigkeit wird bei diesen Kriterien für guten Fels die Kohäsion überschätzt. Bei einer genaueren Analyse wird dieser Fehler nicht auftreten. Für mäßigen bzw. schlechten Fels wird die Kohäsion u.E. unterschätzt (siehe Abb. 5).

4. Die Berücksichtigung der drei geometrischen Trennflächenparameter nach dem präsentierten Vorschlag liefert definitionsgemäß konservative Werte, da ungünstige Einflüsse auf alle Richtungen verallgemeinert werden (siehe Abb. 5).

5. Die lineare Korrelation von Gebirgskohäsion und Gebirgsdeformationsmodul zeigt durch günstige Resultate häufig noch vorhandene Reserven auf. Die Gültigkeit wurde bisher aber nur für schwächeres Gebirge nachgewiesen [5, 6]. Es bleibt möglich, daß die Festigkeit für gutes Gebirge schneller abnimmt als die Steifigkeit und damit die Gebirgskohäsion nach dieser Korrelation überschätzt wird (siehe Abb. 6).

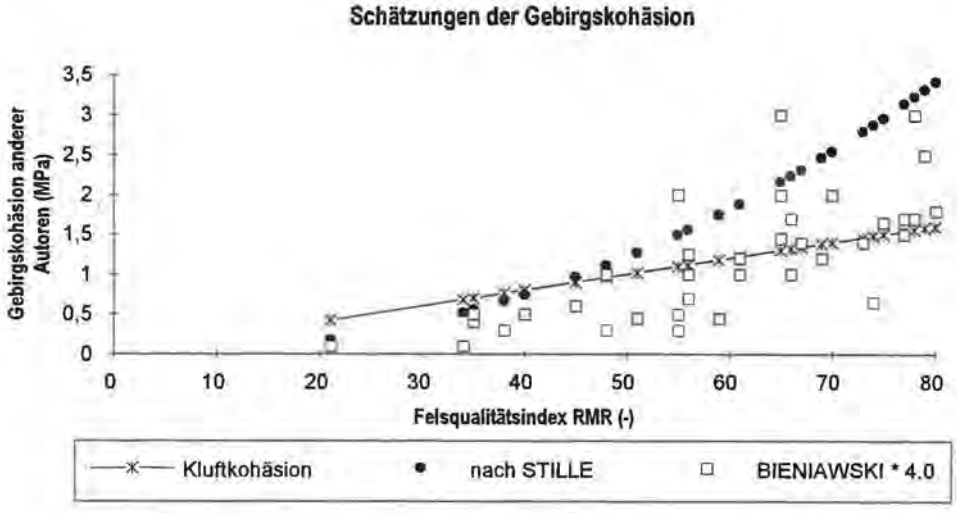


Abb. 4: Vergleich der Gebirgskohäsions-Schätzungen als Funktion des Felsqualitätsindex

6. Dies wird bestätigt durch die Korrelation von Gebirgs- und Gesteinsdehnung mit einem Quotienten kleiner als 0,50, modifiziert nach SAKURAI [8]. Die Benutzung dieser Korrelation liefert stark streuende, nur selten überhöhte, sonst mit (5) vergleichbare Werte (siehe Abb. 6).

7. Das Verfahren von VARDAR [12] liefert in der Regel sehr günstige Werte, die weiterer Bestätigung bedürfen, sofern Parameter des Gebirgsqualitätsindex nach BARTON [1] u.a. verwendet werden (siehe Abb. 5).

8. Die Empfehlungen des Forschungsinstituts VNIMI sind im Mittel vergleichbar mit der Kluftkohäsion, allerdings werden hier im Mittel für Metamorphite und Sedimente doppelte Kohäsion und für Vulkanite 50 % der Kluftkohäsion errechnet. Dies ist auf den zirka 3 - 5fachen Faktor a_i für Vulkanite zurückzuführen.

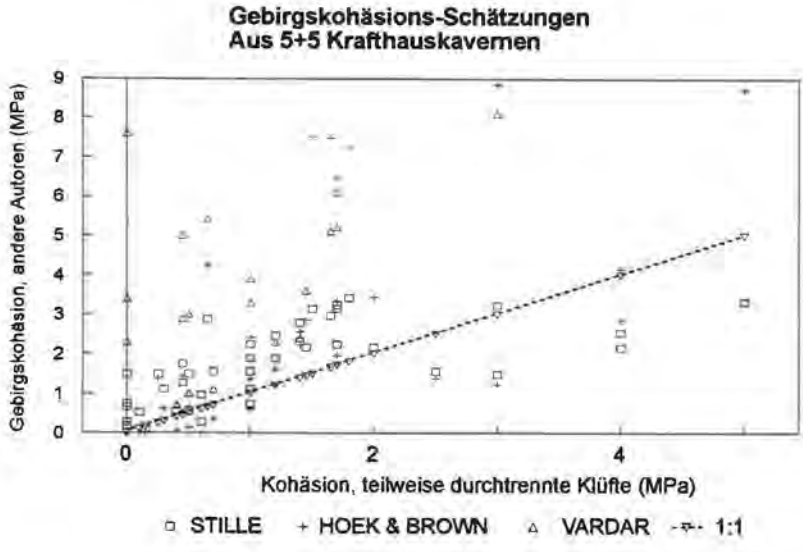


Abb. 5: Vergleich von Gebirgskohäsions-Schätzungen mit Hilfe des Felsqualitätsindex

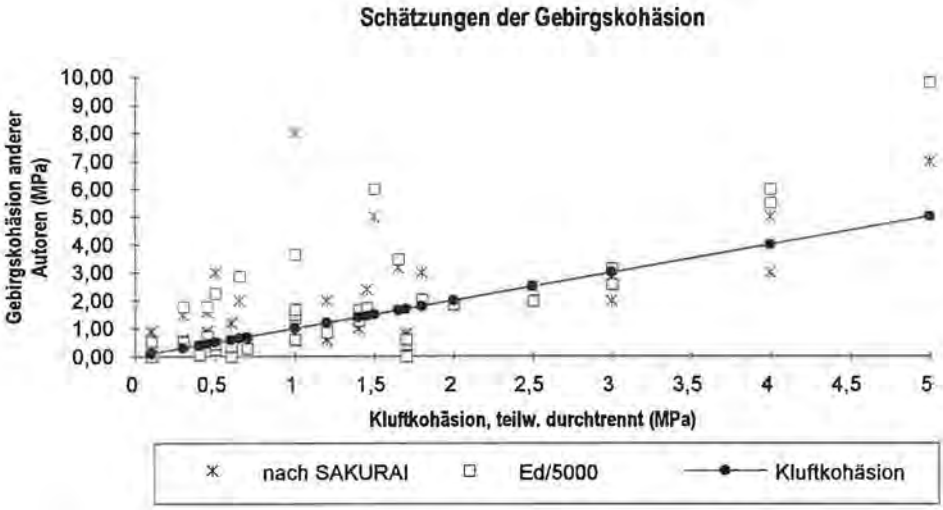


Abb. 6: Vergleich von Gebirgskohäsions-Schätzungen ohne Hilfe des Felsqualitätsindex

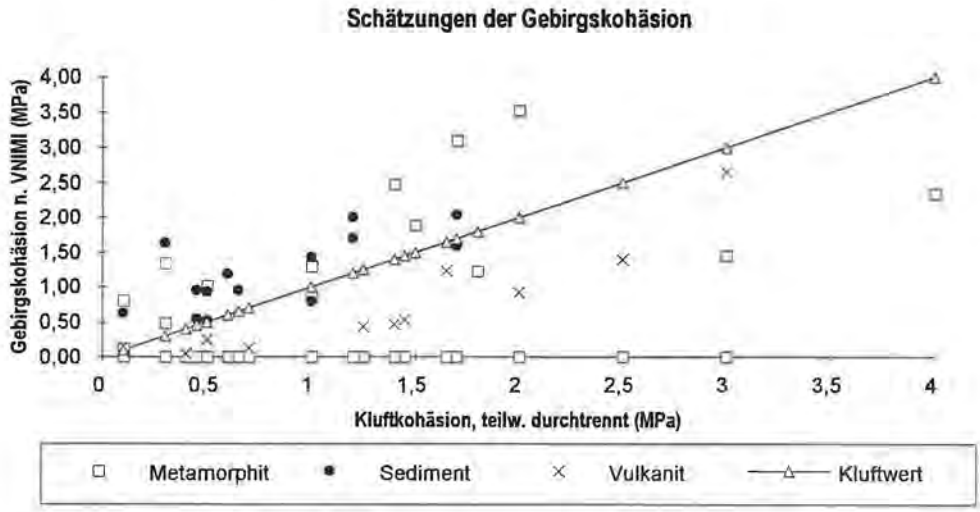


Abb. 7: Vergleich der Gebirgskohäsion nach VNIMI mit der Kohäsion teilweise durchtrennter Klüfte

8 Auswirkungen auf den Kavernen-Sicherungsentwurf

Die grundsätzlichen Überlegungen wurden in [5, 6] ausführlich dargestellt. Sie sollen hier nur kurz zusammengestellt werden. Kriterien zur Ausführbarkeit und Wirtschaftlichkeit von großen Kavernen können abgeleitet werden aus :

- statischen Analysen mit Berücksichtigung der Schwankungen kritischer Gebirgs-Parameter
- zulässigen in situ-Vertikal- und Horizontalspannungen in Abhängigkeit von der Felsqualität
- zulässigen Verhältnissen von Hohlraum-Randspannungen zu 20 - 30 % der intakten Gesteinsfestigkeit (besser direkt im Verhältnis zur Gebirgsdruckfestigkeit)
- zulässigen (freien) Hohlraum-Stützweiten in Abhängigkeit von der Felsqualität
- zulässigen Wand- und Firstverformungen, ebenso aus zulässigen Gebirgsdehnungen, d.h. Verhältnissen von Verformung und freier Stützweite senkrecht dazu

Überwiegend ist damit auch bei homogenem Gebirge rings um den Hohlraum die Kenntnis des Gebirgsdeformationsmoduls als zuverlässige Schätzung erforderlich. Auf Möglichkeiten hierzu ist in [5, 6] hingewiesen worden. Siehe hierzu insbesondere TRUNK & FLOSS [11].

9 Zusammenfassung und Schluß

Die sorgfältige Anfertigung und Auswertung von Detailkartierungen bei Probestollen und ggf. Oberflächenaufschlüssen ist notwendig und kostenbegrenzend bei der Gestaltung von Kraftwerkskavernen. Der wirtschaftliche Sicherungsentwurf großer Krafthauskavernen benötigt statische Modellberechnungen, die wiederum die risikolose Nutzung der Tragfähigkeitsreserven des Gebirges in Form realistischer Kluft- und Gebirgsfestigkeitsparameter erfordern.

Zunächst wird die Grundlage für eine probabilitische Bewertung der Stabilität von Stirn- und Seitenwänden geliefert. Eine bessere Abschätzung der anzunehmenden größten Felskeilabmessungen und des Durchtrennungsgrades der Klüfte wird ebenfalls ermöglicht. Die Reduktion der Gesteinsfestigkeit gemäß diesem Durchtrennungsgrad, dem mittleren Kluftabstand und der Richtung der wichtigsten Kluftschar zur Kavernenwand liefert erheblich höhere Gebirgs-Kohäsionen als die Betrachtung voll durchtrennter Klüfte, wie sie z.B. nach BIENIAWSKI [2] vorgenommen werden kann. Trotzdem liefern andere zum Vergleich herangezogene Schätzungen in der Regel noch höhere Werte. Durch die Nutzung veröffentlichter Erfahrungen mit Hilfe

der Felsklassifikation können die ohne geeignete Felsaufschlüsse in früheren Projektphasen geschätzten Festigkeitsparameter (Kohäsionen) nach Auffahren von Erkundungsstollen erheblich, häufig sogar bis zum vierfachen des Ursprungwertes, erhöht werden.

Detailkartierungen von Untersuchungsstollen wurden auf die Verteilungen der geometrischen Kluftparameter hin ausgewertet. Ein Verfahren zur Schätzung der Gebirgskohäsion, das auf einer Abminderung der intakten Gesteinskohäsion beruht, wird an 10 Kavernenkrafthäusern mit den Näherungsformeln anderer Autoren verglichen. Bei der Abminderung wird der ebene Durchtrennungsgrad, der mittlere Kluftabstand und die Orientierung der Hauptkluftscharen zur Kavernenachse berücksichtigt. Zur Kontrolle werden z.B. Gebirgsqualität, Gebirgsdeformationsmodul und ein angenommenes Verhältnis von Gebirgsdehnung und Gesteinsbruchdehnung herangezogen.

10 Literatur

1. Barton, N. u.a.: „Application of Q-System in design decisions concerning dimensions and appropriate support". Proc. Int. Symp. Rockstore '80, Stockholm, 1980.
2. Bieniawski, Z. T.: Engineering Rock Mass Classifications in Mining and Tunneling, Wiley & Sons, New York, 1989.
3. Floss, R. und K. Hönisch: „Rock mass parameter estimates in cavern design". Int. Symp. Undergr. Openings f. Public Use, Gjovik, S. 162 - 169, 1994.
4. Hoek, E. und E. T. Brown: Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1982.
5. Hönisch, K.: Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen. Veröff. Lehrst. u. Prüfamt f. Grundbau, Techn. Univ. München, H.20, 1994.
6. Hönisch, K.: „Conclusions from 100 constructed Power Caverns for future Planning". Eurock '93, Lisbon, Vol. 2, 1993.
7. John, K. W.: „Geotechnische Erkundung ... „ Geotechnik 2, H. 1, S. 170 - 177, 1979.
8. Sakurai, S.: „Displacement measurements associated with the design of underground openings". Int. Symp. Field Meas. Geomech. Zürich, S. 1163 - 1178, 1983.
9. Sousa, L. R. u.a.: „Alto Lindoso underground power station - Geotechnical characterization". Rock Mechanics and Power Plants, Madrid, S. 389 - 396, 1988.
10. Trunk U.: Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile. Veröff. Lehrst. u. Prüfamt f. Grundbau, Techn. Univ. München, H.18, 1993.
11. Trunk U. und R. Floss: „Verwendung von Vorinformationen bei der Planung von Krafthauskavernen im Fels". Proc. 7th ISRM Congr. Rock Mech. Aachen, S. 1123 - 1226, A.A. Balkema, 1991.

12. Vardar, M.: „Die Auswirkung der ingenieurgeologisch-felsmechanischen Verhältnisse auf die Planung und Verwirklichung der Istanbuler Abwasserstollen". Festkolloquium L. Müller- Salzburg 80 Jahre, TransTech., S. 95 - 113, 1988.

13. VNIMI (Leningrader Allunions-Forschungsinstitut für bergmännische Geomechanik und Markscheidewesen): „Methodische Hinweise ...", 1972.

Danksagung:

Die Detailkartierungen sowie Feld- und Laborversuche wurden in Kraftwerksprojekten der Lahmeyer International Ingenieurgesellschaft mbH durchgeführt. Den Auftraggebern und den Kollegen gilt unser Dank. An der Technischen Universität München wurden die Forschungsarbeiten von Herrn o. Prof. Dr.-Ing. R. Floss so geleitet, daß die Praxisrelevanz erhalten blieb. Der Deutschen Forschungsgemeinschaft ist die wesentliche Finanzierung zu verdanken.

Gebirgstyp	RMR	STILLE	HO&BR	UCS	EI	Ed	C Kluft	Ed/5000	SAKUR	VARD	VNIMI
Basalt 1	73	2.79	2.23	50	12.5	5.2	1.40	1.04	1.66	2.4	0.47
Basalt 2	56	1.56	0.35	20	12.5	2.2	0.70	0.44	0.28	1.1	0.13
Basalt 2	70	2.55	4.16	110	40	25.0	4.00	5.00	5.50		0.92
Basalt 3	35	0.55	0.05	10	12.5	1.0	0.40	0.20	0.06	0.7	0.05
Basalt 3	56	1.56	1.39	80	40	12.5	2.50	2.50	2.00		0.44
Basalt 4	40	0.74	0.36	50	40	6.0	1.00	1.20	0.60		0.25
Basalt 1	79	3.32	8.72	140	40	35.0	5.00	7.00	9.80		1.40
Kongl 1	77	3.14	3.34	60	45	4.0	1.70	0.80	0.42	6.1	1.59
Gneis 1	65	2.16	2.86	100	20	15.0	4.00	3.00	6.00		1.95
Gneis 1	66	2.24	2.42	80	70	40.0	1.00	8.00	3.66	3.9	1.30
Gneis 2	55	1.50	1.23	75	19	10.0	3.00	2.00	3.16		1.18
Gneis 3	48	1.11	0.61	55	19	6.0	1.00	1.20	1.38		0.66
Gneis 1	77	3.14	7.52	135	45	25.0	1.50	5.00	6.00	6.6	1.90
Gneis 2	55	1.50	1.40	85	45	15.0	0.50	3.00	2.26	5.7	1.02
Granit 1	78	3.23	8.84	150	65	14.0	3.00	2.80	2.58	8.1	2.60
Kalkst. 1	74	2.88	4.25	90	25	10.0	0.65	2.00	2.88	5.4	0.95
Kalkst. 2	59	1.75	1.44	70	25	8.0	0.45	1.60	1.80	5.0	0.54
Tonstein 2	51	1.27	0.53	40	20	4.5	0.45	0.90	0.72	2.9	0.95
Tonstein 4	35	0.55	0.14	25	11	1.5	0.50	0.30	0.28	1.0	0.52
Tonstein 5	35	0.55	0.14	25	8	1.0	0.50	0.20	0.26	1.0	0.52
Versch. 1	75	2.96	7.46	150	55	16.0	1.65	3.20	3.50	5.1	1.24
Versch. 2	65	2.16	2.86	100	55	12.0	1.45	2.40	1.74	3.6	0.53
Quarzit 1	80	3.42	7.24	110	65	15.0	1.80	3.00	2.04	11.0	1.23
Sandst 1	56	1.56	0.61	35	7.5	4.0	1.00	0.80	1.50		0.79
Sandst 1	61	1.88	1.37	60	20	7.0	1.00	1.40	1.68	3.3	1.43
Sandst 1	69	2.47	1.21	34	8	3.0	1.20	0.60	1.02	2.3	1.70
Sandst 2	66	2.24	1.97	65	25	3.0	1.70	0.60	0.62	5.2	2.04
Schiefer 2	65	2.16	3.43	120	46	9.0	2.00	1.80	1.88		3.53
Schiefer 4	38	0.66	0.26	40	18	3.0	0.30	0.60	0.54	7.6	0.46
Schiefer 5	21	0.18	0.02	10	18	1.0	0.10	0.20	0.04		0.12
Tonschie. 1	78	3.23	8.48	110	25		1.70				4.66
Tonschie. 2	67	2.31	2.56	80	25	5.0	1.40	1.00	1.28		3.10
Tonschie. 3	48	1.11	0.61	55	25	3.0	0.30	0.60	0.52		1.34
Tonschie. 4	34	0.52	0.20	40	25		0.10				0.81
Schluffst 2	61	1.88	1.60	70	65	10.0	1.20	2.00	0.86	8.1	2.00
Schluffst 3	45	0.96	0.47	50	65	6.0	0.60	1.20	0.36	7.4	1.19
Schluffst 3	55	1.50	0.66	40	14	2.0	0.50	0.40	0.46	3.0	0.93
Schluffst 3	55	1.50	0.99	60	20	7.5		1.50	1.80	3.4	1.64
Schluffst 4	40	0.74	0.21	30	20	4.5		0.90	0.54	2.3	0.63
Einheit		MPa	MPa	MPa	GPa	GPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Mittelwert	58	1.83	2.36	69.5	31.2	9.5	1.30	1.80	1.84	4.2	1.25
Verhältnis		1.41	1.82	53.5*			1.00	1.39	1.42	3.2	0.96

Anhang 1: Gebirgskohäsionsschätzungen nach verschiedenen Autoren

* Damit beträgt die Gesteinskohäsion im Mittel das 10,7 fache der Gebirgskohäsion.

Planung von neuen Eisenbahntunneln

Klaus Martinek

1 Einleitung

Die beiden Neubaustrecken Hannover - Würzburg (327 km) und Mannheim - Stuttgart (99 km) - mit den Anschlußkurven sind dies zusammen 478 km - wurden am 2. Juni 1991 von der Deutschen Bundesbahn in Betrieb genommen (Bild 1). Lediglich die 11 km lange Nantenbacher Kurve bei Gemünden (Main), die die vorhandene Strecke Frankfurt (Main) - Würzburg an die Neubaustrecke Hannover - Würzburg anschließt, wurde erst am 28. Mai 1994 für den Betrieb freigegeben. Die Realisierung dieser Neubaustrecken war für den Tunnelbau der Deutschen Bundesbahn eine außergewöhnlich anspruchsvolle Aufgabe, die trotz mancherlei Schwierigkeiten erfolgreich unter Einhaltung der vorgegebenen Termine gelöst werden konnte.

Die Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn wurden im Gegensatz zu den Schnellfahrstrecken in Japan und Frankreich für gemischten Verkehr konzipiert:

- Personenschnellverkehr mit $v_{max} = 280$ km/h und
- schneller Güterverkehr mit $v_{max} = 160$ km/h.

Die Trassierungselemente wie z. B.

- minimaler Bogenhalbmesser $r_{min} = 5\,100$ m und
- maximale Steigung $I_{max} = 12{,}5$ o/oo

ergaben im Grundriß und Längsschnitt eine sehr gestreckte Linienführung, was in den deutschen Mittelgebirgen zu einem außergewöhnlich hohen Tunnelanteil führte. Der zwingend notwendige Tunnelanteil von ca. 20 % der Streckenlänge wurde durch die in den Planfeststellungsverfahren vorgebrachten Widerstände der Öffentlichkeit noch weiter erhöht. 160 km der 478 km Neubaustrecken (33 % der Streckenlänge) mußten deshalb in Tunneln verlegt werden. Hierzu war der Bau von 83 neuen Eisenbahntunneln erforderlich. Deren längster ist mit 10,7 km Länge der Landrückentunnel südlich von Fulda.

Damit hat sich die Länge der in Betrieb befindlichen Eisenbahntunnel durch die Neubaumaßnahmen nahezu verdoppelt. Die gerundeten statistischen Zahlen sehen für die am 1. Januar 1994 gegründete Deutsche Bahn AG (DB AG) folgendermaßen aus:

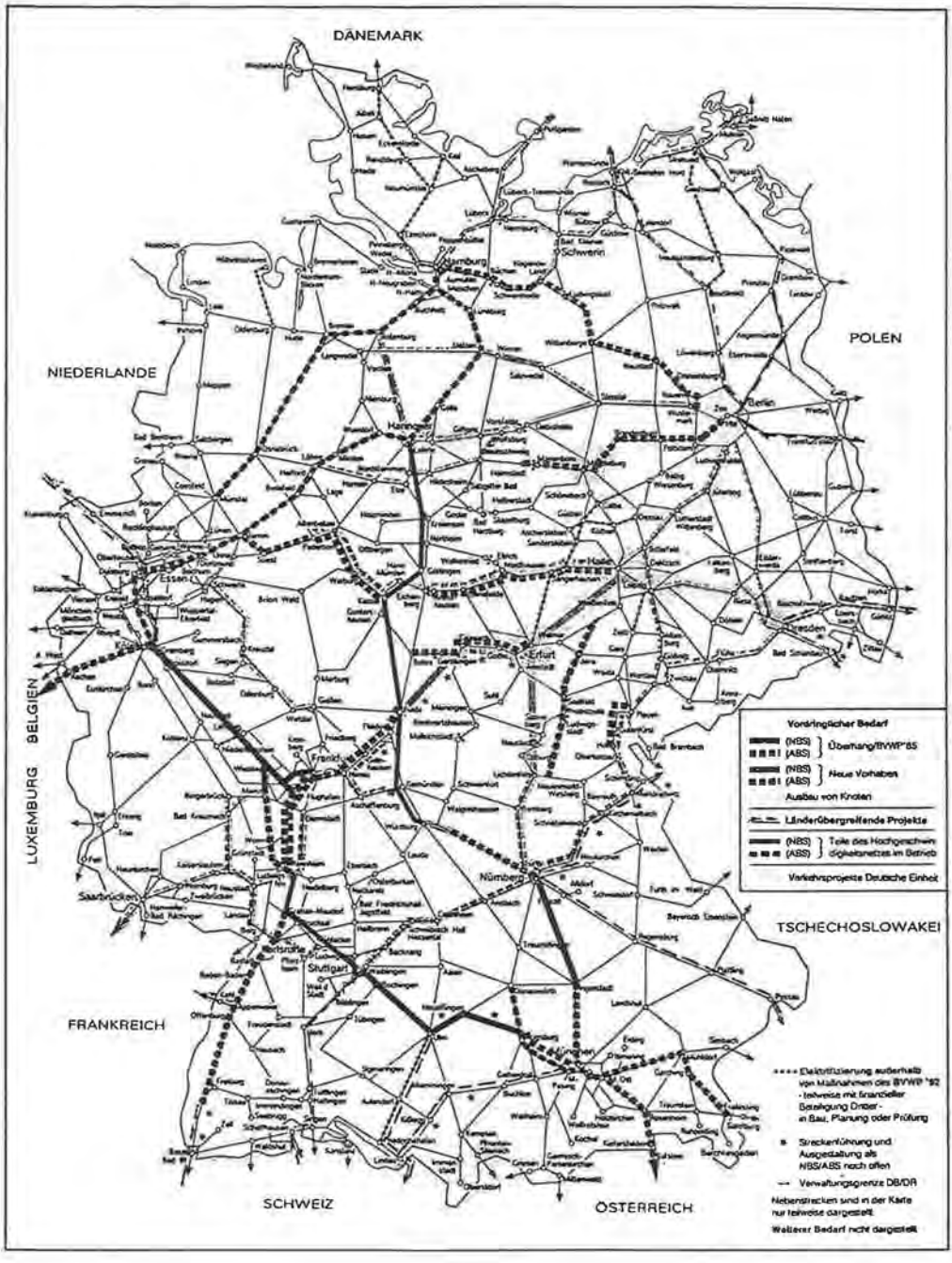


Bild 1: Bundesverkehrswegeplan 1992

770 Tunnel mit 415 km Länge, davon

- alte Tunnel der Deutschen Bundesbahn (bis 1970 gebaut):
  546 Tunnel mit 200 km Länge;
- alte Tunnel der Deutschen Reichsbahn:
  71 Tunnel mit 25 km Länge;
- neue S-Bahn-Tunnel der Deutschen Bundesbahn (hierbei werden jeder unterirdische S-Bahnhof und die Tunnelstrecken zwischen den Bahnhöfen extra gezählt):
  70 Tunnel mit 30 km Länge;
- Neubaustrecken-Tunnel der Deutschen Bundesbahn (gebaut zwischen 1973 und 1994):
  83 Tunnel mit 160 km Länge.

Wesentliche Grundlage für die Planung von neuen Eisenbahntunneln ist einerseits die Festlegung der erforderlichen Tunnelquerschnitte mit der Entscheidung, ob ein zweigleisiger Tunnel oder zwei parallele eingleisige Tunnel gebaut werden sollen, und andererseits die ausreichende geotechnische Erkundung des Baugrundes. Beide Grundlagen können sich gegenseitig beeinflussen. Jedenfalls sollen aus wirtschaftlichen und betrieblichen Gründen neue Eisenbahntunnel nur im unbedingt notwendigen Umfang und unvermeidliche Tunnel so kurz wie möglich geplant werden. Die Linienführung einer neuen Eisenbahnstrecke mit Tunneln soll so gewählt werden, daß beim Bau der Tunnel im Hinblick auf die topographischen und geologischen Verhältnisse sowie auf den Schutz von Siedlungen und Natur möglichst optimale Lösungen gefunden werden. Die Linienführung ist auf Umweltverträglichkeit, Machbarkeit und Vertretbarkeit zu untersuchen.

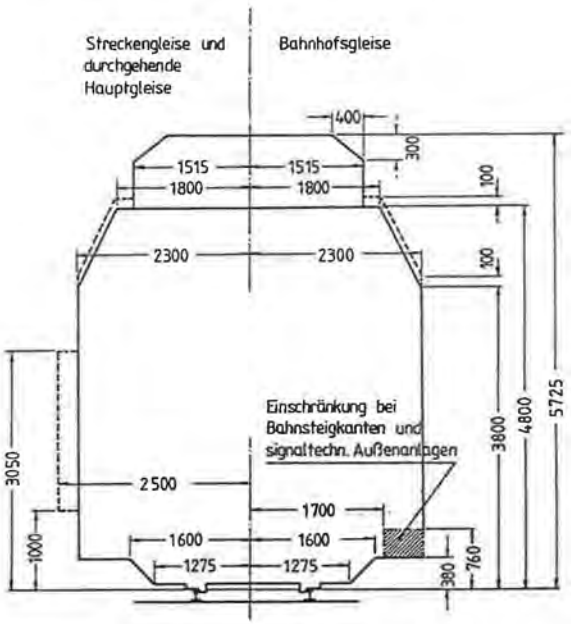
2 Querschnittsgestaltung

Eine Vielzahl von Parametern hat Einfluß auf die Gestaltung von Tunnelquerschnitten für den Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnverkehr:

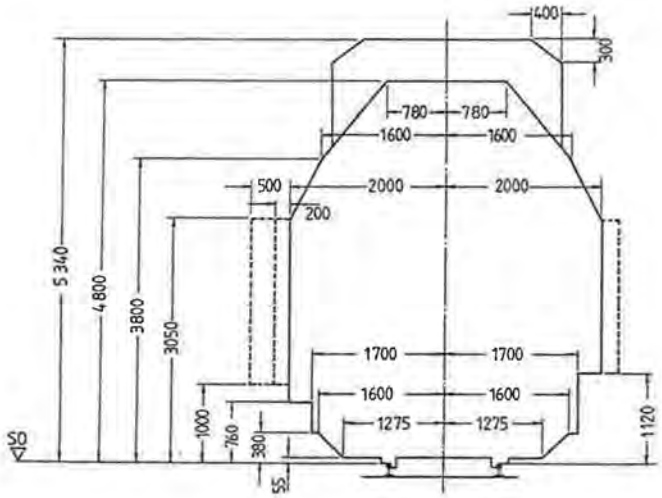
- Offene oder untertägige Bauweise,
- der freizuhaltende Lichtraum,
- der Gleisabstand bei zweigleisigen Tunneln,
- die aerodynamischen Bedingungen des Eisenbahnbetriebs,
- die erforderlichen Einbauten der Fachdienste,
- die Unfallverhütung bei Arbeiten im Bereich von Gleisen und
- das Sicherheitskonzept.

Die Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn wurden bisher fast vollständig mit zweigleisigen Tunneln gebaut. Eine Lösung mit zwei eingleisigen Paralleltunneln hätte eine Vergrößerung des Gleisabstandes von 4,70 m auf mindestens 10 m und damit Gleisverziehungen vor und nach den Tunneln von ca. 1 000 m Länge erfordert. Dies hätte bei der häufig sehr engen Aufeinanderfolge von Brücken und Tunneln zu äußerst unwirtschaftlichen Lösungen geführt. Von den 160 km Tunneln wurden nur ca. 10 % in offener Bauweise gebaut (Rahmenquerschnitte oder eingeschüttete gewölbte Röhren), der weit überwiegende Anteil aber in untertägiger Spritzbetonweise mit Sprengvortrieb. Die Gebirgsverhältnisse (praktisch durchgehend Sedimentgesteine der Germanischen Trias: Keuper, Muschelkalk und Buntsandstein) haben diese Bauweise ermöglicht. Schlechte Baugrundverhältnisse (z. B. Lockergestein unter dem Grundwasserspiegel) erfordern aber Schildvortriebe mit gestützter Ortsbrust. Hier wären die von der Bahn geforderten großen zweigleisigen Querschnitte z. Z. technisch noch nicht ausführbar. Der größte derartig ausgeführte Tunnel ist gegenwärtig der Grauholztunnel bei Bern in der Schweiz mit 11,6 m Ausbruchdurchmesser. Der Vortrieb dieses Tunnels, der z. Z. noch nicht in Betrieb ist, bereitete erhebliche technische Schwierigkeiten; es ereigneten sich mehrere Verbrüche mit Kostenmehrungen und Bauzeitverlängerungen (1).

Bei den gegenwärtig laufenden Planungen für die Neubaustrecken der nächsten Generation geht die Tendenz jedoch aus anderen Gründen zu den teureren eingleisigen Paralleltunneln. Nach Sicherheitsüberlegungen sollen in neuen längeren Eisenbahntunneln Personenzüge und Güterzüge nicht gleichzeitig verkehren. Bei den Neubaustrecken Hannover - Würzburg und Mannheim - Stuttgart wurden diese Zugsysteme voneinander getrennt: tagsüber schneller Personenverkehr, nachts schneller Güterverkehr. Tagsüber fahren die Güterzüge ebenso wie nachts die Schlafwagenzüge auf den alten Eisenbahnstrecken, die weitgehend parallel zu den Neubaustrecken verlaufen. Bei gleichzeitigem Mischbetrieb werden aber eingleisige Paralleltunnel gefordert. Diese Lösung wurde beim Bau des Ärmelkanaltunnels zwischen England und Frankreich und des Belttunnels in Dänemark schon realisiert, die Alpenbasistunnel Brenner, Gotthard und Lötschberg werden entsprechend geplant. In der Planungsphase der Neubaustrecken war noch der Regellichtraum der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO) vom 8. Mai 1967 gültig. Vorausschauend wurde aber schon 1975 für Neubaumaßnahmen bei der Deutschen Bundesbahn der erweiterte Regellichtraum eingeführt (Bild 2), da der vorhandene Regellichtraum zunehmend zu Lademaßüberschreitungen geführt hatte, was besonders bei der Durchfahrung der alten Eisenbahntunnel immer größere Schwierigkeiten bereitet hatte. Den Querschnitten für die Neubaustrecken der nächsten Generation wird das gegenüber dem



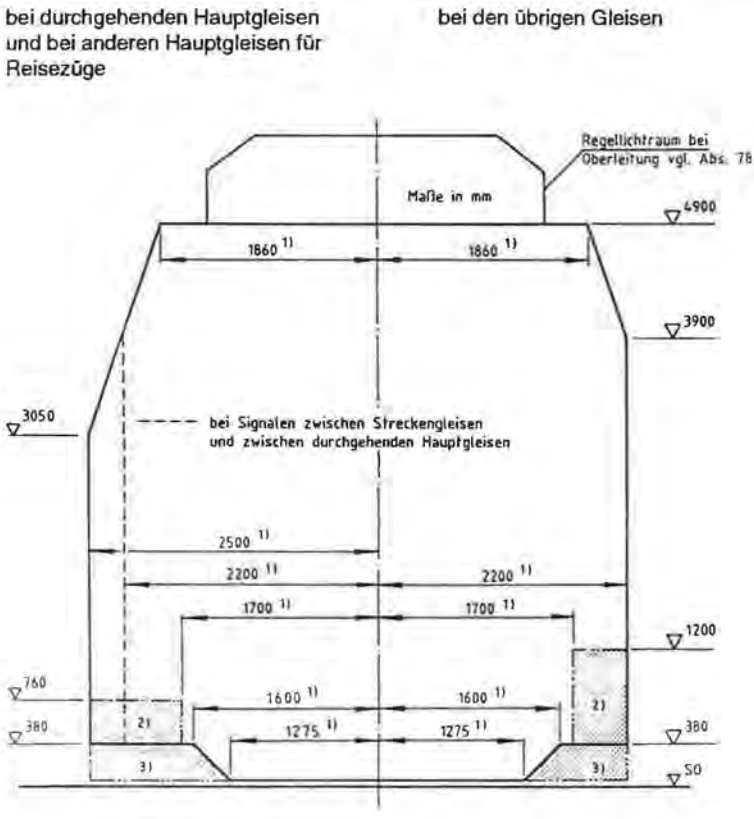
Erweiterter Regellichtraum für Neubauten umfassende Umbauten



Regellichtraum

Bild 2: Regellichtraum und erweiterter Regellichtraum

erweiteren Regellichtraum leicht modifizierte Lichtraumprofil GC (G = Gabarit, C = Bezeichnung für neue Strecken) des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC) zugrunde gelegt (Bild 3)



Lichtraumprofil GC in Radien r ≥ 250 m

1) Vergrößerung bei r < 250 m vgl. Abs. 79

2) Raum für Bahnsteige (Einbaumaße vgl. Konstruktionsrichtzeichnungen), Rampen, Rangiereinrichtungen, Signalanlagen. Bei Bauarbeiten dürfen auch andere Gegenstände hineinragen (z.B. Baugerüste, Baugeräte, Baustoffe), wenn die erforderlichen Sicherheitsmaßnahmen getroffen sind.

3) Raum für bauliche Anlagen, soweit der Bahnbetrieb dies erfordert (dieser Raum ist gegenüber der EBO so dargestellt, daß er stets für bauliche Anlagen in Anspruch genommen werden darf).

Bild 3: Lichtraumprofil GC

Der Gleisabstand für zweigleisige Neubaustrecken wurde aus Gründen der Aerodynamik bei Zugbegegnungen und der Verbreiterung des erweiterten Regellichtraums bei Bogenhalbmessern von 300 m (z. B. bei abzweigenden Weichen) auf 4,70 m festgelegt. Dies ist der größte bekannte Gleisabstand bei herkömmlichen Eisenbahnstrecken. Für die neu zu planenden Tunnel der Ausbaustrecken, die nur mit v_{max} = 200 km/h befahren werden sollen, kann jedoch der Gleisabstand von 4,0 m beibehalten werden. Die aerodynamischen Bedingungen des Hochgeschwindigkeitsverkehrs erforderten zusätzlich eine Abdichtung der Fahrzeuge gegen die starken Schwankungen des Luftdrucks. Diese Druckertüchtigung ist bei den neuen ICE-Triebzügen ebenso wie in Japan sehr gut gelungen.

Für die erforderlichen Einbauten der Fachdienste (Oberbau-, Oberleitungs-, Signal- und Fernmeldeanlagen) wurde beidseitig ein Ausrüstungsraum von 0,4 m Breite frei gehalten. Außerdem war der Einbaubereich für die Oberleitung Re 250 und für Verstärkungsleitungen vorzusehen. Für spätere bautechnische Instandsetzungsarbeiten und unvorhersehbare Verformungen des Tunnelausbaus wurde ein ringförmiger bautechnischer Nutzraum von 0,3 m Breite vorgehalten. Dieser wurde schon 1930 in den technischen Vereinbarungen (TV) über den Bau und den Betrieb der Haupt- und Nebenbahnen des Vereins mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen festgelegt. Auch wenn dieser Verein seit der Kapitulation des Deutschen Reichs 1945 nicht mehr existiert, sollte dieser bautechnische Nutzraum bei Neubauten von Eisenbahntunneln beibehalten werden. Bei der Planung von Eisenbahntunneln darf nicht nur der Inbetriebnahmezeitpunkt maßgebend sein mit der stolzen Ankündigung, daß einige Prozente der Investitionssumme eingespart werden konnten. Vielmehr ist zu beachten, daß Eisenbahntunnel mindestens 100 Jahre wirtschaftlich nutzbar sein sollen. Innerhalb dieser Zeit sollen sie eine möglichst große Verfügbarkeit und einen möglichst geringen Instandhaltungsaufwand aufweisen können.

Die Unfallverhütungsvorschrift DS 132 03 (2) fordert außerhalb des Gefahrenbereichs des Gleises, dessen Breitenmaß von der zulässigen Streckengeschwindigkeit abhängt, die Vorhaltung eines Sicherheitsraums für das Instandhaltungspersonal. In den Richtlinien für das Entwerfen von Bahnanlagen (DS 800 01, 800 02 und 800 03 (3)) wird die Mindestbreite dieses Sicherheitsraums mit 0,8 m angegeben. In den alten Tunneln dienen als Sicherheitsräume punktuell Sicherheitsnischen (Schutznischen) im Tunnelausbau mit einem max. lichten Soll-Abstand von 25 m. Aus bautechnischen Gesichtspunkten hat sich die Deutsche Bundesbahn entschlossen, diesen Sicherheitsraum durchgehend außerhalb der Gleise, bei S-Bahn-Strecken auch zwischen den Gleisen anzuordnen. Nach den derzeit geltenden Bestimmungen muß die

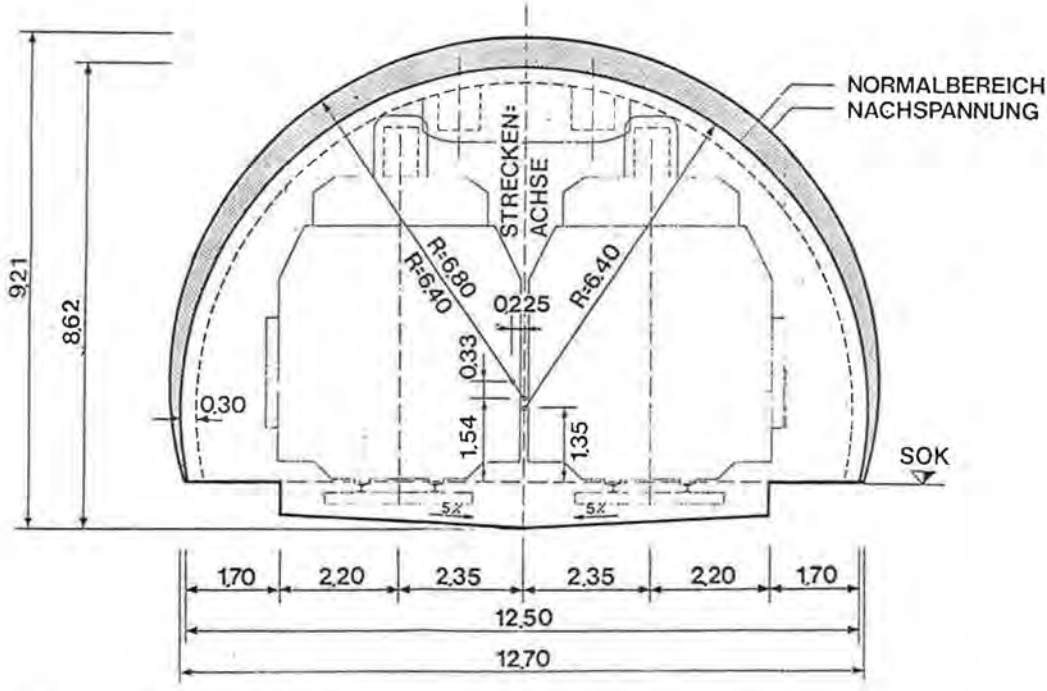


Bild 4: Regelquerschnitt für Neubaustrecken-Tunnel: Gerade Streckenführung

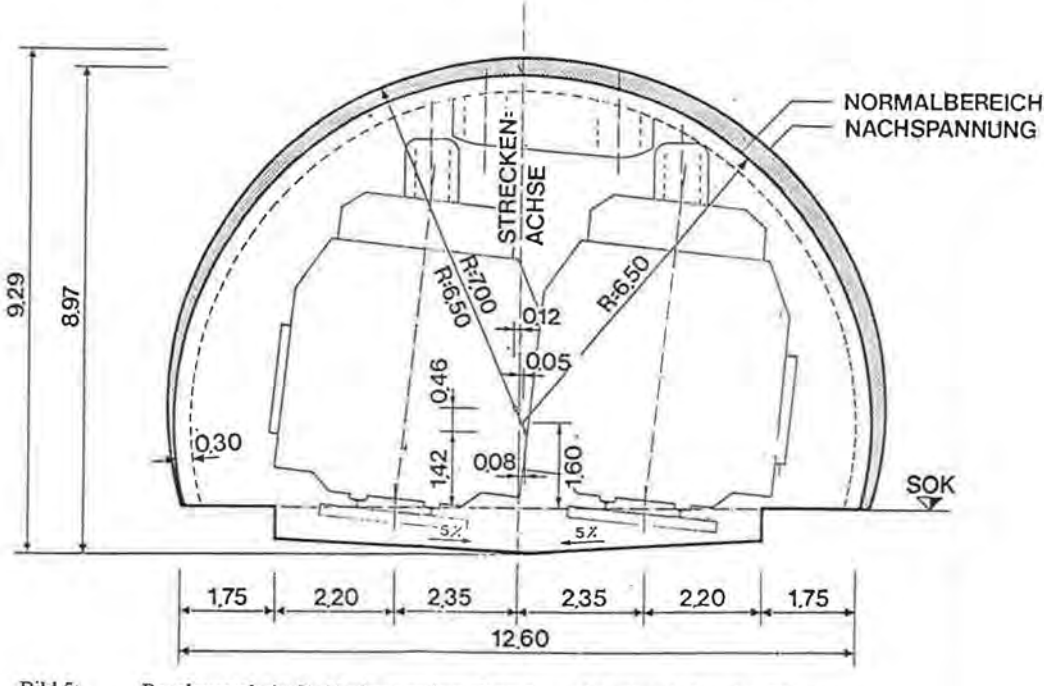


Bild 5: Regelquerschnitt für Neubaustrecken-Tunnel: Gekrümmte Streckenführung

Höchstgeschwindigkeit von Zügen bei Aufenthalt von Personen im Tunnel im sogenannten Arbeitsgleis, neben das die Personen heraustreten, auf 180 km/h begrenzt werden. Probandenversuche haben ergeben, daß die bei einer Zugvorbeifahrt auftretende Luftgeschwindigkeit freistehend ohne Unfallgefahr aushaltbar ist, so daß - wie auch auf offener Strecke - auf besondere Haltegriffe und Schutzkauen verzichtet werden konnte. Die Überlegungen zum Sicherheitskonzept für den Brand- und Katastrophenschutz in Abstimmung mit den Länderbehörden führten nachträglich zur Forderung nach einem durchgehenden seitlichen Rettungsweg zur Selbst- und Fremdrettung bei Unfällen und nach einer Verkürzung der zulässigen Rettungswegländge durch zusätzliche Notausgänge (analog zu den S- und U-Bahn-Tunneln). In die schon im Bau befindlichen Neubaustrecken-Tunnel ließen sich nur noch 0,8 m breite Rettungswege integrieren, die durch Einbauten der Fachdienste örtlich bis auf 0,5 m Breite eingeschränkt werden dürfen. Diese Rettungswege schließen im Gegensatz zum Sicherheitsraum unmittelbar an den Lichtraum an, da bei ihrer Benutzung kein Schnellverkehr mehr im Tunnel stattfindet. Für die Tunnel der nächsten Generation wurde diese Forderung angehoben zur Regel-Rettungswegbreite von 1,6 m mit zulässigen örtlichen Einschränkungen auf 1,3 m.

Aus der Kombination gerade und gekrümmte Streckenführung, Normalbereich und Aufweitungsbereich (Nachspann- und Weichenbereich) der Oberleitung ergaben sich für die innere Tragwerksbegrenzung der ersten Neubaustrecken-Tunnelgeneration 4 Regelquerschnitte (Bilder 4 und 5) mit lichten Nutzquerschnitten zwischen 82 und 94 m². Bei alten Eisenbahntunneln liegt demgegenüber der lichte Nutzquerschnitt bei ca. 50 m². Die modifizierten inneren Tragwerksbegrenzungen für die Eisenbahntunnel der nächsten Generation können der neuen DS 853 (4) entnommen werden. Die Nutzquerschnitte betragen für zweigleisige Tunnel zwischen 92 und 101 m² bei Neubaustrecken, zwischen 83 und 93 m² bei Ausbaustrecken sowie bei eingleisigen Tunneln je nach Bauform zwischen 52 und 67 m² (5).

Die Privatisierung der Deutschen Bundesbahn und Deutschen Reichsbahn zur Deutschen Bahn AG hat jedoch wieder neue Überlegungen zum Tragen gebracht, die an die Gründerjahre der Eisenbahn im vergangenen Jahrhundert erinnern: Für jede neue Strecke individuell geplante Tunnelquerschnitte unter Vernachlässigung vereinheitlichter Instandhaltungskonzepte.

3 Geotechnische Untersuchungen

Grundlage jeden Tunnelbaus sind umfangreiche ingenieurgeologische, boden- und felsmechanische Untersuchungen. Ziel der Untersuchungen ist die Schaffung von Unterlagen für eine technisch durchführbare, sichere und wirtschaftliche Herstellung des Tunnels.

Die Untersuchungen beginnen mit der Auswertung vorhandener Unterlagen (geologische und topographische Karten usw.) und örtlichen Erhebungen im Projektgebiet. Die Gebirgserkundung erfolgt dann hauptsächlich durch direkte Aufschlußbohrungen, die bis unter die Sohle des künftigen Tunnels abgeteuft werden. Der mittlere Abstand der Bohrungen entlang der geplanten Trasse beträgt im allgemeinen ca. 100 bis 300 m. Vermutete kritische Bereiche (z. B. Störungen) werden durch zusätzliche Bohrungen eingegrenzt. Im allgemeinen beträgt der Bohrdurchmesser mindestens 100 mm.

Die aus den Bohrungen gewonnenen Boden- und Gesteinsproben können neben der geologischen Ansprache und Klassifizierung zu Laborversuchen für die Bestimmung der Materialeigenschaften genutzt werden. Die Bohrlöcher können zusätzlich optisch sondiert, zu Feldversuchen genutzt (z. B. Bohrlochaufweitungsversuche, Wasserabpreßversuche) oder zu Grundwassermeßstellen ausgebaut werden. Zusätzliche Schürfe im Bereich der späteren Voreinschnitte der Tunnel ergänzen die Aufschlüsse aus den Bohrungen. Sie eignen sich besonders gut zum Aufsuchen von Gesteinsgrenzen, zur Feststellung der Orientierung von Trennflächen und zur Durchführung von Feldversuchen (z. B. Scherversuche an Trennflächen).

Die Erkundung des Gebirges kann durch geophysikalische Untersuchungen (z. B. Refraktionsseismik, Geoelektrik) und Sondierungen in Lockergestein ergänzt werden.

Besonders in den Felsformationen der deutschen Mittelgebirge sind Feldversuche größeren Maßstabs zur Bestimmung der Gebirgseigenschaften erforderlich, da wesentliche Gebirgskenngrößen, wie z. B. Festigkeit und Verformbarkeit, weitgehend von den vorhandenen Trennflächen bestimmt werden und z. T. weniger als 1/10 der entsprechenden Gesteinskenngrößen betragen.

Die Untersuchungen entlang der Tunneltrasse liefern nur punktuelle Informationen. Durch Interpretation versucht der Sachverständige für Geotechnik hieraus ein Gesamtbild über Gebirgsaufbau und Gebirgseigenschaften zu erhalten, was natürlich noch mit gewissen Unsicherheiten behaftet ist. Die vollständigste Information wird durch vorab aufgefahrene Untersuchungsstollen erhalten, die im Querschnitt des späteren Tunnels liegen und bereichsweise auf die volle Querschnittsgröße aufgeweitet werden können, so daß ein regelrechter Probevortrieb durchgeführt werden kann. Wegen der außerordentlich hohen Kosten sind diese Maßnahmen jedoch nur bei außergewöhnlich schwierigen Verhältnissen gerechtfertigt (Beispiele bei den Neubaustrecken: Dietershantunnel, Freudensteintunnel, Burgbergtunnel, Rollenbergtunnel).

Insgesamt muß ein geotechnischer Bericht konkrete Angaben zu folgenden Punkten enthalten:

- geologische Beschreibung,
- Eigenschaften des Gesteins,
- Trennflächengefüge,
- Bergwasserverhältnisse,
- Gebirgskenngrößen,
- zweckmäßige Vortriebs- und Ausbauverfahren.

Wichtige Gebirgskenngrößen sind z. B.:

- Wichte,
- Steifigkeit,
- Festigkeit,
- Primärspannungszustand,
- Durchlässigkeit,
- mechanische Lösbarkeit (Härte).

4 Planung und Entwurf

Planung und Entwurf von neuen Eisenbahntunneln werden heute weitgehend von externen Ingenieurbüros durchgeführt. Bei der Deutschen Bundesbahn waren nur noch Teile der Bauherrenfunktion (z. B. Bezahlung) und die hoheitlichen Aufgaben (Raumordnungs- und Planfeststellungsverfahren, Bauaufsicht) verblieben. Durch die Privatisierung der Bundeseisenbahnen in Deutschland am 1. Januar 1994 gingen die hoheitlichen Aufgaben auf das dem Bundesminister für Verkehr unterstellte Eisenbahn-Bundesamt (EBA) über. Hierdurch entsteht bei der DB AG die Gefahr, daß das technische Know-how für Planung und Entwurf von Eisenbahntunneln verlorengeht und dem Bauherrn kostenträchtige technische Fehlleistungen beschert werden können. Auf jeden Fall sind immer noch die Entwurfsrichtlinien der DS 800 01, 800 02 und 800 03 sowie der DS 853 zu beachten.

Nach der Wahl des Tunnelquerschnitts und der Wahl der Linienführung unter Beachtung der geotechnischen Verhältnisse ist für den Entwurf und die Ausschreibung das Vortriebsverfahren festzulegen. Hierfür stehen oft mehrere Varianten zur Auswahl, die hinsichtlich Machbarkeit und Kosten verglichen werden müssen. Nebenangebote (Sondervorschläge) der Anbieter sollten zugelassen werden, um bautechnische Innovationen zu ermöglichen. Zur Prüfung der Nebenangebote ist jedoch entsprechendes Fachwissen erforderlich; dabei sollte aber mehr

Ausführungsverantwortung (ausgenommen ist die Verantwortung für den Baugrund) auf den Auftragnehmer verlagert werden, z. B. durch Verlängerung der Gewährleistungsfristen.

Die Dicke der Innenschale aus Beton oder in der Regel aus Stahlbeton muß mindestens 0,3 m betragen, bei wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) 0,4 m.

Für die Abdichtung der Tunnel gibt es zwei Möglichkeiten:

- Abdichtung mit WU-Beton oder
- Abdichtung mit Kunststoff-Dichtungsbahnen.

Voraussetzung für die Anwendung von WU-Beton ist ein Wasserdruck von nicht mehr als 3 bar. Außerdem darf das Bergwasser höchsten schwach betonangreifend nach DIN 4030 sein. Vorteil des WU-Betons ist, daß Schadstellen sofort lokalisiert und instand gesetzt werden können (Risseverpressung). Durch ein spezielles Untersuchungsprogramm konnte der WU-Beton hinsichtlich einer geringeren Rißbildung weiter verbessert werden. Es hat sich gezeigt, daß durch eine dünne Zwischenlage zwischen Außen- und Innenschale (z. B. 0,5 mm Dicke Kunststoffolie oder dünnes Vlies) ein weitgehend rissefreier Beton hergestellt werden kann (6).

Bei der Abdichtung mit Kunststoff-Dichtungsbahnen wird auf der Außenschale (Spritzbeton) zunächst eine Schutzvliesunterlage befestigt. Die Befestigungselemente sind z. B. Scheiben aus Kunststoff, die mittels Stahlnägeln an die Außenschale angeschossen werden. An diese werden die Kunststoff-Dichtungsbahnen thermisch angeschweißt. Als Materialien werden verwendet:

- ECB (Ethylencopolymerisat-Bitumen),
- PVC (Polyvinylchlorid)-weich oder
- PE-HD (Polyethylen hoher Dichte).

Die Dicke der Kunststoff-Dichtungsbahnen beträgt

- bei Abdichtung gegen nicht drückendes Wasser 2 mm und
- bei wasserdruckhaltenden Abdichtungen 3 mm.

5 Ausblick

Auch beim künftigen Bau neuer Eisenbahnstrecken werden wieder neue Eisenbahntunnel gebaut werden müssen, wenn auch hoffentlich nicht mehr im gleichen Umfang wie bei den beiden Neubaustrecken Hannover - Würzburg und Mannheim - Stuttgart. Die derzeit im Bau befindliche Neubaustrecke (Hannover -) Oebisfelde - Berlin ist sogar tunnelfrei geplant worden. Jedoch fordern Naturschützer zum Erhalt eines Trappengebiets (Trappen sind seltene

kranichartige Vögel) im Land Brandenburg auch einen Tunnel, was u. U. noch zu erheblichen Kostensteigerungen und Bauverzögerungen führen wird.

Der Bundesverkehrswegeplan 1992 (Bild 1), der in das Bundesschienenwegeausbaugesetz vom 15. November 1993 übergeleitet worden ist, sieht insgesamt 53 Schienenausbaumaßnahmen des vordringlichen Bedarfs vor. Hiervon sind gegenwärtig folgende neue Eisenbahnstrecken mit Tunneln in Planung:

- Karlsruhe - Basel,
- Köln - Rhein/Main,
- Stuttgart - Ulm - Augsburg,
- (Dortmund -) Paderborn - Kassel,
- Nürnberg - Ingolstadt (- München),
- Nürnberg - Erfurt,
- Erfurt - Leipzig/Halle und
- Knoten Berlin mit Nord-Süd-Tunnel.

Die Prioritäten für die Baudurchführung der einzelnen Strecken sind jedoch noch nicht eindeutig festgelegt. Die DB AG ist hier auf zinslose Baukostenzuschüsse des Bundes angewiesen und diesem fehlt im Augenblick bekanntermaßen das notwendige Geld, so daß nicht alle dieser Neubaustreckenplanungen bis zur Jahrtausendwende realisiert werden können.

6 Schrifttum:

(1) Scheidegger Paul, Max Schmid und Walter Steiner:Erfahrungen mit einem Mix-Schild beim Bau des Grauholztunnels, Tunnel 1993, Heft 3, S. 118 - 131

(2) Richtlinie der DB AG:DS 132 03 Unfallverhütungsvorschrift, Bestimmungen zum Schutz gegen Gefahren bei Arbeiten im Bereich von Gleisen

(3) Richtlinien der DB AG:DS 800 01: Bahnanlagen entwerfen - Allgemeine Entwurfsgrundlagen DS 800 02: Bahnanlagen entwerfen - Neubaustrecken -DS 800 03: Bahnanlagen entwerfen - S-Bahnen -

(4) Arbeitsunterlage der DB AG:DS 853: Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten

(5) Martinek Klaus:Entwicklung von Tunnelquerschnitten für Neubaustrecken und Ausbaustrecken, Archiv für Eisenbahntechnik (AET) Band 44, 1992, S. 115 - 130

(6) Martinek Klaus und Winfried Schuck: Untersuchung von Maßnahmen zur Herabsetzung der Rißbildung bei Tunnelinnenschalen aus waswerundurchlässigem Beton (WU-Beton) am Eichbergtunnel der Neubaustrecke Hannover - Würzuburg, STUVA-Tagung Hannover 1985, Forschung und Praxis Heft 30, S. 103 - 110.

Gebirgs- und Bodenmechanik in der Tagebautechnik des rheinischen Braunkohlenbergbaus

Karl-Josef Pierschke, Karlheinz Winter

1 Einleitung

Mit dem Voranschreiten der Tagebaue des rheinischen Braunkohlenbergbaus in größere Teufen, was mit dem Aufschluß des Tagebaues Fortuna-Garsdorf im Jahre 1955 einsetzte, entwickelte sich auch die Bedeutung der Gebirgs- und Bodenmechanik als eine wesentliche Unterstützung für planerische und betriebliche Entscheidungen. Die ersten gebirgsmechanischen Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der RWTH Aachen und dem Institut für Bergbau der damaligen Bergakademie Clausthal durchgeführt. Schultze [1] berichtete im August 1954 beim Deutschen Braunkohlen-Industrie-Verein über Bodenuntersuchungen und Erdstatik im Braunkohlentagebau. Schütz [2] behandelte in einem Beitrag die bodenmechanischen Forschungen im Braunkohlenbergbau. Auf dem Kongreß für Braunkohlenbergbau 1959 in Perugia stellte Wöhlbier [3] die Bedeutung der Bodenmechanik als Teil der bergmännischen Gebirgsmechanik für diesen Bergbauzweig in umfassender Form dar.

Etwa zur gleichen Zeit wurde bei Rheinbraun eine erste Arbeitsgruppe für die Bearbeitung der Standfestigkeit von Tagebauböschungen [4, 5, 6] und anderer bodenmechanischer Aufgaben eingerichtet. Aus dieser Arbeitsgruppe entwickelte sich eine eigenständige Fachabteilung mit der Bezeichnung Gebirgs- und Bodenmechanik. Diese Abteilung ist im gesamten Unternehmensbereich Rheinbraun bei der Lösung gebirgs- und bodenmechanischer Aufgaben tätig.

Im Rahmen dieser Tätigkeit hat sich auch der Kreis der Hochschulen gegenüber den oben genannten erweitert, um besondere Aufgaben und Probleme wissenschaftlich untersuchen zu lassen. In diesen Kreis gehört auch der Lehrstuhl und das Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, mit dem im Jahre 1982 eine fruchtbare Zusammenarbeit begann. Somit hat dieses Institut mit einen Anteil an der Lösung von gebirgs- und bodenmechanischen Aufgaben, die auch Gegenstand dieses Beitrages sind.

2 Aufgaben

Die Aufgaben und Ziele der Gebirgs- und Bodenmechanik, wie sie im Schrifttum unter dem Abschnitt 1. aus der damaligen Sicht dargestellt sind, wurden von Dermietzel [6] in den folgenden drei Punkten zusammengefaßt:

1. Sie liefert Kennziffern und Maßzahlen über das Festigkeitsverhalten des abzubauenden Gebirges. Die Untersuchungen hierfür sollten so frühzeitig wie möglich, d.h. mit den Aufschlußbohrungen einsetzen und in enger Zusammenarbeit mit den geologischen und hydrologischen Untersuchungen stattfinden.
2. Bei den Projektierungsarbeiten fällt ihr die Aufgabe zu, die bergtechn7ischen Planungen auf die naturgegebenen Lagerstättenbedingungen abzustimmen. Sie benötigt dazu die unter 1. genannten Untersuchungen, um die Belastungsvorgänge des Gebirges während der gesamten Abbauzeit durchzurechnen (z.B. Standfestigkeitsberechnungen).
3. Da unvermeidliche Unsicherheiten bei den technischen Planungen nicht auszuschließen sind, fällt ihr im Rahmen der betrieblichen Überwachung die Rolle zu, die Zulässigkeit der geplanten Maßnahmen durch Beobachtung der Verformungen und Deformationen des Gebirges während des gesamten Abbaues zu überprüfen.

Im Mittelpunkt dieser grundsätzlichen Aufgabenstellung stehen die Untersuchungen und Beurteilungen der Standfestigkeit von Tagebauböschungen jeglicher Art. Sie haben das Ziel, die Geometrie für ausreichend standfeste Rand- und Betriebsböschungen im Abbau- und Kippenbereich vorzugeben. Während bei den Randböschungen die zu schützenden Objekte in die Sicherheitsbeurteilung einzubeziehen sind, ist dies bei den Betriebsböschungen der Geräteeinsatz.

Das Bild 1 gibt eine Übersicht über die Aufgabenstellung der Abteilung Gebirgs- und Bodenmechanik, wie sie sich heute darstellt. Neben den Standfestigkeitsuntersuchungen sind im Laufe der Jahre weitere Aufgaben, wie Setzungsberechnungen, Tragfähigkeitsuntersuchungen, Rutschungsanalysen, Qualitätsüberwachungen im Deponie- und Rekultivierungsbereich sowie die Erd- und Grundbaumechanik hinzugekommen. Zur Lösung dieser Aufgaben werden die folgenden Methoden der Bearbeitung benutzt, die sich im Rahmen ihrer Anwendung weiter entwickelt und verfeinert haben.

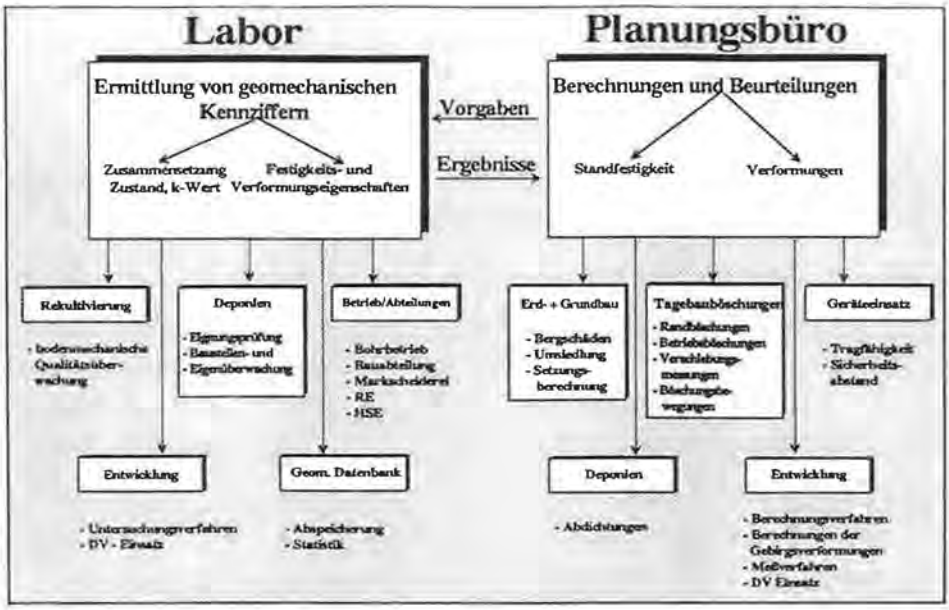


Bild 1: Organisation und Aufgaben der Abteilung Gebirgs- und Bodenmechanik

3 Methoden der Bearbeitung

3.1 Ermittlung geomechanischer Kennziffern

3.1.1 Zusammensetzung und Zustand

Der Aufbau der Lockergesteine läßt sich durch die Kennziffern der Zusammensetzung (z.B. Kornverteilung) und des Zustandes (z.B. Lagerungsdichte, Wassergehalt) beschreiben. Im Rahmen der Standfestigkeitsuntersuchungen haben diese Kennwerte bis auf die Rohwichte nur qualitative Bedeutung. Sie lassen z.T. eine erste Abschätzung des Festigkeitsverhaltens der Lockergesteine zu und sind im Vergleich zu den Festigkeitsuntersuchungen in relativ kurzer Zeit mit geringem Laboraufwand zu ermitteln. Somit geben sie in einem Tagebaubetrieb bei entsprechender Probenentnahme Hinweise auf Änderungen des Lockergesteinsaufbaues und damit auf mögliche Änderungen des Festigkeitsverhaltens. Sie dienen daher der Kontrolle der Eingangsparameter in die Standfestigkeitsberechnungen und der Verwaltung der Geomechanikdatei.

Neben dieser ursprünglichen Nutzung bekam die Gruppe dieser Kennwerte für die Qualitätsüberwachung der Rekultivierung und in den letzten drei Jahren bei den Mischdeponien eine

ganz neue und wichtige Bedeutung. Für die Qualitätsüberwachung sowohl der forstlichen als auch der landwirtschaftlichen Rekultivierung werden seit etwa Mitte der 70er Jahre bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt. Diese Untersuchungen umfassen laufende Bestimmungen der bodenmechanischen Eigenschaften von Rekultivierungsmaterialien sowie Versuchsserien zur Verkippung und Bearbeitung der Rekultivierungsschicht. Den derzeitigen Kenntnisstand zur Rekultivierung aus bodenmechanischer Sicht beschreibt Winter [7, 8].

Die Anlage von Mischdeponien für Kraftwerksrückstände erfordert die Ummantelung des Deponiekörpers mit einer mineralischen Abdichtung [9]. Bei der Auswahl geeigneter, bindiger Lockergesteinsmaterialien für die Abdichtung in Form von Eignungsprüfungen und die Entwicklung des technischen Ablaufes für die Herstellung der Tonabdichtung (Probeverdichtung) dienen Kornverteilung, Konsistenzgrenzen, Plastizität, Verdichtungsgrad und Luftporenanteil als wesentliche Entscheidungsmerkmale. Ebenso sind diese Kennwerte im Rahmen der Qualitätskontrolle bei der Herstellung der mineralischen Abdichtung durch Eigen- und Fremdüberwachung zu bestimmen [10]. Insgesamt wurden bisher 2 M m² Abdichtung erstellt und jeweils alle 2000 m² beprobt.

Um einen zügigen Baufortschritt bei der Abdichtungsherstellung sowohl aus Qualitätsgründen als auch aus wirtschaftlichen Gründen zu erreichen, wurde ein Beprobungs- und Beurteilungsverfahren entwickelt [11]. Dieses Verfahren erlaubt eine sichere augenscheinliche Beurteilung der Homogenität von Abdichtungen über die gesamte Mächtigkeit. Zur weiteren Zeitersparnis wurden die notwendigen Wassergehalte mit Hilfe der Trocknung in Mikrowellenherden bestimmt, was eine Zeitverkürzung von 24 h auf 45 min bedeutet und somit eine baubegleitende Entscheidung vor Ort erlaubt. Für die Ermittlung der Kornverteilung im Schlämmkornbereich wird derzeit der Einsatz eines optischen Meßverfahrens mit einem Laserbeugungsspektrometer geprüft. Die Untersuchungen sind sehr erfolgversprechend und zeigen schon die Anwendbarkeit im Schluffkornbereich. Damit ist im Vergleich zur Schlämmanalyse eine Verkürzung der Versuchsdauer von derzeit 24 h auf rd. 10 min möglich. Weitere Untersuchungen in Richtung der Erfassung bzw. der Beurteilung der Qualität auf insitu-Meßverfahren bei der Herstellung der Abdichtung werden derzeit gemeinsam mit dem Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München durchgeführt. Das Ziel dieser Untersuchungen ist der Einsatz einer flächendeckenden Verdichtungskontrolle beim Einbau der Abdichtungen.

3.1.2 Durchlässigkeit

Die Durchlässigkeit, welche in der Vergangenheit nur im geringen Umfang für hydrologische Probleme bestimmt wurde, ist für die Beurteilung von Deponieabdichtungen ein wesentlicher Parameter. Somit hat sich die Anzahl der Untersuchungen seit 1988 um ein Vielfaches erhöht [10]. Um diesen Anforderungen laborseitig gerecht zu werden, wurde die in Bild 2 dargestellte Versuchsanlage entwickelt und für insgesamt 25 Dreiachsialzellen eingerichtet. Neben der derzeitigen rechnergestützten Auswertung wird eine Software zur Erfassung der Meßwerte-Ablesung der Büretten entwickelt. Damit wäre bis auf den Probeneinbau und -ausbau eine mannlose Versuchsdurchführung möglich.

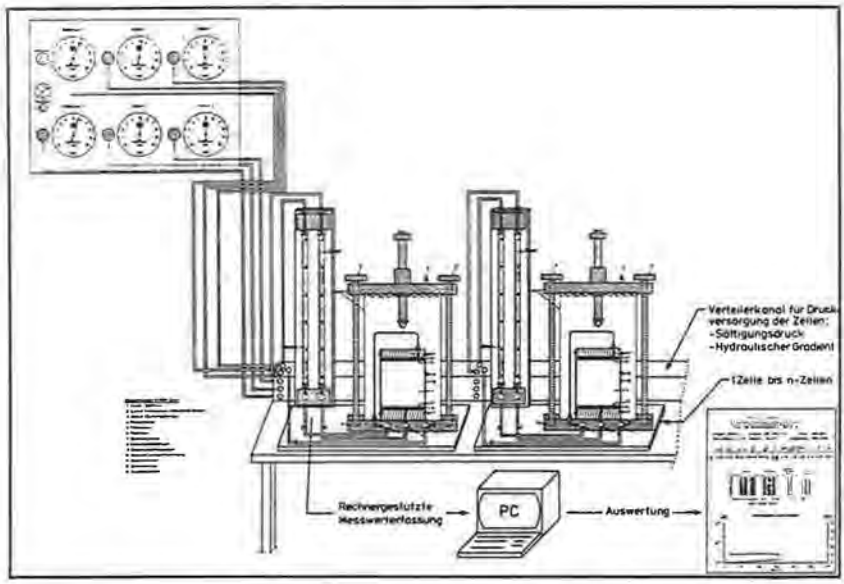


Bild 2: Versuchsanlage zur Bestimmung der Durchlässigkeit

3.1.3 Festigkeits- und Verformungseigenschaften

Die Festigkeitseigenschaften von Lockergesteinen werden beschrieben durch die Scherfestigkeitsparameter Winkel der inneren Reibung φ [°] und Kohäsion c [kN/m²]. Sie werden ermittelt in direkten und/oder dreiachsialen Scherversuchen. Die dazu notwendigen Versuchsgeräte, wie sie marktüblich angeboten werden, erfüllen die notwendigen Spannungs- bzw. Belastungsbedingungen nicht, die aufgrund der Tagebauteufen bzw. Böschungshöhen erforderlich sind.

Es war deshalb notwendig, in Zusammenarbeit mit Geräteherstellern und Hochschulinstituten entsprechende Geräte zu entwickeln. Ferner mußte dabei berücksichtigt werden, daß eine

große Anzahl von Proben untersucht werden muß. Die erste Scheranlage mit insgesamt sechs Scherkästen (n.Krey), die einmal die damaligen Teufenbedingungen weitgehendst erfüllte und zum anderen einen größeren Probendurchsatz erlaubte, wurde 1969 in Betrieb genommen. Sie war mit einer elektronischen Meßeinrichtung bestückt, die eine kontinuierliche Aufzeichnung der beim Kastenscherversuch anfallenden Meßdaten erlaubte [12]. Ergänzt wurde diese Anlage durch eine mit Schrittmotoren gesteuerte Belastungseinrichtung. In den folgenden Jahren wurde eine dem Stand der Technik entsprechende neue Scheranlage entwickelt und 1985 in Betrieb genommen. Das Herzstück dieser Anlage ist ein von Rheinbraun entwickelter, patentierter Scherkasten, der eine exakte Einleitung der Normal- und Scherkraft bei reibungsfreier Kastenführung ermöglicht. Diese Scheranlage, die aufgrund ihrer Belastungseinrichtungen die Untersuchung von Proben bis rd.300 m Entnahmeteufe erlaubt, ist hardwaregesteuert bei gleichzeitiger automatisierter Auswertung mit einem DV-Rechner.

Ein dreiachsiales Schergerät wurde 1976 in Betrieb genommen und stellt, bedingt durch die gebirgsmechanischen Verhältnisse der Braunkohlentagebaue, auch eine besondere Entwicklung dar. Diese speziellen Anforderungen werden durch eine hydraulische Seitendruckanlage, die zwischen 1 und 100 bar kontinuierlich geregelt werden kann und durch drei Hochdruckzellen mit einem maximal möglichen Innendruck von je 100 bar erfüllt, die damit die Untersuchung von Proben bis aus 500 m Teufe erlaubt. Der weitere Ausbau dieser Anlage in den darauffolgenden Jahren konzentrierte sich einmal auf die Erhöhung der zu untersuchenden Probenanzahl und zum anderen auf die Möglichkeit, verschiedene Versuchstechniken durchzuführen. Dieses wurde durch die Einrichtung einer prozeßgesteuerten Fahrweise und durch die Anschaffung weiterer fünf Hochdruckzellen, die gleichzeitig konsolidiert werden können, erreicht. Hinzu kommt eine automatische Versuchsauswertung, so daß die Anlage mit einem sehr geringen Bedienungsaufwand gefahren werden kann.

Neben diesen beiden Schergeräten kommt zur Ermittlung der Verformungseigenschaften der Lockergesteine eine Oedometeranlage mit acht Versuchsplätzen seit 1986 zum Einsatz. Diese Anlage, die mit 50 mm, 70 mm und 100 mm Probendurchmesser gefahren werden kann, ist für Probeentnahmeteufen von 1 m bis 340 m einsetzbar. Bei der Anlage wird die teufenweise Belastung manuell und die Registrierung der Versuchswerte sowie deren Auswertung über einen PC vorgenommen.

Die Scherfestigkeit von Lockergesteinen mit den Parametern φ [°] und c [kN/m²] ist an einer Vielzahl von Proben aus den Lockergebirgsschichten der einzelnen Tagebaue ermittelt worden.

Dabei wurden in erster Linie die bindigen Schichtkomplexe (Schluff, Ton) berücksichtigt, da die Böschungen im Sand und Kies keine wesentlichen Probleme darstellen. In den ersten 15 Jahren wurden vor allem die Scherfestigkeitsparameter an kompakten Einzelproben bestimmt und als Mittel- und Minimalwerte ausgedrückt. Die Erfahrung zeigte jedoch, daß für das Standfestigkeitsverhalten der Tagebauböschungen die Scherfestigkeiten in sedimentär und tektonisch bedingten Schwächezonen von größerer Bedeutung sind. Schultze [1] beschrieb 1956 eine Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Grenzflächenscherfestigkeit zwischen Braunkohle und Ton. Neumann [13, 14] beschreibt 1963/64 die Bedeutung dieser Schwächezonen. Neben der zur Routine gewordenen Untersuchung der Kompaktproben war es notwendig, eine labormäßige Ermittlung der Grenzflächenscherfestigkeiten durchzuführen. Die ersten Trennflächenscherfestigkeiten wurden in Kastenscherversuchen ermittelt, die aber wegen der genauen Einpassung der Trennfläche in den Scherspalt zu unterschiedlichen Ergebnissen führten. Eine umfangreichere Untersuchung an tektonisch beanspruchten Lockergesteinen aus dem bindigen Zwischenmittel 6B des Tagebaues Zukunft wurde ab 1975 gemeinsam mit dem Institut für Boden- und Felsmechanik (IBF) der Universität Karlsruhe und dem Geologischen Landesamt (GLA) Nordrhein-Westfalen durchgeführt. Dabei wurden in Karlsruhe Proben mit 56 cm Durchmesser und 110 cm Höhe im Großdreiachsialgerät untersucht. GLA und Rheinbraun führten Standarduntersuchungen an kleinmaßstäblichen Normalproben im Dreiachsialgerät durch, wobei das GLA die Schwächezonen mit unterschiedlichen Neigungen einbaute [15]. Im Rahmen der weiteren Zusammenarbeit mit dem IBF führten Goldscheider und Bösinger [16] Dreiachsialversuche an Proben mit Trennflächen durch, die bei gleichem Lockergesteinstyp sowohl natürlichen Ursprungs waren als auch künstlich hergestellt wurden.

Gegenüber den bisher beschriebenen Scherfestigkeitsparametern von Proben aus dem gewachsenen Lockergebirge ist die Bestimmung dieser Parameter an Kippenmischböden mit hohen bindigen Lockergesteinsanteilen nur in aufwendigen Großscherversuchen möglich [17]. Dieser Aufgabe wurde in einem ersten Großversuch auf der Sophienhöhe des Tagebaues Hambach intensiv nachgegangen, dem inzwischen 5 weitere Versuche gefolgt sind. Kuntsche [18] ermittelte erste undränierte Scherfestigkeiten in Dreiachsialversuchen an großen Probekörpern mit 0,85 m Durchmesser und 0,45 m Höhe, die er durch Drehflügelsondierungen insitu und durch Rückrechnung eines Bruchvorganges in einer Versuchsschüttung korrigierte und festlegte.

3.1.4 Geomechanikdatei GEODAT

Aufgrund der umfangreichen Untersuchungen und der daraus resultierenden Versuchsergebnisse wurde Ende der 60er Jahre begonnen, eine Geomechanikdatei zu entwickeln. Mit Hilfe

dieser Datei sollte es möglich sein, die Versuchsergebnisse zu speichern und nach vorgegebenen Ordnungskriterien statistisch auszuwerten. Die Grundlagen zu dem ersten System werden von Winter [19] in einem Beitrag über das INDAG-System zur integrierten Datenverarbeitung in der Geomechanik beschrieben. Im Laufe der Arbeiten mit diesem System ergab sich eine Reihe von Verbesserungen, besonders in Anlehnung an die Weiterentwicklung der DV-Anlagen.

3.2 Standfestigkeitsberechnung

Die Standfestigkeitsberechnungen für Tagebauböschungen begannen mit den in der Bodenmechanik üblichen Verfahren, wie sie z.B. bei Terzaghi/Peck [20] beschrieben sind. Nachdem anfangs die Methoden unter Ansatz des Erddruckes bevorzugt wurden, bekamen insbesondere bei der Berechnung der Tagebaurandböschungen die sogenannten Streifenmethoden bzw. Lamellenverfahren nach Bureau of Reclamation, Bishop, Janbu, u.a. [21] mehr Bedeutung. Die Erddruckmethoden wurden weiterhin bei der Berechnung von Betriebsböschungen angewendet.

Die Entwicklung in größere Tagebauteufen sowie die damit verbundene Zunahme der Anzahl von zu berücksichtigenden Lockergesteinsschichten und schichtspezifischen, geomechanischen Kennwerten führte bei den Standfestigkeitsberechnungen zu sehr langen Bearbeitungszeiten, die sowohl planerische als auch betriebliche Entscheidungen sehr einschränkten. Es war also gefordert, die Standfestigkeitsberechnungen in ihrem Zeitaufwand wesentlich zu verkürzen. Dieses gelang mit der Entwicklung und Einführung des DV-Programmes BETAJA (Böschungen Etawert Janbu) in den Jahren 1975 und 1976 [22]: Das Programm beinhaltet die Berechnungsformeln und die gesamte Datenbereitstellung für die Durchführung und Kontrolle der Rechnung. Die reinen Rechenzeiten verkürzten sich auf wenige Minuten und die Gesamtbearbeitungszeit einschließlich Datenerfassung, Böschungsänderungen und Optimierung der Böschungsneigung auf wenige Tage gegenüber mehreren Wochen.

Um den räumlichen Einfluß der stützenden Wirkung durch die Abbau- und Kippenfront auf die Tagebaurandböschung zu ermitteln, wurden von Schütz [2] und Henning [23] erste Berechnungsvorschläge gemacht. Ausgehend von diesen Vorschlägen wurde ein Berechnungsverfahren entwickelt, in dem ausgehend von den Streifenmethoden in einer räumlichen Betrachtung den bei einem geforderten Standfestigkeitsbeiwert η notwendigen Abstand zwischen Abbau- und Kippenböschung im Tagebautiefsten festlegt. Dieses Verfahren, welches nach Pierschke [24] als Näherungslösung zu betrachten ist, hat sich in der praktischen Anwendung bei der

Herstellung optimaler Böschungsneigungen und der damit verbundenen maximalen Lagerstättennutzung bewährt [25, 26].

Eine kritische Betrachtung der Streifenmethoden zeigt, daß ihre Anwendung nur für kreisförmige Gleitfugen gültig und richtig ist. Die Untersuchung von Gleit- bzw. Bruchfugen in Form von Geradenkombinationen, wie sie sich aufgrund der tektonischen Verhältnisse der Lagerstätten ergeben, ist nur mit Einschränkungen anwendbar. Es war daher notwendig, eine exakte Methode für diese Fälle zu finden, die mit den Starrkörper-Bruchmechanismen gegeben ist, wie sie u.a. Goldscheider [27] beschreibt. Inzwischen wird dieses Verfahren für die entsprechenden Gleitfugen in tektonisch beanspruchten Gebirgsbereichen mit einem eigenentwickelten PC-Programm angewendet. Derzeit wird dieses Verfahren in Anlehnung an das DV-Programm BETAJA weiterentwickelt. Der augenblickliche Stand der bei Rheinbraun angewandten Methoden der Standfestigkeitsberechnungen ist bei Kuntsche [28] beschrieben.

3.3 Verformungen des Gebirges

Verformungen des Gebirges sind sowohl horizontale als auch vertikale Bewegungen, die in jeder Tagebauböschung auftreten. Aber auch die vertikalen Bewegungen der Geländeoberfläche (Setzungen) infolge Grundwasserabsenkungen oder durch das Aufbringen einer Auflast sind als Gebirgsverformungen zu bezeichnen. Die Kenntnis und Interpretation dieser Verformungsbewegungen ist vor allem für die Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen neben den Standfestigkeitsberechnungen ein wichtiges Entscheidungskriterium.

Die durch den Abbau wirkende Gebirgsentlastung in einem Tagebau muß zwangsläufig zu Bewegungen in den Böschungen und auf den Tagebausohlen führen. Diese Bewegungen sind ein natürlicher Vorgang, der über die Zeit betrachtet wieder abklingt. Die Fortsetzung der Bewegungen bei gleicher Geschwindigkeit und mit noch zunehmender Beschleunigung kann für die Standsicherheit der Böschung eine Gefahr darstellen und zu einer Rutschung führen. Es gibt eine Reihe von Ursachen für ein solches Bewegungsverhalten, die geologisch, hydrologisch, gebirgsmechanisch und betrieblich bedingt sind. Somit ist es eine unbedingte Notwendigkeit, das Bewegungsverhalten der Böschung zu messen und gebirgsmechanisch zu beurteilen, um ggf. durch weitere Untersuchungen und Berechnungen sowie durch daraus resultierende, betriebliche Maßnahmen die Böschung geometrisch zu ändern oder zu stabilisieren.

Die Bewegungsmessungen der Böschungen lassen sich bei Rheinbraun in terrestrische Oberflächenmessungen und in Bohrlochmessungen gliedern (Bild 3).

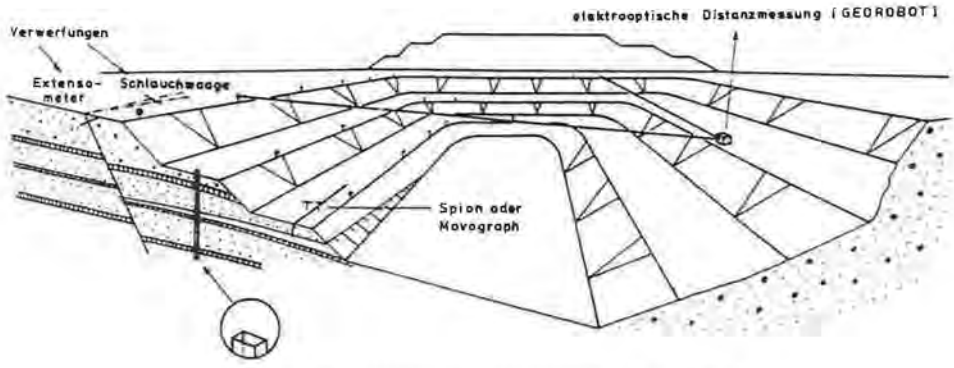


Bild 3: Verformungsmessungen im Tagebau

Ausgehend von den sehr zeitaufwendigen, konventionellen Lage- und Höhenmessungen der Böschungspunkte setzte mit Beginn der 70er Jahre die Entwicklung der elektrooptischen Distanzmessung [29] zur Böschungsbeobachtung ein. In einem umfangreichen Forschungsvorhaben unter Leitung der markscheiderischen Abteilung [39] und unter Mitarbeit der Gebirgsmechanik wurde die Automation der Böschungsbewegungsmessungen (GEOROBOT) entwickelt. Dieses Verfahren hat heute einen beispielhaften Stand, wie ihn Steudel [31] und Duddek [32] in der praktischen Anwendung beschreiben. Mit dieser Methode ist es möglich, in kürzester Zeit die horizontalen Bewegungsbeträge einer Vielzahl von Meßpunkten zu bekommen. Dieses Meßverfahren gibt Informationen über das Bewegungsverhalten an der Oberfläche eines Böschungssystems.

Zu der unter Punkt 3.4 behandelten Beurteilung der Standfestigkeit ist natürlich auch die Örtlichkeit der Bewegung in der Böschung von Bedeutung. Dieses erfordert eine insitu-Messung im Lockergebirge, wie sie in ersten Überlegungen und Versuchsmessungen bei Nehring [30] beschrieben wird. Dabei wurde sowohl ein stationäres System in Form einer Deflektometermeßkette als auch ein mobiles System mit einer Neigungssonde erprobt. Für die Weiterentwicklung durch die Abteilung Gebirgs- und Bodenmechanik entschied man sich aus Kostengründen und wegen der einfachen Handhabung für das System der Neigungssonde. Mit diesem

Verfahren lassen sich Verschiebungen in den tiefen Lockergesteinsböschungen der Tagebaue für gebirgsmechanische Fragestellungen ausreichend genau ermitteln. Hierzu werden in Untersuchungsbohrungen Vierkantrohre eingebaut, deren räumlicher Verlauf mit einer modifizierten Neigungssonde und einer neu entwickelten Drehwinkelsonde eingemessen wird. Die Differenzen zu vorausgegangenen Bezugsmessungen sind die zwischenzeitlich stattgefundenen Verschiebungen, die schon vor Ort mit einem PC ermittelt werden können [33].

Neben der sicherheitlichen Bedeutung bei der Überwachung der Tagebauböschungen sind die Ergebnisse der hier vorgestellten Messungen auch Grundlage für die Durchführung von Scherfestigkeitsuntersuchungen und von Eichungsparametern in Verformungsberechnungen. Langfristig ist das Ziel, die Bewegungsbeträge von Böschungen in Verformungsberechnungen zu ermitteln, wobei die ersten Berechnungen erfolgversprechend sind.

Die vertikalen Verformungen im Gebirge können sowohl Hebungen als auch Senkungen der Oberfläche sein, wobei letztere überwiegen. In der Gebirgs- und Bodenmechanik sind in erster Linie die Vertikalverformungen in Form von Setzungsprognosen rechnerisch zu ermitteln. Bei dieser Berechnung sind neben den im Labor ermittelten Steife- und Verformungsmoduli die Ergebnisse aus den Höhenmessungen des Setzungsverhaltens von Lockergebirgsschichten als Korrektur- oder Eichparameter von besonderer Bedeutung.

Neben der bisherigen Vorgehensweise, das zu erwartende Setzungsverhalten auf der Grundlage der Ergebnisse von Höhenmessungen empirisch abzuschätzen [34], werden auch bodenmechanische Berechnungen vorgenommen. Diese bodenmechanischen Setzungsprognosen sind für die Anlage von Retentionsräumen und Deponien in Tagebaukippen notwendig. Aber auch die gebirgs- und bodenmechanische Interpretation von Setzungsbewegungen ist als Unterstützung zur Beurteilung von zu erwartenden Bergschäden von Bedeutung.

3.4 Beurteilung der Standfestigkeit

Auf der Grundlage der Ergebnisse aus Standfestigkeitsberechnungen, welche die geologischen, hydrologischen und festigkeitsmechanischen Parameter berücksichtigen, wird im Rahmen der Planungsphase eine erste Beurteilung der Standfestigkeit der Tagebaurandböschung vorgenommen [35]. Mit der Herstellung der Böschung und der Tagebauentwicklung sind die oben genannten Einflußparameter zu kontrollieren und zu beurteilen, was zu erneuten Standfestigkeitsberechnungen und Änderungen der Böschungsgeometrie führen kann [36].

Die Ergebnisse der Verformungsmessungen lassen dann eine weitere Beurteilung der tatsächlich vorhandenen Standfestigkeit zu. Aufgrund dieses Beurteilungsergebnisses können erneute Untersuchungen zur genaueren Ermittlung geologischer, hydrologischer und festigkeitsmechanischer Einflußparameter notwendig werden, die durch eine Berechnung zu einer weiteren Böschungsänderung führen können. Die konsequente Anwendung dieser Vorgehensweise beschreibt Kuntsche [37] zur Beurteilung der Standfestigkeit einer tiefen Tagebaurandböschung bei maximaler Lagerstättennutzung.

Wie bei den Tagebaurandböschungen werden auch die Geometrie und der Aufbau der Endböschungen von Außen- und Innenkippen durch Standfestigkeitsuntersuchungen festgelegt. Bei der Beurteilung der Standfestigkeit ist davon auszugehen, daß die Kippen in der Regel nicht mehr abgebaggert werden und somit die Böschungen unter Vorgabe eines Regelschnittes auf Dauerstandfestigkeit zu dimensionieren sind.

Der Beurteilung der Standfestigkeit von Böschungen kommt bei den Betriebsböschungen auf der Abbau- und Kippenseite eine besondere Bedeutung zu. Hier werden in der Regel keine Standfestigkeitsberechnungen durchgeführt, da diese für die Gewährleistung eines kontinuierlichen Geräteeinsatzes einen enormen, wirtschaftlich nicht vertretbaren Aufwand bedeuten würden. Es wurde daher eine Verfahrensweise entwickelt, die es den Betrieben erlaubt, gebirgsmechanische und hydrologische Einflußparameter auf die Standfestigkeit dieser Böschungen zu erkennen und zu beurteilen. Anhand von gebirgsmechanischen Entscheidungshilfen können dann kurzfristig geeignete betriebliche Maßnahmen zur Böschungs- und Gerätesicherung eingeleitet werden. Es wurden daher für diese Böschungen in Zusammenarbeit der Tagebaubetriebe, der bergmännischen Planung und Gebirgsmechanik Betriebsanweisungen sowohl für die Gewinnung als auch für die Verkippung entwickelt [38].

4 Zusammenfassung

Seit Mitte der 50er Jahre haben sich die Aufgaben der Gebirgs- und Bodenmechanik in den Tagebauen der Rheinbraun entwickelt. Ausgehend von den klassischen Standfestigkeitsberechnungen von Tagebauböschungen ist in diesem Bereich eine Anzahl von neuen Aufgaben bei der Rekultivierung, der Anlage von Deponien, den Betriebsböschungen und dem Einsatz von Tagebaugeräten zugewachsen. Dazu entwickelten sich mit fortschreitender Erfahrung die Untersuchungsmethoden, Berechnungs- und Beobachtungsverfahren zu dem heutigen Stand, wie er für schnelle und betriebsnahe Entscheidungen notwendig ist. Weitere Entwicklungen werden vor allem im Fortschreiten von Verformungsberechnungen gesehen, die in Verbindung mit den

Standfestigkeitsuntersuchungen noch eine bessere Beurteilung der Böschungsstandsicherheiten erlauben.

5 Schrifttum

[1] Schultze, E.: Bodenuntersuchungen und Erdstatik im Braunkohlentagebau. BRAUNKOHLE 8 (1956), S. 125-134

[2] Schütz, H.: Bodenmechanische Forschungen im Braunkohlenbergbau. VGB-Mitteilungen TH Aachen,(1958) H.18, S. 25-44

[3] Wöhlbier, H.: Die Bedeutung der Bodenmechanik für den Braunkohlenbergbau. BRAUNKKOHLE 11 (1959), S. 487-492

[4] Neumann, K.: Rutschungen in der Form des Setzungsfließens. BRAUNKOHLE 10 (1958), S. 233 ff.

[5] Neumann, K.: Grabenbrüche im Lockergestein als Folge von Böschungsbewegungen. Vorträge der Baugrundtagung 1960, Frankfurt, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 181-193

[6] Dermietzel, E.: Die Bedeutung der Gebirgsmechanik für die Betriebsgestaltung im Braunkohlentagebau besonders für den rheinischen Braunkohlenbergbau. BRAUNKOHLE 17 (1965), H.12, S. 491-497

[7] Winter, K.: Bodenphysikalische Aspekte bei der land- und forstwirtschaftlichen Rekultivierung. Ber.6.Nat.Tag.Ing.-Geol., S. 203-211, Aachen 1987

[8] Winter, K.: Bodenmechanische und technische Einflüsse auf die Qualität von Neulandflächen. BRAUNKOHLE 42 (1990), S. 15-23

[9] Pierschke,K.-J.: Mineralische Abdichtungen für Deponien von Kraftwerksrückständen in Braunkohlentagebauen. VDI-Bericht Nr. 753 (1989), S. 233-244

[10] Winter, K.: Erfahrungen mit der Eigenüberwachung an Tonabdichtungen der Deponien für Braunkohlenkraftwerksrückstände. BRAUNKOHLE 41 (1989), S. 235-239

[11] Pierschke, K.-J., et.al.: Beprobung von mineralischen Abdichtungen der Deponien für Braunkohlenkraftwerksrückstände. BRAUNKOHLE 42 (1990), H.6, S. 26-32

[12] Dermietzel, E., et.al.: Elektronische Meßwerterfassung bei der Untersuchung des Scherverhaltens von Lockergestein im Kastenscherversuch. BRAUNKOHLE 21 (1969), S. 32-36

[13] Neumann, K.: Der Einfluß der Sprünge auf die Stabilität von Böschungen. BRAUNKOHLE 16 (1963), S. 87-95

[14] Neumann, K.: Grenzschichten im Lockergestein. BRAUNKOHLE 17 (1964), S. 207-217

[15] Natau, O., et.al.: Ermittlung von Festigkeitsparametern von bindigem, geschichtetem und tektonisch beanspruchtem Lockergestein mittels Großtriaxialversuchen mit Porenwasserdruckmessungen. BRAUNKOHLE 36 (1984), S. 19-24

[16] Goldscheider, M., et.al.: Bestimmung der Scherfestigkeit von Tonschichten im Bereich tiefer Tagebaurandböschungen. Neue Bergbautechnik 19 (1989), H.3, S. 87-90

[17] Pierschke, K.-J.: Berechnungsgrundlagen und Beurteilungskriterien für Verfahren zur Standfestigkeitsuntersuchung von Kippenböschungen. BRAUNKOHLE 32 (1980), S. 169-175

[18] Kuntsche, K.: Böschungsbruch in einer Kippe - Erkenntnisse aus einem Großversuch. BRAUNKOHLE 38 (1986), S. 49-55

[19] Winter, K.: INDAG - System zur Integrierten Datenverarbeitung in der Geomechanik. BRAUNKOHLE 29 (1977), S. 315-320

[20] Terzaghi, K.: Peck, R.B.: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Berlin, Göttingen, Heidelberg 1961, S. 190-201

[21] Neuber, H.: Untersuchung der Standsicherheit nach der sogenannten Streifenmethode. Fortschr.Geol.Rheinld. u.Westfl., 15, S. 245-262, Krefeld 1968

[22] Dermietzel, E., et.al.: Standfestigkeitsberechnungen von Tagebauböschungen auf einer elektronischen Rechenanlage mit dem Programm BETAJA. BRAUNKOHLE 29 (1977), H.8, S. 308-315

[23] Henning, D.: Zur Standfestigkeit von Schaufelradbaggerböschungen. BRAUNKOHLE 29 (1977), H.8, S. 303-309

[24] Pierschke, K.-J.: Standfestigkeit von Tagebaurandböschungen bei direkter Nachführung der Innenkippe. Mitteilungen Inst. f. Bergbau, TU Clausthal, S. 23-40, Clausthal-Zellerfeld, 1980

[25] Pierschke, K.-J.: Standfestigkeit von Tagebaurandböschungen im Rheinischen Braunkohlenbergbau. Proceedings 8. Donau-Europäische Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, Essen, 1986, S. 293-299

[26] Kuntsche, K.: Gebirgsmechanische Untersuchung und Beurteilung der Kohlengewinnung im Sonderbetrieb an der Westrandböschung des Tagebaues Hambach. BRAUNKOHLE 40 (1988), S. 125-130

[27] Goldscheider, M.: Standsicherheitsnachweis mit zusammengesetzten Starrkörper-Bruchmechanismen. Geotechnik 2 (1979), H.3, S. 130-139

[28] Kuntsche, K.: Böschungsbruchberechnungen für Tagebaurandböschungen. BRAUNKOHLE 42 (1990), erscheint voraussichtlich im H.8

[29] Reichenbach, K., et.al.: Über den Einsatz elektrooptischer Entfernungsmesser in den Braunkohlentagebauen der Niederrheinischen Bucht. ZfV, 1975, Heft 5

[30] Nehring, H.: Messung von Böschungsbewegungen in Braunkohlentagebauen - Ergebnisse eines Entwicklungsvorhabens. BRAUNKOHLE 36 (1984), S. 128-133

[31] Steudel, J.: Bodenbewegungsmessungen an der Westrand-Böschung des Tagebaues Hambach im rheinischen Braunkohlenrevier. BRAUNKOHLE 40 (1988), S. 130-133

[32] Duddek, H.: Entwicklung und Stand von Böschungsbeobachtungen mittels einfacher Distanzmessungen. BRAUNKOHLE 42 (1990), H.11, S. 10-20

[33] Kuntsche, K.: Verschiebungsmessungen in tiefen Tagebauböschungen, Ber. 6. Nat. Tag. Ing.-Geol., S. 235-243, Aachen 1987

[34] Kothen, H., et.al.: Restsetzungen auf Neulandflächen. BRAUNKOHLE 42 (1990), H. 10, S. 24-29

[35] Pierschke, K.-J.: Assessment of the Stability of Open Pit Mine Slopes in the Rhenish Brown Coal District. First Int. Symp. on Stability in Coal Mining, 1978, Vancouver, S. 35-46

[36] Pierschke, K.-J.: Geologisch bedingte Instabilitäten im Randböschungssystem eines Braunkohlentagebaues. Ber.5.Nat. Tag. Ing.-Geol, 1985, Kiel, S. 267-277

[37] Kuntsche, K.: Beurteilung der Standfestigkeit einer tiefen Tagebaurandböschung bei maximaler Lagerstättennutzung. Neue Bergbautechnik 19 (1989), H.3, S. 83-86

[38] Leuschner, H.-J.: Die Betriebssteuerung von Braunkohlentagebauen unter besonderer Berücksichtigung der Gebirgsmechanik. BRAUNKOHLE 34 (1982), H.11, S. 345-355

Bruch- und Rutschvorgänge in Tälern des Alpenvorlandes und des Schichtstufenlandes

Hans Jürgen Baumann

1 Einführung

Die Formenvielfalt und damit die Schönheit von Flußtälern wird wesentlich von den jeweiligen geologischen Gegebenheiten mitbestimmt. Man ist beeindruckt von den bizarren Formen junger, tief eingeschnittener Schluchten im harten Kalkstein oder von der Weite alter Täler im weichen Tonmergel. Einen besonderen Reiz vermittelt der Wechsel verschiedener Gesteine, wie er in den Flußtälern des südbayerischen Alpenvorlandes und des nordbayerischen Schichtstufenlandes anzutreffen ist. In einer kurzen Zusammenschau sollen an den Beispielen des Isartales südlich von München sowie des Suztales und des Ottmaringer Tales bei Beilngries diese beiden Talformen und ihre Entstehung, die geologischen Gegebenheiten sowie geotechnische Erkenntnisse und Erfahrungen miteinander verglichen werden. Dabei sollen oberflächennahe, landschaftsbildende Vorgänge, wie der Felssturz und der Steinschlag aus steilen Talflanken oder das Kriechen in flach geneigten Talhängen in den Hintergrund treten, und statt dessen die durch wechselnde Gesteinsfestigkeiten bedingten, tiefgreifenden Bruchvorgänge und deren Folgen den Schwerpunkt der Betrachtung bilden. Umfangreiche und sich über lange Zeiträume erstreckende Beobachtungen und Untersuchungen im Isartal südlich von München im Rahmen von Forschungsarbeiten, Bauwerksplanungen, Gefahrenabschätzungen und Sanierungen sowie im Sulztal und Ottmaringer Tal in der Umgebung von Beilngries beim Bau des Main-Donau-Kanals sind die Grundlagen dieses Vergleichs.

2 Landschaftsgeschichte, Geologie und Talformen

2.1 Das Isartal

Das Isartal ist in seinem heutigen Verlauf das Ergebnis einer etwa 15 000-jährigen Flußgeschichte (JERZ 1987). Gegen Ende der letzten Eiszeit begann sich die Isar durch die Ablagerungen der vorausgegangenen Eiszeiten - Schotter in der Umgebung von München und Moränen weiter im Süden - bis in die darunter folgenden Tertiärsedimente hinein einzutiefen. Die aus der Gesteinsdichte abzuleitende hohe Vorbelastung des Tertiärs muß nördlich der Moränen ausschließlich auf die Belastung durch die vor etwa 8,5 bis 2,4 Mill. Jahren (Obermiozän bis

Pliozän) abgelagerten, jüngsten Tertiärsedimente zurückzuführen sein, die während der Eiszeiten (Pleistozän) wieder abgetragen worden sind. In dem Flußabschnitt zwischen der südlichen Stadtgrenze Münchens und dem Nordrand der Moränen bei Straßlach, auf den sich die folgenden Beschreibungen beschränken, wird eine zeitweise Überlagerungshöhe von 150 bis 200 m angenommen. Dadurch wurden die Eigenschaften der älteren, noch vorhandenen und überwiegend aus Sanden, Mergeln und Tonen bestehenden **Tertiärsedimente** der Oberen Süßwassermolasse (Alter: etwa 18 bis 5 Mill. Jahre, Unter- bis Obermiozän) geprägt. Sie sind ein typisches veränderlich festes Gestein, im bergfrischen Zustand einem Festgestein ähnlich und unter hohen Scherbeanspruchungen oder der Witterung ausgesetzt bis hin zu Lockergestein entfestigt.

Die **Sande und Mergel (leicht- bis mittelplastische Tone und Schluffe)** besitzen hohe Lagerungsdichten bzw. Konsistenzwerte, lagenweise auch mineralische Verfestigungen und somit auch hohe Verformungsmoduli und Festigkeiten.

Die **mittel- bis hochplastischen Tonmergel und Tone** weisen ebenfalls eine der durchlaufenen Spannungsgeschichte entsprechende Dichte und Konsistenz auf, sind aber infolge eines ausgeprägten, meist polyedrischen Kleingefüges (mm bis cm) und eines Trennflächengefüges (dm) mit mehr oder weniger deutlich ausgebildeten Harnischen (Bewegungsflächen) erheblich geschwächt.

Die auf dem Tertiär aufliegenden **eiszeitlichen Schotter** (Alter 2,4 Mill. bis 10 000 Jahre) sind meist lagen- oder bankweise infolge von Kalkbindung zu Nagelfluh verfestigt. Unmittelbar neben kohäsionslosen oder schluffig bzw. tonig schwach gebundenem Lockergestein ist somit je nach Kalkbindung mürbes bis hartes Festgestein anzutreffen, das in den Talhängen senkrechte Wände oder sogar Überhänge bilden kann.

Entsprechend den mit dem Gesteinswechsel verbundenen unterschiedlichen Steifigkeiten und Festigkeits hat die Isar beim Eintiefen in die Quartärdecke zunächst enge Schluchten geschaffen. Erst das Einschneiden in das Tertiär und hier vor allem in die hochplastischen, entfestigten und damit leicht verformbaren Tone hat zu tiefgründigen Brüchen und zu einer Talweitung geführt. Im Verlauf der weiteren Eintiefung hat sich eine Zweiteilung der Geländeneigung erhalten, eine steile Neigung im Quartär und eine flache Neigung im Einflußbereich des Tertiärs. Ein Blick ins Isartal beim Georgenstein, einem aus dem Hang stammenden Nagelfluhblock im Flußbett, soll dies veranschaulichen (Bild 1).

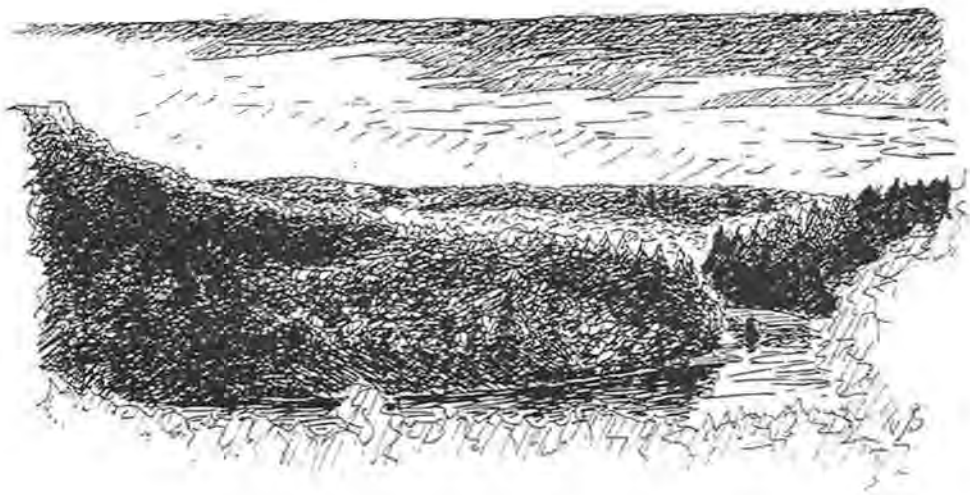


Bild 1 Blick nach Süden ins Isartal beim Georgenstein in Höhe von Baierbrunn, Buchenhain.

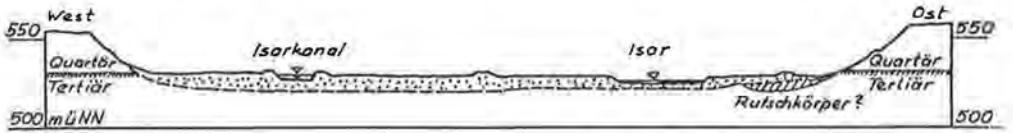
Die Veränderung der Talform mit der zunehmenden Eintiefung der Isar läßt sich an drei untersuchten Talprofilen sichtbar machen (Bild 2):

Im nördlichsten Profil beim Hinterbrühler See, ca.5 km nördlich der Grünwalder Brücke, sind noch keine Rutschmassen erkennbar, die auf tiefgreifende Bruchvorgänge schließen lassen. Die Hänge steigen nahezu unvermittelt mit der Grenzneigung der teilweise verfestigten Quartärschotter aus der ebenen Talsohle an.

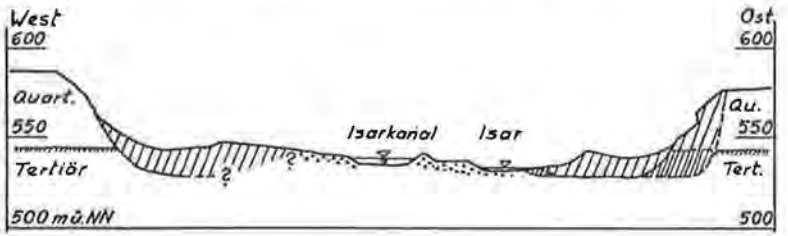
Im Bereich des mittleren Profils beim Kraftwerk Pullach, ca.1 km nördlich der Grünwalder Brücke, konnten in den Jahren 1970 und 1975 am östlichen Hochufer zwei Neuanbrüche beobachtet werden. Sie setzten die am Hangfuß lagernden alten Rutschmassen wieder in Bewegung. Die ebenfalls deutlich erkennbaren Rutschmassen am westlichen Talhang sind offensichtlich in Ruhe.

Im südlichsten Profil beim Kraftwerk Höllriegelskreuth, ca. 1,5 km südlich der Grünwalder Brücke, verlaufen Strom-,Gas-und Wasserleitungen. Der gewaltige Rutschkörper am östlichen Hochufer verschiebt sich seit den sechziger Jahren nachweisbar mit 1 bis 2 cm jährlich. Der im Vergleich zu seinem Gegenüber am Ostufer klein wirkende Rutschkörper am westlichen

Profil beim Hinterbrühler See, ca.5 km nördlich der Grünwalder Brücke



Profil beim Kraftwerk Pullach, ca. 1 km nördlich der Grünwalder Brücke



Profil beim Kraftwerk Höllriegelskreuth, ca. 1,5 km südlich der Isarbrücke

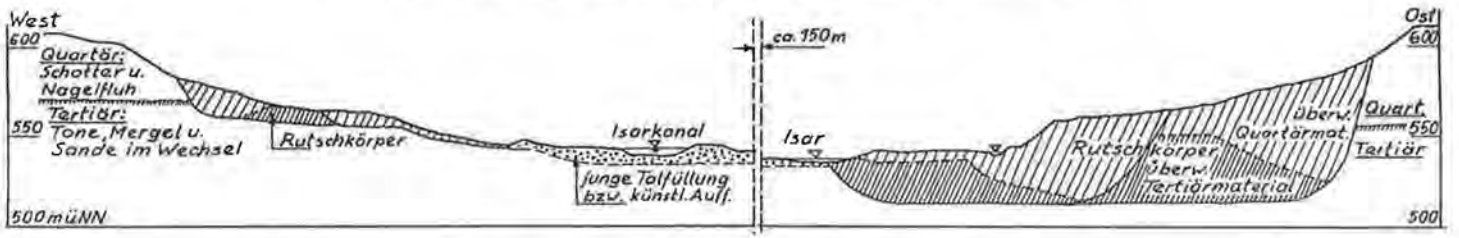


Bild 2 Querprofile durch das Isartal südlich von München.

Hochufer weist derzeit keine Anzeichen von Bewegungen auf. Die Hauptgründe für die unterschiedlichen Rutschkörpergrößen in diesem Profil sind vermutlich in den unterschiedlichen Quartärmächtigkeiten und in der Lage zum Flußlauf zu sehen; der Osthang ist ein Prallhang, der Westhang ein Gleithang.

Einige der derzeit aktiven Rutschungen wurden in den letzten 20 Jahren genauer untersucht. Hierbei wurden vorrangig Bewegungen gemessen, sowie der innere Aufbau der Rutschkörper und die Schichtenfolge in den noch ungebrochenen Hangpartien mit Hilfe von Aufschlußbohrungen und Rammsondierungen erkundet (BAUMANN 1990). Die wichtigsten Erkundungsergebnisse von drei Rutschbereichen sind in Bild 3 dargestellt, wobei Rutschkörper (3) an einem Prallhang, Rutschkörper (2) an einem Gleithang und Rutschkörper (1) zwischen einem Prallhang und einem Gleithang liegen. Die Rutschkörper unterscheiden sich durch ihre Größen, durch die Einschnittiefen der Isar, bezogen auf die Höhen der Hochufer und der ungestörten Tertiäroberflächen, sowie durch die kritischen Standhöhen (Hkrit) von Hochuferpartien unmittelbar vor einem Neuanbruch. Die kritischen Standhöhen lassen sich, wie noch später gezeigt wird, näherunsweise aus dem Höhenunterschied zwischen dem Rutschungskopf des vorletzten Rutschereignisses und dem Hochufer ermitteln. Das setzt allerdings voraus, daß im Rutschkörper zumindest zwei Rutschungsgenerationen möglichst vollständig zu erkennen sind. Dies ist bei den Rutschkörpern (2) und (3) uneingeschränkt und beim Rutschkörper (1) in ausreichendem Maße gegeben. Außerdem haben die Rutschkörper noch folgendes gemeinsam:

- Im noch nicht gebrochenen Tertiär herrschen überall die Tone und Tonmergel mit mittel- bis hochplastischen Eigenschaften und mit Harnischen auf den zahlreichen Trennflächen vor.
- Infolge des grundbruchartigen Versagens des Hochufers und einer talseitig horizontal verlaufenden Hauptbewegungsbahn erreicht die Höhe der aus Tertiärmergeln bestehenden, dammförmigen Rutschkörperteile des jeweils letzten Rutschereignisses die Höhe der Tertiäroberfläche im noch ungestörten Hang.

2.2 Das Sulztal und das Ottmaringer Tal

Das Sulztal und das Ottmaringer Tal sind wesentlich älter als das Isartal. Der Beginn der Talentwicklung ist im Jungtertiär, vor etwa 7 Mill. Jahren anzusetzen (SCHMIDT-KALER 1983). Ihre heutige Gestalt haben sie im wesentlichen während der Eiszeiten, jedoch ohne Eisüberdeckung, also unter periglazialen Bedingungen erhalten. Somit haben der Dauerfrost in der Tiefe und ein Auftau-Frost-Wechsel an der Geländeoberfläche vor allem die Form der

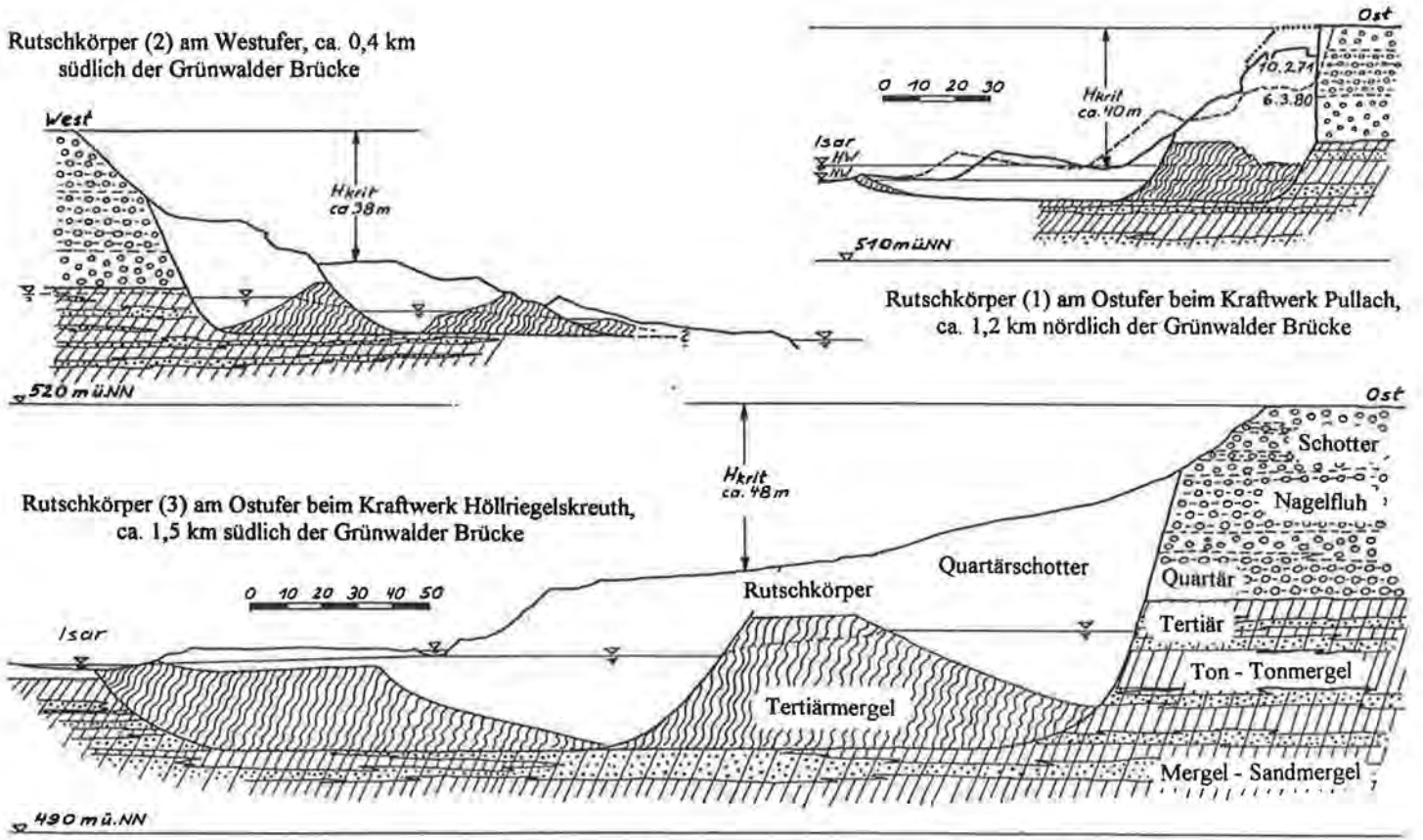


Bild 3 Form, Größe, und innerer Aufbau von Rutschkörpern im Isartal sowie die Schichtenfolge unter dem noch nicht gebrochenen Hochufer nach BAUMANN 1990.

Talhänge entscheidend mitbestimmt. Das Alter der Jurasedimente, in die das Sulztal und das Ottmaringer Tal eingeschnitten sind, beträgt zwischen 190 und 135 Mill. Jahre. Entsprechend stärker und weiter verbreitet ist die mineralische Verfestigung dieser Sedimente im Vergleich zu den wesentlich jüngeren Tertiärsedimenten des Isartals. Der Einfluß einer auch in den Juraschichten anzunehmenden Vorbelastung durch Sedimente des obersten Malms und der Kreide, die noch in der Kreide und im nachfolgenden Tertiär wieder abgetragen worden sind, tritt gegenüber den Auswirkungen der mineralischen Verfestigung in den Hintergrund.

Das Tal der Sulz zwischen Erasbach bzw. Pollanten im Norden und Beilngries im Süden, sowie das ost-west-gerichtete Ottmaringer Tal zwischen Beilngries und Dietfurt erforderten beim Bau des Main-Donau-Kanals wegen der geologischen Gegebenheiten besondere Vorsicht und wurden deshalb sehr eingehend erkundet. In diesen Talabschnitten sind die Gesteine des **Mittleren Jura** (Braunjura, Dogger), Opalinuston, Eisensandstein und oberer Dogger mit dem Ornatenton sowie des **Oberen Jura** (Weißjura, Malm) für die Talformen bestimmend. Mit SCHMID-KALER 1983, ULRICH 1983 und den Ergebnissen eigener Untersuchungen (RADEKE, BAUMANN 1993) können die Eigenschaften dieser Gesteine zusammenfassend beschrieben werden:

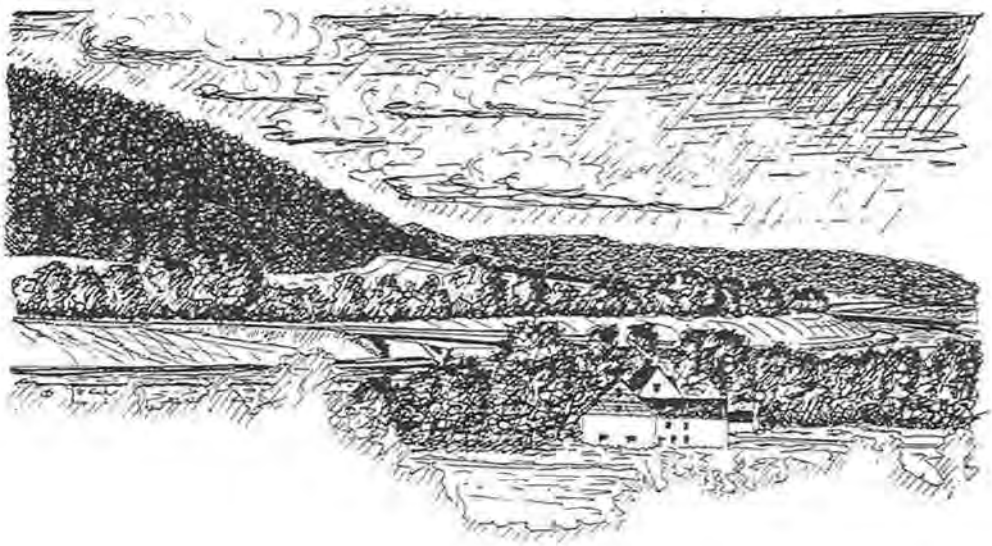


Bild 4 Das Ottmaringer Tal von Westen mit dem Wotansberg im Vordergrund.

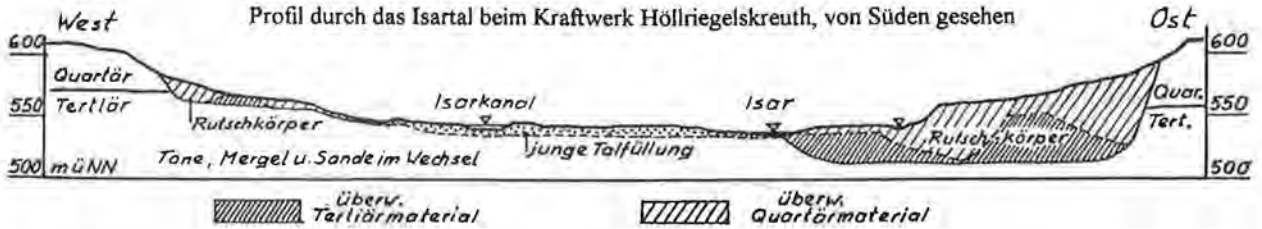
Unter einer **jungen Talfüllung** aus Fluß- und Stillwassersedimenten, Rutschmassen und Hangschutt bzw Fließerden steht der ca. 70 m mächtige **Opalinuston** (Unterer Dogger) in der Talsohle und am Hangfuß als Folge von meist dunkelgrauen, leicht kalkhaltigen Schiefertonen und mit zunehmender Tiefe auch Tonsteinen an. Als überwiegend veränderlich festes Gestein verhält er sich im bergfrischen Zustand wie ein Festgestein und weist dementsprechend auch eine ausgeprägte Klüftung auf. Im Verwitterungsbereich und als Bestandteil von Rutschmassen ist der Opalinuston zu einem Lockergestein aus Kluftkörperresten zumindest halbfester bis fester Konsistenz in einer steifen bis halbfesten, tonigen Matrix oder sogar bis hin zu einem Ton meist mittlerer Plastizität mit wechselnden Sandanteilen und ohne sichtbares Gefüge entfestigt.

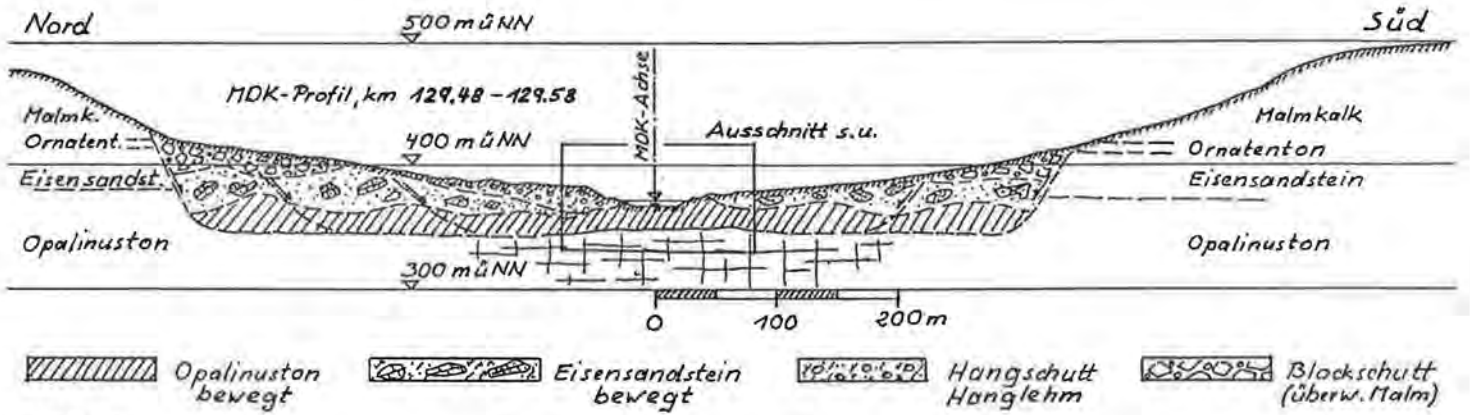
Über dem Opalinuston folgt der ca. 40 m mächtige **Eisensandstein** (Mittlerer Dogger), eine Folge von gelbbraunen bis braunen, mürben Sandsteinen und harten Kalksandsteinen mit meist mittelplastischen Ton- und Tonsteinlagen, die im Verwitterungsbereich und in Rutschmassen ebenfalls ihre Festigkeit verloren haben.

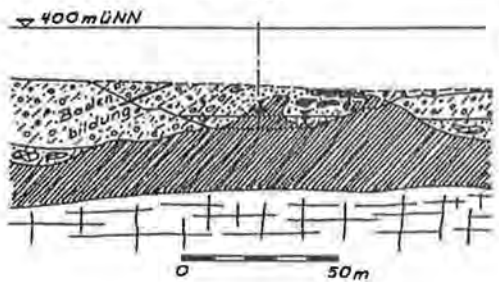
Im **Oberen Dogger**, dessen Mächtigkeit kaum 10 m überschreitet, folgen zunächst harte Sand- und Kalksandsteine sowie Mergelkalke und zuoberst der dunkle **Ornatenton**, der mit Ausnahme einer höheren Plastizität dem Opalinuston ähnliche geotechnische Eigenschaften aufweist.

Der dem Dogger aufliegende **Malm** setzt sich aus Bankkalken mit Mergelzwischenlagen und Riffkalken zusammen. Er ist ein überwiegend hartes Festgestein, dessen Klüftung vor allem an den Talrändern sehr deutlich in Erscheinung tritt.

Wie beim Isartal zeichnen sich auch im Sulztal und Ottmaringer Tal die Gesteine mit unterschiedlichen Steifigkeiten und Festigkeiten in der Form der Talhänge ab. Steife und feste Gesteine bilden steile Hänge, weiche und weniger feste Gesteine bilden Verflachungen, wobei die Neigungsänderungen infolge der Bruchvorgänge nicht mit den ursprünglichen Höhenlagen der Schichtgrenzen zusammenfallen müssen. Allerdings hat die höhere Anzahl von Schichtgliedern mit geringer Steifigkeit und Festigkeit eine größere Vielfalt von Versagensmöglichkeiten zur Folge. Bei der Talentwicklung können zunächst der Ornatenton und anschließend die Tone im Eisensandstein unter der Last steiler Malmkalkhänge oder -wände zu Bruch gehen und dabei Hangverflachungen als Spuren hinterlassen. Diese besitzen jedoch wegen der geringen Mächtigkeiten dieser Tonlagen meist nur geringe Ausmaße. Erst mit der Eintiefung der Talsohle in den mächtigen Opalinuston hinein sind die Hänge tiefgründig in Bewegung geraten und zu Bruch gegangen.







Profil durch das Ottmaringer Tal am westlichen Taleingang bei Beilngries, von Westen gesehen

Profilausschnitt mit dammartigen Erhöhungen des Opalinustons

Bild 5 Talprofile und der innere Aufbau der Rutschkörper im Vergleich.

Sichtbare Zeugen dieser Vogänge sind mächtige, leicht konvex geformte Rutschkörper im Fußbereich steiler Talhänge. Ein Blick vom westlich von Beilngries gelegenen Hirschberg nach Osten, auf den Südhang des Wotansberges und in das Ottmaringer Tal hinein, gibt hiervon einen Eindruck (Bild 4). Ein Profilschnitt durch das Ottmaringer Tal vom Wotansberg im Norden bis zum Arzberg im Süden soll den mit Hilfe von wenigen Bohrungen und Rammsondierungen konstruierten inneren Aufbau der Rutschkörper und die Gliederung der noch ungebrochenen Hangpartien vor Augen führen (Bild 5). Darüber ist im gleichen Maßstab das in Bild 2 verkürzt dargestellte Profil durch das Isartal beim Kraftwerk Höllriegelskreuth in voller Länge wiedergegeben. Der Vergleich zeigt die im jungen Isartal an der Oberfläche deutlich erkennbaren Bruchkörperformen, die im Ottmaringer Tal im Laufe seiner langen Geschichte und auch infolge der landwirtschaftlichen Nutzung durch den Menschen weitgehend verschwunden sind. Die Aushubarbeiten für den Main-Donau-Kanal gewährten jedoch Einblicke in das Innere der Rutschkörper, die große Ähnlichkeiten zu den jungen Rutschkörpern an der Isar erkennen ließen. Ein Profilausschnitt aus dem Kanalbereich zeigt ebenfalls dammartige Erhöhungen des Opalinustons, deren Kronen etwa in Höhe der Grenze zum Eisensandstein liegen und die sich etwa über 500 m Länge in Tallängsrichtung erstrecken.

3 Entstehung der Rutschkörperformen, Bruchmechanismen

Während in den alten Tälern des Schichtstufenlandes die einzelnen Schollen der Bruchkörper kaum noch zu erkennen sind und meist nur die Eingriffe des Menschen Neuanbrüche hervorrufen bzw. Bewegungen in alten Rutschmassen wiederaufleben lassen, sind in den jungen Tälern des Alpenvorlandes die einzelnen Bruchschollen meist noch gut sichtbar und die Talentwicklung ist noch nicht abgeschlossen. Obwohl die Flußsohlen heute überwiegend stabilisiert sind, haben sich die Hänge auf die damit vorgegebenen Einschnittiefen noch nicht endgültig eingestellt. Unter der Last steiler Talränder überbeanspruchte, weiche Gesteinschichten verformen sich, führen zu Lastumlagerungen, zu Spannungskonzentrationen und Überlastung in den steifen Gesteinsbänken und schließlich zu neuen Abbrüchen des Hochufers mit anfänglichen Kriechgeschwindigkeiten bis zu 1 m/Tag. Bereits vorhandene Rutschmassen sind noch in Bewegung oder geraten bei geringen Laständerungen, z.B. infolge von Niederschlägen, wieder in Bewegung.

Im Isartal setzte 1970 ein etwa 100 m langer Neuanbruch des östlichen Hochufers beim Kraftwerk Pullach alte Rutschmassen, die sich zuvor offensichtlich schon weitgehend beruhigt hatten, auf einer Länge von etwa 500 bis 600 m in Bewegung. 5 Jahre später kam es in

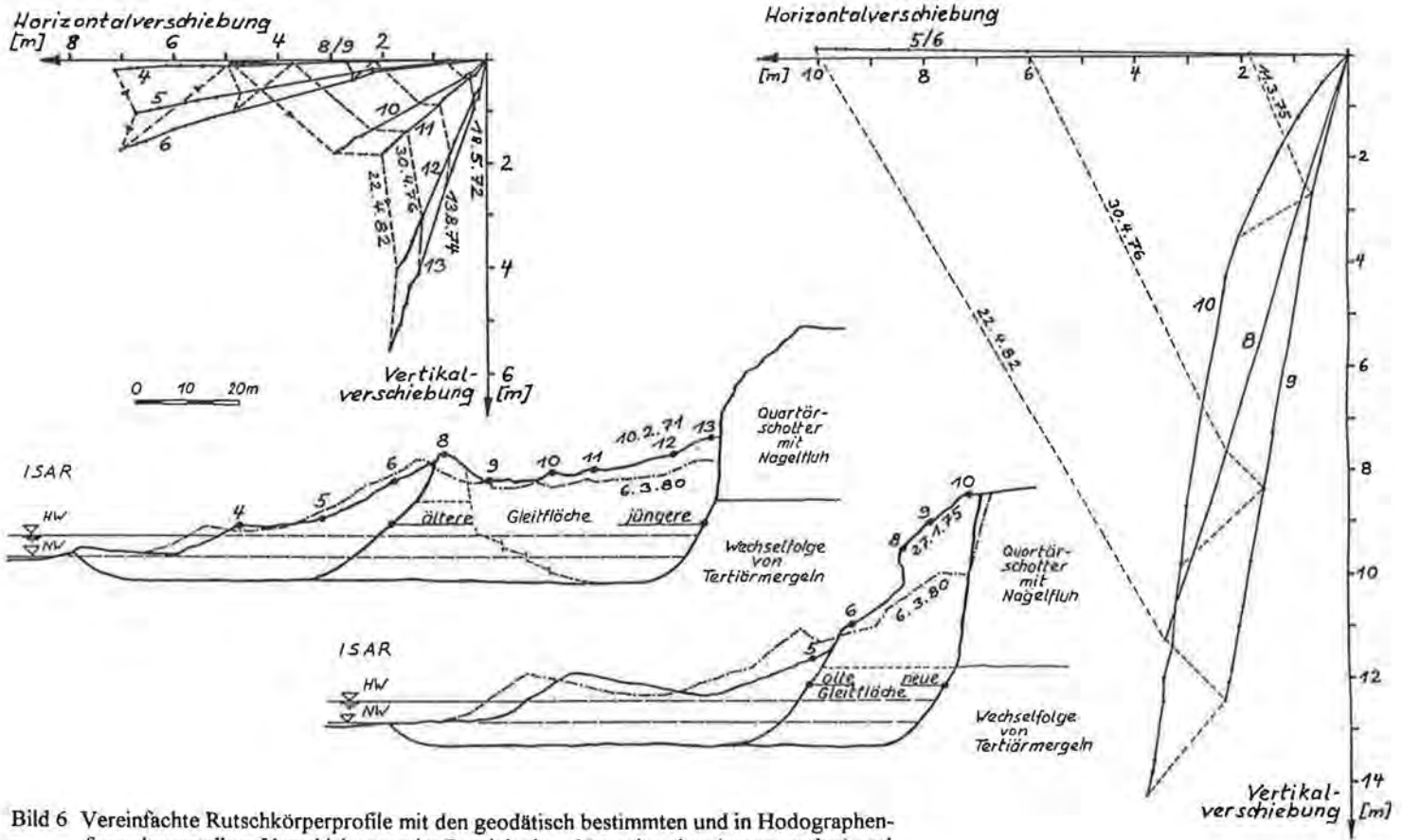


Bild 6 Vereinfachte Rutschkörperprofile mit den geodätisch bestimmten und in Hodographenform dargestellten Verschiebungen im Bereich eines Neuanbruches (unten, rechts) und im Bereich mitgeschleppter alter Rutschmassen (oben), nach BAUMANN 1990.

unmittelbarer Nachbarschaft zu einem weiteren Neuanbruch von ähnlicher Größenordnung. Die Länge der bewegten Rutschmassen vergrößerte sich dabei auf 700 bis 800 m.

In Bild 6 sind die beim Bruch und bei der weiteren Entwicklung der Rutschung geodätisch beobachteten Verschiebungen und ihre Verteilung für zwei benachbarte Hangprofile dargestellt, die gleichzeitig verschiedene Rutschungsstadien beschreiben. Die jeweils von einem Punkt aus als aneinandergesetzte Einzelvektoren aufgetragenen Verschiebungen sind durch Hodographen miteinander verbunden, die zeitgleiche Zustände kennzeichnen. Mit Hilfe der Nummern werden die Verschiebungen den Punkten in den Profilen zugeordnet (BAUMANN 1990).

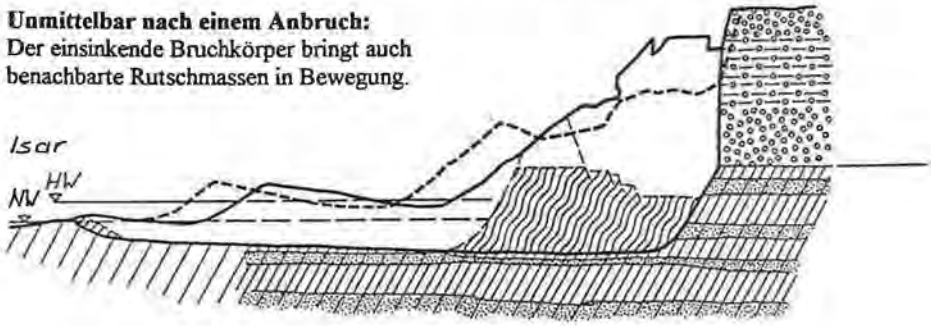
Eines der Profile liegt im Bereich eines Neuanbruches. Die Verschiebungen weisen auf ein Einsinken des Hochufers (Quartärschotter mit Nagelfluh) in den Untergrund (Wechselfolge von Tertiärmergeln) hin, wodurch der zuvor noch ungebrochene Böschungsfuß und die davor lagernden alten Rutschmassen zur Isar hin verschoben werden. Daraus ergibt sich bei überwiegend horizontaler Hauptbewegungsbahn und ausreichender Größe des als Block verschobenen Böschungsfußes eine gleiche Höhe der Tertiäroberfläche im Bruchkörper und im noch ungebrochenen Hochufer. Der Wechsel von den steil geneigten zu den nahezu horizontalen Verschiebungsvektoren erfolgt übergangslos, im Gelände an einer steil bergwärts einfallenden Abschiebungsfläche erkennbar. Dieses Verschiebungsbild kennzeichnet einen Grundbruch als Bruchmechanismus. Eine bereits beruhigte Gleitfläche zwischen dem alten Rutschkörper und dem zuvor ungebrochenen Hangfuß wird dadurch nicht aktiviert. Bei einer überwiegend horizontalen Hauptbewegungsbahn verliert somit der ältere Bruchkörper nicht oder kaum an Höhe, so daß der Höhenunterschied zwischen dem alten Rutschungskopf und dem Hochufer beim Neuanbruch erhalten bleibt und die kritische Hanghöhe angibt.

Das zweite Profil führt durch alte Rutschmassen außerhalb eines Neuanbruchbereiches. Das Verschiebungsbild und damit auch die Form der Hodographen sind wesentlich komplizierter als im ersten Profil. Der isarnahe, ältere Teil des Rutschkörpers wird infolge des benachbarten Neuanbruches zur Isar hin verschoben und entzieht damit dem hochufernahen, jüngeren Teil die erforderliche Fußstützung, so daß dieser nachsackt. Dieser Vorgang hat, verbunden mit dem Abtrag der Rutschungsstirn durch den Fluß, einen ständigen Abbau der Fußstützung für die noch ungebrochenen Hochuferpartien bis hin zu einem Neuanbruch zur Folge.

In Bild 7 sind die Stadien einer Rutschungsentwicklung vom Neuanbruch über den Rutschkörper mit überwiegend abtreibenden Kräften und den Rutschkörper mit überwiegend rückhaltenden Kräften bis zum nächsten Neuanbruch an Hand von gleichzeitig nebeneinander

Vor einem Neuanbruch:
Der Fuß des noch ungebrochenen Hanges wird nur noch durch einen kleinen Rutschmassenrest gestützt.

Unmittelbar nach einem Anbruch:
Der einsinkende Bruchkörper bringt auch benachbarte Rutschmassen in Bewegung.



Nach einem längere Zeit zurückliegenden Anbruch:
Der Rutschkörper wird durch benachbarte neue Anbrüche in Bewegung gehalten.

Wieder vor einem Neuanbruch:
Die Rutschmassen sind stark abgesunken und vom Fluß weitgehend erodiert.

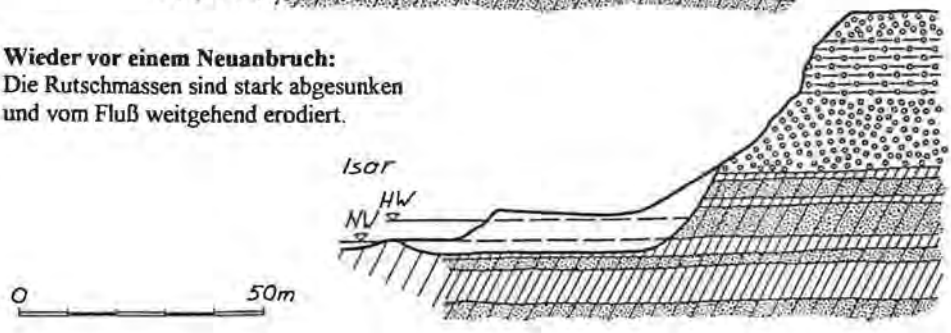


Bild 7 Die Entwicklung von Rutschungen am Beispiel eines Isartalhanges.

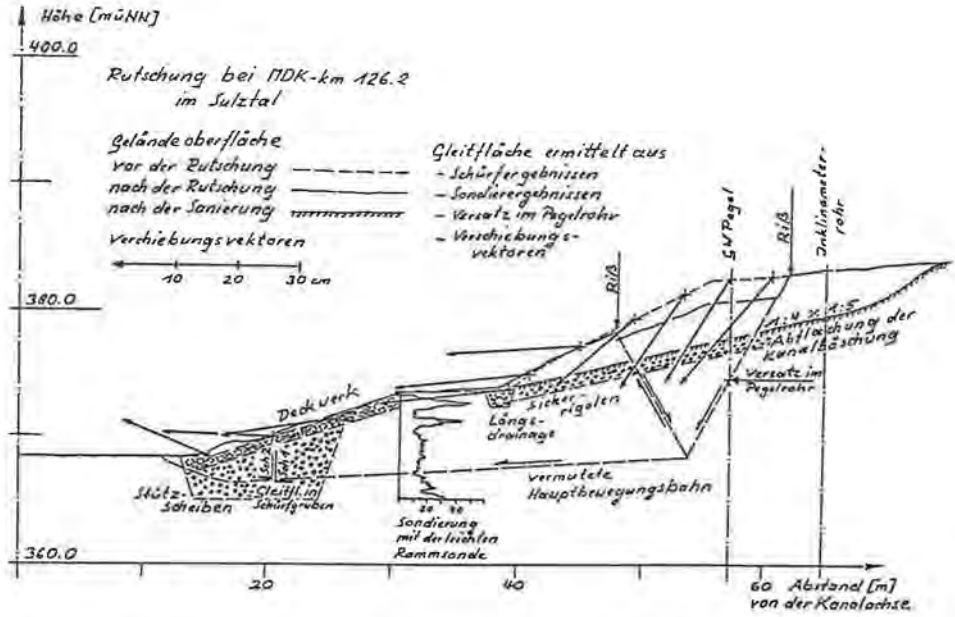


Bild 8 Böschungsprofil durch eine Opalinustonrutschung im Einschnitt des Main-Donau-Kanals nördlich von Gösseltalmühle im Sulztal mit Untersuchungsergebnissen und mit Sanierungsmaßnahmen aus RADEKE, BAUMANN 1993.

existierenden Profilen zusammengestellt. Die Bildfolge zeigt auch die Entstehung des dammförmigen Riegels aus bewegtem Tertiärmaterial im Rutschkörper.

Im Gegensatz zum sehr auffälligen eigentlichen Bruchgeschehen sind die frühzeitige Anzeichen eines Neuanbruches im Isartal sehr spärlich. Über Jahre und Jahrzehnte erleidet der Hang Verformungen, die zunächst nur in den Tertiärmergeln der Hangbasis gut meßbar sind. In den lagen- und bankweise verfestigten Quartärschottern im oberen Bereich des Hochufers lassen sich klar deutbare Verformungen erst wesentlich später feststellen. Das grundbruchartige Versagen des Hanges kündigt sich nur Tage oder Wochen zuvor mit Rissen auf dem Hochufer an, die sich langsam zu Spalten weiten. Wenn eine bestimmte Öffnungsweite erreicht ist, beginnt das Hochufer einzusinken und damit das eigentliche spektakuläre Bruchgeschehen.

4 Folgerungen für geotechnische Fragestellungen

Für die verschiedenen Entwicklungsstadien einer Rutschung ergeben sich bei geotechnischen Fragestellungen sehr unterschiedliche Möglichkeiten der Erkundung, der Beurteilung und des

baulichen Eingriffes. Dabei nehmen die Aussichten auf eine zutreffende Einschätzung eines Hanges mit der Größe der auftretenden Bewegung und der damit erkennbaren Spuren zu. Es fällt vergleichsweise leicht, den Zustand eines sich bewegenden Rutschkörpers zu beurteilen. Schon schwieriger wird dies, wenn die Rutschung sich bereits beruhigt hat. Einen noch ungebrochenen Hang richtig einzuschätzen, ist selbst mit den heute zur Verfügung stehenden geotechnischen Methoden kaum oder nur mit einem sehr hohen Aufwand möglich.

4.1 Rutschung in Bewegung

An der Geländeoberfläche aktiver Rutschungen gemessene Verschiebungsvektoren reichen meist aus, um den wirksamen Bruchmechanismus zu erkennen (Bild 6). Auch die Lage einer Hauptbewegungsbahn läßt sich unter der Annahme überwiegend volumenkonstanter Verformungen aus dem Geländeprofil und den Verschiebungsvektoren meist näherungsweise ermitteln. Mit Hilfe von Rammsondierungen, Schürfen, Bohrungen und vor allem mit Hilfe von Messungen in verrohrten Bohrungen, von einer qualitativen Kontrolle mit gerade passenden Rohrstücken bis zur quantitativen Bestimmung von Neigungs- und Längenänderungen im Untergrund, können die Angaben zur Form, zum Tiefgang und zum inneren Aufbau eines Bruchkörpers verfeinert werden (Bild 8).

Mit diesem Wissen und mit den Ergebnissen von Grundwasserbeobachtungen lassen sich Rechenmodelle zur Ermittlung der bei verschiedenen Rutschungsstadien mobilisierten Reibungswinkel entwickeln. In der Anfangsphase eines Rutschgeschehens erhält man dabei die Anfangsscherfestigkeit und in späteren Phasen sich mehr oder weniger voneinander unterscheidende Restscherfestigkeiten.

Für den bereits beschriebenen, bis zu 800 m langen Rutschkörper im **Isartal** wurden bei Rückrechnungen folgende Ergebnisse erhalten (BAUMANN 1990):

Die **moblisierte Restreibung** ($\phi'_{r\ mob}$) betrug unmittelbar nach dem ersten Neuanbruch von 1970 und für gleichzeitig hohe Isarwasserstände, also bei großen abtreibenden Kräften und hohen Kriechgeschwindigkeiten, etwas über 11° und sank mit zunehmender Beruhigung in Verbindung mit niederen Isarwasserständen, also bei kleinen abtreibenden Kräften und geringen Kriechgeschwindigkeiten, auf nahezu 8° ab. Gemessene Verschiebungen liegen nur für Rutschungsstadien mit mobilisierten Restreibungswinkeln zwischen 8,2° und 9,5° vor. Die entsprechenden Kriechgeschwindigkeiten liegen zwischen 0,7 und 19,2 mm/Tag. Mit den errechneten Restreibungswinkeln und den gemessenen Verschiebungen erhält man in Anlehnung an

LEINENKUGEL (1976) einen Zähigkeitsindex ($I_{v\alpha}$) zwischen 0.04 und 0.05. Allerdings erfüllt dieser Rechenwert nicht streng die an den Zähigkeitsindex gebundenen Randbedingungen. In den Gleitflächen können nicht ausschließlich undränierte Verhältnisse angenommen werden, und die errechneten mobilisierten Restreibungswinkel enthalten auch Widerstände infolge von Bruchkörperverformungen, die nicht erfaßbar sind.

Aus den Anfangsphasen von Bruchereignissen wurde die **Anfangsscherfestigkeit** in Form eines Winkels der Gesamtscherfestigkeit (ϕ'_s) mit Hilfe der Lamellen- und der Teilkörpermethode bestimmt. Es ergaben sich ϕ'_s-Werte zwischen 18° und 20°. Bei beiden Verfahren wurde eine rückhaltende Mitwirkung der teilweise verfestigten Schotter entsprechend den Beobachtungen im Gelände durch die Annahme eines vertikalen Risses bzw. Spaltes ausgeschlossen.

Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den im Labor erhaltenen Scherfestigkeiten ergab eine Übereinstimmung bei der Restscherfestigkeit (ϕ'_r = 7° - 10°) und bei der Anfangsscherfestigkeit (ϕ'_s = 18° - 20°) von aufbereitet eingebauten und damit nicht die natürlichen Bedingungen wiedergebenden Proben aus den Tonen mit ausgeprägt plastischen Eigenschaften, die in besonderem Maße durch Trennflächen mit Harnischen geschwächt sind und das Schichtglied mit der geringsten Steifigkeit und der geringsten Festigkeit darstellen.

Im Sulztal ermöglichten einige beim Bau des Main-Donau-Kanals eingetretene Rutschungen im Opalinuston ebenfalls eine Berechnung der im Gelände wirksamen Scherfestigkeiten und einen Vergleich mit Laborergebnissen an aufbereiteten Proben (RADEKE, BAUMANN 1993). Letztere ergaben für leicht-bis hochplastische Tone **Anfangsscherfestigkeiten** (ϕ'_s) zwischen 29° und 17°. Die ϕ'_s-Werte aus Rückrechnungen von Bruchvorgängen in Anschnittsböschungen im Opalinuston, der durch fossile Rutschungen bereits gestört ist, liegen mit etwas über 20° erwartungsgemäß im unteren Bereich der Laborwerte. Für mittel- bis hochplastische Tone wurden auch im Labor **Restscherfestigkeiten** bestimmt. Die dabei erhaltenen Restreibungswinkel (ϕ'_r) schwanken zwischen 17° und 9° und können somit nahezu auf die geringen Festigkeiten hochplastischer Tertiärtone absinken. Eine Berechnung der Restscherfestigkeiten aus Bruchvorgängen war kaum möglich, da die Sanierungsmaßnahmen meist ergriffen wurden, bevor sich die Gleitflächen vollständig entwickeln konnten. Die Dimensionierung von Stabilisierungsmaßnahmen, Abflachung im Bereich des Rutschungskopfes, Stützscheiben im Rutschungsfuß und gegebenenfalls Pfahldübel im Mittelteil, stützte sich auf rechnerisch ermittelte, mobiliserte Reibungswinkel zwischen Anfangs- und Restscherfestigkeit.

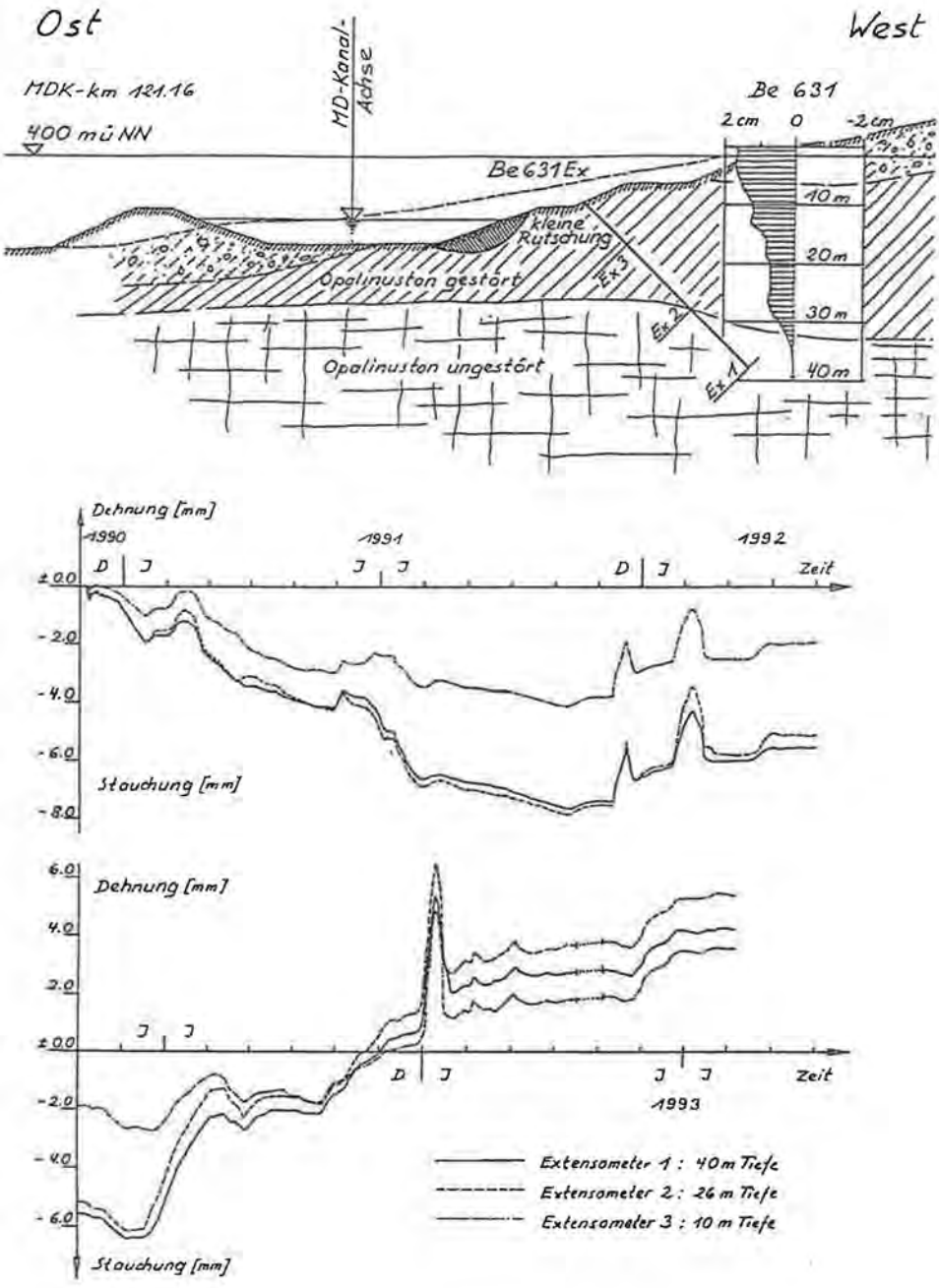


Bild 9 Rutschkörperanschnitt im Süden der Stadt Berching (oben) mit Inklinometer Be 631 und Mehrfachstangenextensometer Be 631ex sowie in den Extensometern gemessenen Verschiebungen über der Zeit (unten) aus RADEKE, BAUMANN 1993.

4.2 Rutschung in Ruhe

Im Gegensatz zu den in Bewegung befindlichen Rutschkörpern können die Sicherheiten von bereits beruhigten Rutschmassen nur eingeschränkt beurteilt werden, da die Randbedingungen bei ihrer Entstehung meist nicht oder zumindest nicht ausreichend genau bekannt sind. Dies gilt in besonderem Maße bei sehr alten Rutschkörpern, deren Formen durch Verwitterung und oberfächliche Kriechvorgänge, Materialabtrag oder -ablagerung verwischt, umgestaltet oder zugedeckt wurden. Damit sind auch die zuvor auf der Geländeoberfläche sichtbaren Hinweise auf die innere Gliederung der Rutschmassen und damit auch auf die Lage und den Verlauf von Sekundärgleitflächen verschwunden. Die Frage nach belastbaren oder entlastbaren Partien auf den Rutchmassen bzw. nach den zulässigen Laständerungen kann nur mit Hilfe aufwendiger geotechnischer Untersuchungen mehr oder weniger sicher beantwortet werden.

Beim Bau des Main-Donau-Kanals mußten bei der Wahl der Böschungsneigungen für die Einschnitte in die von Rutschmassen erfüllten Täler verschiedene Versagensmöglichkeiten in Betracht gezogen werden (RADEKE, BAUMANN 1993). Der Kanalaushub erfolgte fast ausschließlich in den Stirnpartien riesiger Rutschkörper und verminderte deren geringe, aber nicht genau bekannte Standsicherheiten. Flache, auf die minimalen Festigkeiten des Opalinustons abgestimmte Böschungsneigungen gewährleisten zwar ausreichende Sicherheiten für den unmittelbaren Böschungsbereich, schwächen dafür aber um so mehr die Standsicherheiten der großen, sich bis zu den Talrändern hin erstreckenden Rutschkörper. Umgekehrt vermindern möglichst steile Böschungen ein Wiederaufleben von großräumigen Rutschvorgängen, machen aber gleichzeitig ein auf die Böschung begrenztes Versagen wahrscheinlicher.

Es wurde schließlich eine Böschungsneigung von 1:2,5 gewählt, die im gestörten Opalinuston nur eine äußerst geringe Standsicherheit bedeutet. Langsam ablaufende und teilweise alte Gleitflächen nutzende Böschungsbrüche waren die Folge, deren Sanierungen jedoch keine Schwierigkeiten bereiteten (Bild 8). Zur Warnung vor großräumigen Bewegungen wurden im Bereich von Siedlungen mit 45° geneigte Mehrfachstangenextensometer und vertikale Inklinometer als Meßeinrichtungen eingebaut. Nur wenige von ihnen zeigten bisher über die erwarteten Entspannungsbewegungen hinausgehende Verformungen an, die auf einen Wiederanbruch in den Rutschmassen hinweisen können (Bild 9).

4.3 Entwicklung eines Neuanbruches

Im Vergleich zur Entwicklung eines Wiederanbruches in bereits gestörtem Material unter zumindest teilweiser Nutzung von vorhandenen Gleitflächen ist die Entwicklung eines

Neuanbruches in bisher ungestörtem Material noch langwieriger und undurchschaubarer. Eine erste Beurteilung und zugleich auch eine vergleichsweise sichere Feststellung eines drohenden Neuanbruches ist dann möglich, wenn in der unmittelbaren Nachbarschaft in gleichen geologischen und morphologischen Gegebenheiten Rutschkörper vorliegen, aus deren innerem Aufbau eine kritische Standhöhe ermittelt werden kann (Bild 3). Auf Scherfestigkeiten aus dem Labor und Berechnungen der Stabilität fußende Prognosen können nicht genauer sein. Wird aber eine noch genauere Aussage gewünscht, helfen nur noch Bewegungsmeßeinrichtungen, die zumindest zu erkennen geben, ob weitgehend Ruhe herrscht und damit ein Bruch in weiter Ferne liegt, oder ob beständige, auch noch so kleine Bewegungen, zu beobachten sind, die einen Bruch erwarten lassen.

Im Isartal wurde 1977 ein Hangprofil, in dem die kritische Hanghöhe erreicht ist, und das in Bild 7 als Profil vor einem Neuanbruch dargestellt ist, mit zahlreichen Meßeinrichtungen bestückt. Die Meßergebnisse weisen in den Tertiärmergeln der Hangbasis auf die Entwicklung einer Scherzone hin, die zumindest bei volumenkonstanten Verformungen unmittelbar Setzungen des Hochufers erwarten lassen. Erst sehr spät, nach Jahren der Scherzonenentwicklung deuten sich jetzt diese Setzungen an. Aber wann wird der endgültige Bruch erfolgen?.....

5 Literatur

BAUMANN H.J. (1988): Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge. Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 12, 287 S., München

BAUMANN H.J. (1990): Langzeitbeobachtungen und geotechnische Untersuchungen im Isartal südlich München. Geologisches Jahrbuch, Reihe C, Heft 53, herausgegeben von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe und den Geologischen Landesämtern der Bundesrepublik Deutschland, Hannover

JERZ H. (1987): Geologische Karte von Bayern, 1: 25 000, Erläuterungen zum Blatt Nr 7934 Starnberg Nord, Bayerisches Geologisches Landesamt, München

LEINENKUGEL H.J. (1978): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechnik, 66, Karlsruhe

RADEKE S., BAUMANN H.J. (1993): Fossile Rutschungen in der Trasse des Main-Donau-Kanals zwischen Bachhausen und Dietfurt im Sulztal und im Ottmaringer Tal, Geotechnik Sonderband: 9.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie 1993, S. 52 - 62, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen

SCHMIDT-KALER H. (1983): Geologische Karte von Bayern, 1: 25 000, Erläuterungen zum Blatt Nr. 6934 Beilngries, S. 6 - 44, Bayerisches Geologisches Landesamt, München

ULRICH R. (1983): Geologische Karte von Bayern, 1: 25 000, Beitrag (Baugrundgeologische Untersuchungen) zu den Erläuterungen zum Blatt Nr. 6934 Beilngries, S. 6 - 44, Bayerisches Geologisches Landesamt, München

Deckwerks- und Dichtungsbauweisen an Donau und Main-Donau-Kanal

Werner Herboth, Hans Peter Seidel

1 Einleitung

Von einer "Betonierung der Ufer" wird heute immer dann gesprochen, wenn bekannt wird, daß bauliche Maßnahmen an einem Gewässer ausgeführt werden sollen. Man verwendet den Begriff Beton, um Emotionen gegen das Vorhaben zu wecken. Analog werden diejenigen, denen Planung und Ausführung übertragen ist, als "Betonköpfe" bezeichnet.

Tatsächlich wird aber Beton heute kaum noch als Baustoff für die Ufersicherung verwendet. An der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße und an der Oberen Donau wurden in den letzten Jahrzehnten andere Baustoffe und Baumethoden eingesetzt, wobei es sich in einigen Fällen um eine erstmalige Anwendung - zumindest innerhalb von Deutschland - handelte. Neue Bauweisen sind mangels praktischer Erfahrungen immer mit Risiken verbunden. Aber nur derjenige, der bereit ist, solche Risiken zu übernehmen, trägt zur Weiterentwicklung der Technik bei. Natürlich hat man im Rahmen der dem Ingenieur aufgetragenen Sorgfaltspflicht versucht, diese Risiken möglichst klein zu halten. Soweit der eigene Sachverstand nicht ausreichte wurden Spezialisten, in den meisten Fällen fachlich kompetente Berater aus den Hochschulinstituten herangezogen. Wenn es sinnvoll und notwendig war, wurden vor einem Großeinsatz auch Versuchsstrecken ausgeführt, die zumeist wertvolle Erkenntnisse für die endgültige Ausführung lieferten.

Im folgenden werden die wichtigsten Ausführungsbeispiele für Deckwerke und Dichtungen an der Donau und am Main-Donau-Kanal aufgezeigt.

2 Stauräume an der Donau

Überall dort, wo es gilt, in wasserdurchlässigem Untergrund Kanäle, Stauräume, Deponien, Grundwassersicherungen und ähnliches zu bauen, tritt das Problem der Dichtung an der Oberfläche oder im Innern von Erdkörpern auf, teils zur Reduzierung von Wasserverlusten, teils als Schutz gegen Vernässung.

Ist bei einem Bauvorhaben Wasserandrang oder -verlust für eine gewisse Zeit tragbar, so übernimmt in vielen Fällen die Natur den Dichtungsvorgang durch Ablagerung von Schwebstoffen. Meist aber muß der Dichtungseffekt schon bei Bauende oder Stauerrichtung vorhanden sein; in solchen Fällen müssen erhebliche Kosten für eine künstliche Dichtung aufgewendet werden.

Steht die wassertragende Schicht in erreichbarer Tiefe an, so ist es meist wirtschaftlicher, einen dichten Anschluß des Bauwerks an diese Schicht zu suchen als eine Oberflächendichtung auszuführen. Der Vorgang des Dichtens besteht darin, Hohlräume im Untergrund, die dem Durchfluß dienen, abzudämmen, wobei drei theoretische Methoden zu unterscheiden sind:

- Die Hohlräume des anstehenden oder geschütteten Bodens werden durch Verdichten des Materials selbst beseitigt.
- Die Hohlräume des Bodens werden durch Ausfüllen mit dichtendem Material beseitigt.
- Die Hohlräume bleiben zwar bestehen, im Erdkörper wird aber an geeigneter Stelle ein dichter Fremdkörper eingebracht.

Bei der Wahl der Dichtungsmethode und Dichtungsart müssen unter Berücksichtigung des vorgegebenen Materials und der gestellten Aufgabe Vor- und Nachteile im einzelnen Fall sehr sorgfältig abgewogen werden. Das gewählte Verfahren muß die Gewähr dafür bieten, daß der Zweck tatsächlich erreicht wird, es soll überprüfbar sein und es muß sowohl die lückenlose Dichtfläche als auch den Anschluß und das Einbinden in die wassertragende Schicht zweifelsfrei sicherstellen. Außerdem muß die wirtschaftliche Frage des Preises einer eingehenden Klärung unterworfen werden. Eindeutige Kenntnisse der Untergrundverhältnisse sind bei der Entscheidung Voraussetzung.

Technisch lassen sich vier Gruppen von Innendichtungen unterscheiden:

- Dichtung durch Einbringen einer dünnen Schicht in den zu dichtenden Erdkörper (Holz- oder Stahlspundwand, Kunststoffolie)
- Dichtung durch Auspressen der beim Ziehen von Rammkörpern verbleibenden Hohlräume im Erdkörper mit dichtem Material (Schmalwände)
- Dichtung durch Ausfüllen eines ausgehobenen Schlitzes im Erdkörper mit dichtem Material (Schlitzwände, Bohrpfahlwände)
- Dichtung durch Auspressen der Zwischenräume in der natürlichen Lagerung mit dichtem Material (Injektionen)

2.1 Spundwände

Jahrhundertelang bestand die klassische Methode zur Erstellung von Dichtungen innerhalb von Erdkörpern darin, in den Untergrund gespundete Bretter einzurammen, die später dem Fortschritt der Technik entsprechend von der Stahlspundwand abgelöst wurden. Für viele Jahrzehnte war die Stahlspundwand sowohl für Baugrubenumschließungen als auch für Dichtungswände mit zahlreichen Profilen mehrerer Hersteller unersetzlich. Nach dem Larssenhandbuch betrugen die größten bisher gelieferten Profillängen für Stahlwände 26 - 28 m. Die Lieferung noch längerer Profile ist theoretisch möglich; die Grenze bilden die Versandmöglichkeiten und die auf der Baustelle zur Verfügung stehenden Hebezeuge und Rammgeräte.

Der Dichtungserfolg der Spundwände ist hervorragend unter der Voraussetzung, daß einerseits der Wasserdurchtritt durch die Schlösser in den üblichen Grenzen bleibt und daß andererseits die Spundbohle durch die wasserführende Schicht hindurch planmäßig die wassertragende Schicht erreicht und in diese genügend einbindet. Dafür allerdings ist der Beweis bei Dichtungswänden in Erdkörpern nur schwer zu erbringen. Es besteht zwar die Möglichkeit mittels Probeschächten an einzelnen Stellen die ordnungsgemäße Niederbringung nachzuweisen; dies ist aber auf keinen Fall ein Kriterium für die Geschlossenheit der meist weit ausgedehnten gesamten Wand.

Von ausgegrabenen Spundwänden bei Baugruben wissen wir, daß trotz ungestörten Ablaufes des Rammvorganges die Wand ihren Zweck u. U. nicht erfüllen kann, weil beim Rammen die Schlösser in größerer Tiefe ausreißen können und die Bohle aus ihrer planmäßigen Lage abgelenkt und zusammengestaucht oder sogar zu einer Spirale aufgerollt wird. Solche Fehlstellen der Spundwand kommen nicht sofort zu Tage; erst der nicht erreichte Dichtungserfolg macht darauf aufmerksam. Die fehlerhafte Stelle der Wand ist dann meist nur schwer auffindbar.

Zu diesem technischen Problem kommen die seit 50 Jahren steigenden Stahl- und damit auch Spundwandpreise, die dieses Dichtungsverfahren heute sehr teuer machen. Wegen des Preises leichtere Profile zu wählen wäre natürlich falsch, da dann die beschriebenen Ausführungsmängel mit noch größerer Wahrscheinlichkeit zu befürchten sind.

Beim Ausbau des unteren Lechs durch die Rhein-Main-Donau AG, wurden für die Stauraumdichtungen der Staustufen Ellgau, Oberpeiching, Rain und Feldheim unter diesen

Gesichtspunkten folgend Spundbohlen verwendet:

Profil	Gerammte Fläche	Gewicht	Längen
Larsen III	2215 m²	343 t	9,00 - 12,00 m
Larssen II	71472 m²	8718 t	8,70 - 11,90 m
Larssen I	30184 m²	3021 t	11,20 - 12,00 m
Larssen Ia	38149 m²	3394 t	11,50 - 14,00 m
gesamt:	142020 m²	15476 t	

Die Hauptmengen der Bohlen lagen bei bestem Erfolg bei den Typen II, I und Ia. Damit hatte man die Grenze des Vertretbaren besonders mit Rücksicht auf mögliche Hindernisse im Untergrund erreicht und es erschien daher angebracht, sich nach anderen Verfahren zur Herstellung von Dichtungswänden umzusehen.

Wegen der beschriebenen Probleme und der Kosten wurden Spundwände in aller Regel nur als Untergrunddichtungen verwendet. Die darüberliegenden Schüttköper erhielten Oberflächendichtungen. Am Unteren Lech und an der Oberen Donau wurden die Dammböschungen mit Ortbetonplatten gedichtet; diese Platten übernehmen gleichzeitig die Ufersicherung.

2.2 Schmalwand

In den 50er Jahren wurden im Ausland bereits mehrere Verfahren seit längerer Zeit und als technische Selbstverständlichkeit verwendet, die bezüglich des Dichtungserfolges sicherer sind und in den meisten Fällen geringere Kosten verursachen als Spundwanddichtungen.

Diese Verfahren waren alle darauf aufgebaut, daß zunächst mehrere Ramm- oder Bohrkörper aus Spundwänden, Doppel-T-Trägern oder Rohren nebeneinander bis etwa 9 m tief bis in die wassertragende Schicht niedergebracht wurden. Der als erster niedergebrachte Körper wird auch als erster wieder gezogen, gleichzeitig wird der zurückbleibende verdrängte Raum mit dichtenden Suspensionen aus Lehm, Ton, Zement und Wasser sowie unterschiedlichsten Zusatzmitteln ausgefüllt.

Dichtungen dieser Art sind möglich in ungebundenen Böden meist alluvialer Herkunft, wie Kies, Schotter, Geröll und Sand. Sie sind nicht angebracht in klüftigem und bindigem Untergrund oder Böden, die stark durch Mauerreste, Findlinge, Industrieschutt u. ä. gestört sind.

In Deutschland wurde erstmals im Frühjahr 1959 beim Ausbau des Stauraumes der Donaustufe Oberelchingen der Oberen Donau Kraftwerke AG ein solches Verfahren gewählt, das die französische Firma Études et Travaux de Fondations, Toulouse-Blagnac, in Arbeitsgemeinschaft

mit der Fa. L. Moll KG, München, unter dem Namen "Etmo" anbot. Das Verfahren wurde in Frankreich bereits seit längerer Zeit zur nachträglichen Dichtung von Schiffahrtskanälen mit bestem Erfolg angewandt.

Die zu dichtende alluviale Überlagerung hatte eine Mächtigkeit von 6 - 9 m; die Dichtungswand mußte 0,50 m in die darunterliegende Flinzschicht einbinden. Als Rammkörper wurden statt der ursprünglich vorgesehenen Flachbohlen mit Schlössern, die sich hier als ungeeignet herausstellten, Träger I 38 eingesetzt, die mit einer Delmag-Explosionsramme D 12, mit einem Bärfallgewicht von 1250 kg gerammt wurden. Zur Einbringung der Dichtungsmasse wurde an der Innenseite des Trägers in der von Steg und Flansch gebildeten Ecke ein kräftiges Rohr mit 21 mm Innendurchmesser angeschweißt.

Während des langsamen Ziehens des Rammkörpers mit einer hydraulischen Ziehvorrichtung wurde die Dichtungsmasse mit einem Druck von 2 - 8 atü mittels einer Kolbenpumpe eingebracht. Es wurden Chargen von 250 kg Dichtungsmasse aus Zement, lufttrockenem Lehm und Wasser gemischt. Die daraus im Mischer entstehende kolloidale Flüssigkeit hatte eine Dichte von 1,69. Materialprüfungen ergaben ein Porenvolumen von 62% und eine Druckfestigkeit von 14 kp/cm² nach 28 Tagen.

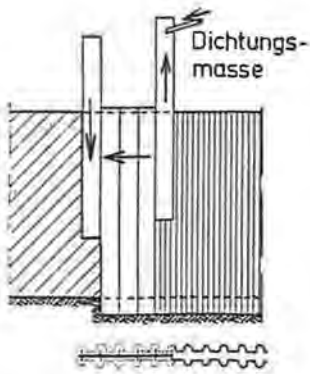


Bild 1: System der Etmo-Dichtung

Wegen des guten Erfolges wurde dieses Verfahren an der Oberen Donau beibehalten und auch am Lech von der Bayerischen Wasserkraftwerke AG und bei vielen anderen Staustufen verwendet. Das Verfahren wurde mehrfach modifiziert und variert, wobei insbesondere der Übergang vom "Staffelrammverfahren" zum "Einbohlenrüttelverfahren" eine deutliche Verbesserung

brachte. Heute wird mit einem Breitflanschträger mit Stegverstärkung an der Schneide gearbeitet; Längen bis 20 m und mehr sind je nach Untergrund möglich.

Die Schmalwanddichtung wurde bis in die 70er Jahre ausschließlich zur Untergrundabdichtung verwendet; die Böschungen der Dämme wurden wie bei der Spundwand an der Oberfläche, in der Regel mit Betonplatten, gedichtet.

Wegen der Leistungsfähigkeit dieses Systems wurden 1976/77 unabhängig voneinander an der Lechstufe Merching durch eine 2-stöckige Schmalwand und an der Stauhaltung Geisling durch eine hohe einstöckige Schmalwand auch der Dammkörper mit diesem Verfahren gedichtet. Damit konnte die wasserseitige Böschung als offenes Deckwerk oder bei entsprechender Neigung ohne Befestigung ausgebildet werden; dies war ein erheblicher Gewinn aus landschaftspflegerischer und ökologischer Sicht.

Seitdem hat die Schmalwand einen einzigartigen Siegeszug angetreten; so wurden bisher am Lech ca. 240.000 m² und an der Donau über eine Million m² eingebaut. Dieses zwischenzeitlich

Bild 2: Modernes Schmalwandgerät im Einsatz

allgemein bekannte und gängige System bieten heute alle namhaften Firmen an. Dies führte zu einem deutlichen Preisverfall, der die Unternehmer zu Leistungssteigerungen durch immer größere Hebe- und immer schwerere Ramm- bzw. Rüttelgeräte zwang. Die Schmalwand-geräte verfügen heute an Schwerlastauslegern über Mäklerlängen bis zu 30 m und -gewichten bis zu 12 t.

Durch das schnelle Ziehen der Bohlen einerseits und die Verwendung in Böden, die sich nur bedingt eigneten andererseits wurden verschiedentlich Fehlstellen in Schmalwänden geortet. Fenster in der Wand, die durch die Plastizität bindiger Böden entstehen, sind u. U. hinnehmbar, da die Durchlässigkeit dieser Böden ohnehin sehr gering ist. Gefährlich sind Fehlstellen, die unmittelbar unterhalb dieser bindigen Schichten im kiesig-sandigen Bereich durch Sackungen der Suspension entstehen.

In den Jahren 1991/92 wurden an der Staustufe Straubing wegen derartiger Probleme umfangreiche Versuche unternommen. Das Ergebnis war, daß bei unterschiedlichen Bodenschichten, die auch bindige Bereiche umfassen, mit einer klassischen Schmalwand keine geschlossene Dichtung erreichbar ist. Zielführend war vielmehr eine Vibrosol-Jet-Wand der Fa. Soletanche, Frankfurt/Main. Bei diesem patentierten Verfahren wird der Einrüttelvorgang durch eine Hochdruckinjektion vom Ende der konventionellen Schmalwandbohle aus in Arbeitsrichtung unterstützt. So wird der Eindringwiderstand reduziert und vor allem sichergestellt, daß die notwendige Wanddicke auch in weich- bis steifplastischen Böden vorhanden ist. Beim Ziehen der

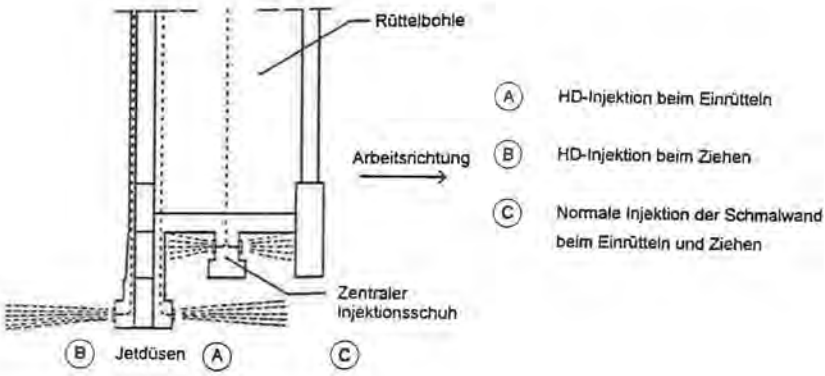


Bild 3: System der Vibrosol-Jet-Wand

Bohle wird entgegen der Arbeitsrichtung injiziert und so die Verbindung zum vorhergehenden Dichtungsstreifen hergestellt.

Freilegungen, die mit großem Aufwand gemacht wurden, zeigten, daß mit der Vibrosol-Jet-Wand auch bei wechselnden Bodenschichten eine geschlossene Dichtung sichergestellt ist. Damit ist dieses Verfahren eine brauchbare Alternative zu gegriffenen Einphasen-Schlitzwänden. Ihr Preis liegt deutlich näher bei der konventionellen Schmalwand als bei der Schlitzwand.

Trotzdem muß die Vibrosol-Jet-Wand zu den Schmalwänden gerechnet werden, die wenn hohe Dichtigkeit bei großen Druckunterschieden gefordert wird an technische Grenzen stößt. Wegen der begrenzten Erosionsbeständigheit ist dort Vorsicht geboten, wo bei hohen hydraulischen Gradienten durch Dauerbelastung ggf. Langzeitschäden auftreten können. Deshalb sind die Schmalwände besonders für Staudämme von Flußsperren mit kleinem hydraulischen Gradienten geeignet, die natürliche Flußbettabdichtung übernimmt hier mit zunehmendem Alter der Anlage die Funktion der künstlichen Dichtung, so daß Gefahren auszuschließen sind.

2.3 Schlitzwände, Bohrpfahlwände

Wenn Schmalwandverfahren nicht mehr zielführend sind, kann trotz des höheren Preises eine Spundwanddichtung angebracht sein. Immer häufiger wird aber - nicht zuletzt wegen Lärmbelästigung und Erschütterungen, die beim Einbringen der Spundwand unvermeidlich sind - auf Verfahren übergegangen, bei denen im Untergrund Material entnommen und in die entstehenden Hohlräume dichtendes Material eingebracht wird.

Die Einphasen-Schlitzwand wird mit Greifer oder Fräse bei gleichzeitiger Einbringung der Dichtungsmasse hergestellt. Sie ähnelt in ihren Eigenschaften und ihrer Anordnung stark der Schmalwand, allerdings mit dem Vorteil, daß ihre planmäßige Dicke wesentlich größer ist und immer eingehalten werden kann.

Eine solche 0,60 m dicke Dichtungswand mit einer Tiefe von bis zu 20 m wurde 1991 beim Bau des Main-Donau-Kanals im Ottmaringer Tal auf ein Länge von 1200 m zur Aufrechterhaltung der Wasserstände in einem 12 ha großen Moor niedergebracht. Wegen Um- und Unterläufigkeiten sowie unplanmäßigen Durchlässigkeiten hat sie ihre Funktion an zwei Stellen noch nicht übernommen.

Zweiphasen-Schlitzwände und Bohrpfahlwände haben primär statisch-konstruktive Aufgaben, wobei der Dichtungseffekt meist sehr willkommen ist. Im Wasserbau werden sie deshalb nur in Ausnahmesituationen wie engen Ortsdurchgängen eingesetzt.

Ein Beispiel ist eine Schlitzwand nach dem Verfahren der Fa. Titania S. A., Mailand, das am Main-Donau-Kanal in Bamberg eingesetzt wurde. Hier mußte einerseits auf lange Strecken der Grundwasserspiegel im Gelände aufrecht erhalten werden, andererseits waren an einer Engstelle der Schiffahrtsstraße zusätzlich die statischen Aufgaben einer Ufermauer zu übernehmen. Der Untergrund bestand aus einer Grobsandüberlagerung, einer Kiesschicht und in 7 bis 9 m Tiefe aus Keuper; im engeren Stadtbereich wurden häufig Störungen aus Schutt, Mauerresten, Brückentrümmern und vor allem aber viele Rannen (alte, nahezu verkohlte Baumstämme) angetroffen.

Es war eine 0,35 m dicke Dichtungswand und eine statisch beanspruchte, 0,60 m dicke Wand aus Beton herzustellen. Der Schlitz wurde im Schutze des Umlaufes einer Lehmsuspension mittels einer Spülfräse, die sich sowohl horizontal wie vertikal bewegt, ausgehoben. Die 5 bis 7 m langen Lamellen wurden durch Fugenbohlen, die nach dem Ausfüllen wieder gezogen wurden, begrenzt.

Das Verfahren hat sich im Ausland bei Kies-, Sand-, Mergel-, Flinz- und Schluffböden in Dikken 0,35 bis 0,80 m und bis zu Tiefen von 30 m bewährt.

In vielen ähnlichen Fällen werden auch Bohrpfahlwände als Ufermauern eingesetzt. Ihr Vorzug besteht darin, daß in der verrohrten Bohrung Einlagerungen im Untergrund durch Meiseln beseitigt werden können. Außerdem können sie bei entsprechender Bewehrung hohe Lasten aufnehmen; mit Verankerungen sind große Höhen möglich.

2.4 Injektionen

Injektionen dienen der Abdichtung in den verschiedensten Bereichen des Wasserbaus, stehen aber nie in unmittelbarer Verbindung mit der Ufersicherung. Neben der Herstellung großflächiger Dichtungsschleier sind die Injektionen zur Verbindung der bereits beschriebenen Dichtungsarten und zum Anschluß dieser Dichtungen an andere Baukörper oder den Untergrund von Bedeutung.

Beispielhaft sollen hier umfangreiche Injektionen an der Staustufe Vohburg beschrieben werden: Der Stauraum wurde planmäßig mit einer Schmalwand im Damm und im Untergrund gedichtet. In einigen Bereichen konnte die Wand nicht in den Flinz eingebunden weden, weil sie auf Fels bzw. überlagertes Geröll auftraf. Ein Bohrprogramm aus Kern- bzw. Enpasolbohrungen sowie Wasserdurchlässigkeitsversuche bestätigten den Verdacht, daß die Schmalwand

nicht ordnungsgemäß an den Fels anschloß und große Sickerwassermengen nach Stau zu erwarten gewesen wären.

Abschätzungen über die maximal hinnehmbaren Sickerwassermengen und Testinjektionen führten schließlich zu einem Injektionsprogramm: Auf eine Strecke von rund zwei km wurden über 400 Vier-Zoll-Bohrungen niedergebracht und mit insgesamt 950 m³ Verpressgut mit 300 kg/m³ Zement und 40 kg/m³ Bentonit injiziert. Während die Mehrzahl der Injektionen bis in Tiefen von ca. 20 m durchgegefürt wurden, war auf 100 m Länge ein zweiteiliger Injektionsschleier bis in eine 30 m Tiefe notwendig.

Der Dichtungserfolg wurde zunächst mit 150 Enpasolbohrungen kontrolliert und während der Stauerrichtung auf Grund besonders sorgfältiger Beobachtungen bestätigt. Grundwasserstände und Sickerwassermengen bewegen sich durchwegs im prognostizierten Bereich.

3 Freie Strecken des Main-Donau-Kanals

Bei einer künstlichen Wasserstraße liegen die Verhältnisse im allgemeinen anders als beim Ausbau eines Flusses. In Einschnitten sind Dichtungen überhaupt nicht notwendig, in Dammstrecken werden in aller Regel Oberflächendichtungen eingesetzt.

3.1 Durchlässige Deckwerke

Beim Ausbau der Regnitz in Bamberg und in der Strecke zwischen Neuses und Hausen wurde zunächst die beim Mainausbau bewährte Bauweise des durchlässigen Deckwerks mit einem Kornfilter und Schüttsteinen beibehalten. Diese Bauweise ist gekennzeichnet durch eine beachtliche Dicke des Deckwerks und dementsprechend großen Aushub. Als nachteilig wurde auch empfunden, daß große Massen auch über öffentliche Straßen bewegt werden mußten.

Später ermöglichte die Entwicklung geotextiler Filter den Ersatz des Kornfilters durch die nur wenige Millimeter dicke Kunststoff-Filtermatte und damit verbunden eine beachtliche Verringerung der Aushubmassen. Außerdem bot die Filtermatte Gewähr, daß die bei Kornfiltern im rauhen Baubetrieb manchmal auftretenden Unzulänglichkeiten der Ausführung vermieden werden können. Das gilt vor allem für ungedichtete Kanalabschnitte, die im Trockenen ausgeführt werden können.

In einigen Kanalabschnitten mußte die Ausführung an die örtlichen Randbedingungen angepaßt werden. So wurde in der Scheitelhaltung wegen des anstehenden feinkörnigen Untergrundes aus Feuerletten zunächst eine Schottertragschicht eingebaut. Diese bildete die Basis für die

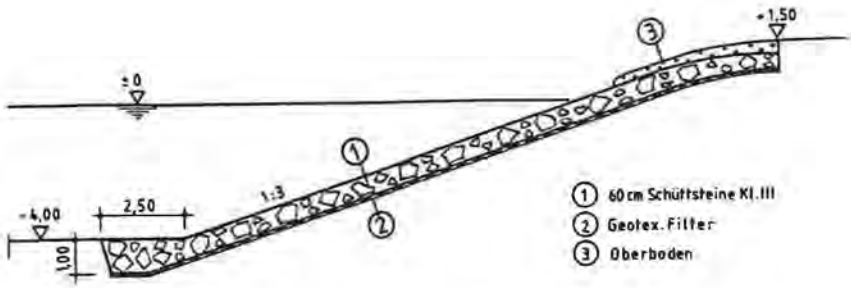


Bild 4: Durchlässiges Deckwerk aus Schüttsteinen mit geotextilem Filter

Filtermatte, auf welcher das übliche Deckwerk aufgebaut wurde. Zur Stabilisierung wurden die Steine hier mit Zementmörtel verklammert.

Im Südabschnitt der Kanalhaltung Leerstetten, der in einem tiefen Einschnitt verläuft, wurde ein durchlässiges Deckwerk aus Mastixschotter ausgeführt. Diese Bauweise ließ wegen ihrer geringeren Dicke und wegen des maschinellen Einbaus wirtschaftliche Vorteile erwarten. Allerdings zeigten sich Schwierigkeiten beim Einbau, das Mischgut neigte im Böschungsfertiger zu Entmischung und die Frostbeständigkeit konnte nur durch aufwendige Nacharbeiten sichergestellt werden. Deshalb wurde von einer weiteren Ausführung abgesehen.

Für die Begrünung der Böschungsflächen zwischen dem Betriebsweg und dem Wasserspiegel bieten durchlässige Deckwerke gute Voraussetzungen. Innerhalb kurzer Zeit bildet sich durch Samenanflug eine standortgerechte Pflanzengesellschaft. Durch Auftragen von Humus im Deckwerksbereich kann dieser Vorgang noch beschleunigt werden.

3.2 Dichte Deckwerke

Als Ende der 50-er Jahre erste Überlegungen zur technischen Ausgestaltung des Main-Donau-Kanals angestellt wurden, wurde auch untersucht, welche Baustoffe neben der herkömmlichen Tondichtung als Dichtungsmaterialien für den Kanal in Betracht kommen und wie stark die Schutzschicht über dieser Dichtung sein muß, um eine Beschädigung durch äußere Krafteinwirkungen zu vermeiden. Nachdem bei dem insgesamt 171 km langen Kanal nahezu 80 km zu dichten waren, kam dieser Frage auch eine große wirtschaftliche Bedeutung zu. Umfragen bei den Kanalverwaltungen im In- und Ausland brachten die unterschiedlichsten Ergebnisse, verbunden mit der stereotypen Auskunft, daß sich die gewählte Bauweise in den ausgeführten

Dimensionen im praktischen Betrieb bewährt habe. Die Rhein-Main-Donau AG hat daraufhin teilweise auch in eigenen Versuchen die Grundlagen für die Bemessung der Schutzschichten über den verschiedenen Dichtungsmaterialien erarbeitet. Als Material für die Dichtung wurden folgende Baustoffe als qualitativ gleichwertig angesehen:

1. die traditionelle Tondichtung
2. die Hydratondichtung
3. die Asphaltdichtung und
4. eine Dichtung aus vorgefertigten, dünnen Spannbetonplatten.

Die Entscheidung, welche dieser Dichtungsmethoden zur Ausführung kommt, sollte nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten getroffen werden.

In der Ausschreibung für die Kanalhaltungen Bamberg und Strullendorf erwies sich das von Professor Dr. Ing. Keil, Dresden entwickelte Hydratonverfahren als die wirtschaftlichste Bauweise, weil die für die Herstellung des Gemischs erforderlichen Tonmengen dem Kanalaushub entnommen werden konnten. Hydraton wird in einem Zwangsmischer hergestellt aus Ton, Sand und Kies, Wasserglas und Soda und wird per Hand in einer Schichtstärke von 20 cm eingebaut. In dem sehr strengen und lang anhaltenden Winter 1961/62 zeigten sich im ersten ausgeführten Bauabschnitt oberhalb der Schleuse Bamberg erhebliche Frostschäden am Dichtungsmaterial. In den folgenden Bauabschnitten entschloß man sich deshalb, die Dichtung im Bereich des Wasserspiegelanschnitts tiefer in den Dammkörper einzubinden. Außerdem wurden die Arbeiten im Winterhalbjahr unterbrochen, die bis zum Spätherbst fertiggestellten Bauabschnitte wurden geflutet, um die Frostfreiheit der Dichtung sicherzustellen. Die Frage der Frostbeständigkeit von Hydraton war zwar nach der im Straßenbau gebräuchlichen Methode

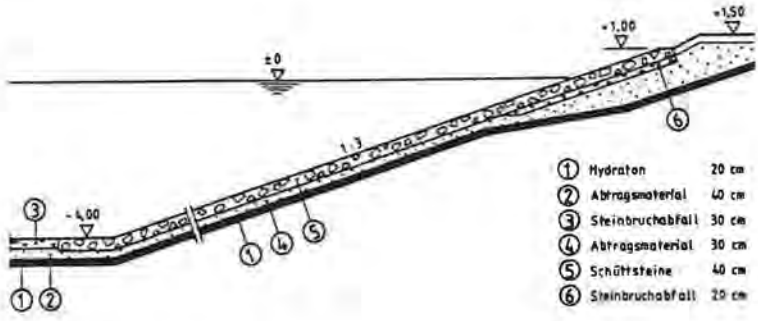


Bild 5: Dichtes Deckwerk mit Hydraton-Dichtung

des 30-maligen Frost-Tauwechsels geprüft worden, wie sich bei der Ausführung jedoch zeigte, erlitt der Baustoff Hydraton nicht durch den Frostwechsel sondern durch lang anhaltende Frosteinwirkung erhebliche Schaden.

In den folgenden Bauabschnitten südlich von Forchheim war dann die Asphaltdichtung erheblich wirtschaftlicher als alle anderen Bauweisen. In der Kanalhaltung Hausen wurde auf der Sohle noch eine 40 cm starke Schutzschicht aus Steinbruch-Abraum eingebaut. In den folgenden Abschnitten wurde diese durch eine 8 cm starke Schutzschicht aus Asphalt ersetzt. Sohle und Böschung waren damit in gleicher Weise ausgeführt: auf einer Schalungs- bzw. Dränschicht auf dem Erdplanum wurde eine 8 cm starke Dichtungs- und eine 8 cm starke Schutzschicht aus Asphalt aufgetragen. Im Bereich des Wasserspiegelanschnitts wurde die Schutzschicht ersetzt durch einen Steinsatz mit Asphaltmastixverguß. Dies diente nicht nur einer Verbesserung der Optik, sondern hatte auch ganz praktische Gründe: die Steine dienen dem Wild als Ausstiegshilfe, eine womöglich noch mit Algen bewachsene glatte Asphaltschicht hätte es unmöglich gemacht, aus dem Wasser herauszukommen. Darüber hinaus bietet die rauhe Steinschicht auch Pflanzen eine Möglichkeit der Ansiedlung. Zur Erzielung einer gleichbleibenden Qualität wurde die Asphaltschicht auf der Böschung mit einem Böschungsfertiger, die auf der Sohle mit Straßenfertigern eingebaut.

Besonderes Augenmerk wurde auf den Dichtungsanschluß an Betonbauwerken gelegt, zumal hier in vielen Fällen auch Unterschiede im Setzungsverhalten zu beachten sind.

Einen Sonderfall bildet die Heimo-Dichtung in einem kurzen Teilstück beim Ausbau der Altmühl oberhalb der Stufe Kelheim. Zunächst ging man hier davon aus, daß eine Dichtung des Flußbettes nicht nötig ist. Bei einer Kanalisationsbaustelle der Gemeinde Essing zeigte sich

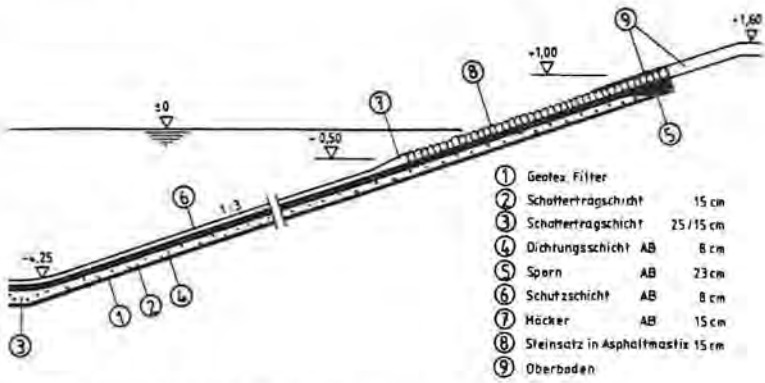


Bild 6: Dichtes Deckwerk mit Ashpaltdichtung

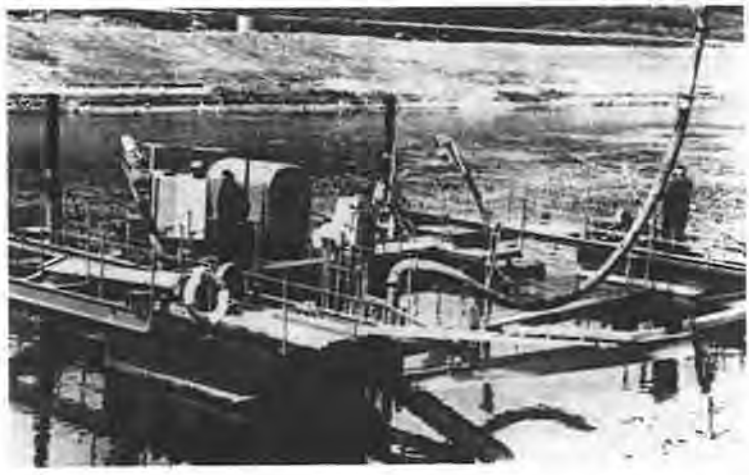


Bild 7: Einbau der Heimo-Dichtung

jedoch ein so gewaltiger Wasserandrang aus dem Karst, daß man bezüglich der Durchlässigkeit des Untergrundes zu einer völlig neuen Einschätzung kam. Im Gegensatz zum Bau der eigentlichen Kanalstrecke, der ja im Trockenen erledigt wurde, konnte an der Altmühl nur eine Dichtung gewählt werden, die auch unter Wasser eingebaut werden kann. Dies ist bei der Heimo-Dichtung möglich, die aus Kiessand, Tonmehl, Zement und Zusatzstoffen besteht, wobei die "Zusatzstoffe" umweltfreundliche Stoffe sind, welche auch in Lebensmitteln vorkommen. Dank dieser Zusammensetzung verträgt das Dichtungsmaterial sogar den freien Fall durch Wasser ohne sich zu entmischen. Nachdem das Verfahren erstmals angewendet wurde, waren umfangreiche Voruntersuchungen und praktische Versuche erforderlich, um alle Zweifel an der praktischen Anwendbarkeit auszuschließen. Während die Böschungen ein Deckwerk aus Wasserbausteinen erhielten, blieb die Dichtung auf der Sohle ungeschützt. Die Ausführung der Arbeiten hat die Erwartungen erfüllt, die hohlraumreiche Abdeckung der Böschung mit Schüttsteinen ist inzwischen längs der Uferlinie dicht bewachsen.

3.3 Zusammenfassung

Die folgende Tabelle zeigt die Längen der einzelnen Deckwerksarten am Kanal zwischen Bamberg und Kelheim:

Durchlässige Deckwerke		Dichte Deckwerke	
Schüttsteine lose	57 km	Hydratondichtung	14 km
Schüttsteine mit Zement verklammert	8 km	Asphaltdichtung	55 km
Mastixschotter	6 km	Heimo-Dichtung	3 km

Dazu kamen noch einige Kilometer mit unbehandelter Sohle in Rechtecksquerschnitten mit Ufermauern und Deckwerke im Bereich der Schleusen.

4 Schlußbemerkungen

Die verschiedenen Bauweisen der durchlässigen und der dichten Deckwerke am Main-Donau-Kanal zeigen ebenso wie die verschiedenen Verfahren zur Untergrundabdichtung an der Donau die technische Weiterentwicklung während einer 30-jährigen Bauzeit auf. In vielen Schritten wurden die Bauverfahren an die örtlichen Verhältnisse, aber auch an den jeweiligen Stand der Technik angepaßt . Ein Aspekt wurde dabei selbstverständlich auch die Verwendung naturnaher Baustoffe und eine ökologisch annehmbare Gestaltung. Es konnten Baumethoden entwikkelt und angewendet werden, bei denen auch wirtschaftliche Gesichtspunkte zum Tragen kamen.

5 Literaturangaben

Dr.-Ing. Hans-Peter Kaesbohrer: Methoden zur Dichtung von Erdkörpern im Wasserbau

Dipl.-Ing. H. Wiese in Fa. Moll KG., München: Ausführung einer Etmo-Dichtungswand im Staubereich der Donaustufe Oberelchingen, Die Bautechnik 10/1963

Prof. Dr.-Ing. Lorenz, Berlin: Erfahrungen mit thixotropen Flüssigkeiten im Grundbau, Bautechnik 1953, Heft 8, Seite 232

Dr.-Ing. A. Röhnisch - Fr. Fuhse: Berichte zum 19. Internationalen Schiffahrtskongreß, London 1957

Bauoberrat Theodor Strobl: Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen-Dichtungswänden, Wasserwirtschaft 72 (1982) 7/8

Dipl.-Ing. Wilhelm Schroll: Allgemeine Stellungnahme zu Anwendungskriterien bei der Schmalwandherstellung, Wasserwirtschaft 82 (1992) 12

Schmalwände am Lech, Sonderheft der Wasserwirtschaft 76 (1986)

Dipl.-Ing.(FH) Joachim Gruß, München: Die Deckwerke des Main-Donau-Kanals, Wasserwirtschaft 78 (1988) 12

Beitrag zum Entwicklungsstand der Baugrundverbesserung

Gerhard Chambosse, Klaus Kirsch

Fortschritte in der Entwicklung der Baugrundverbesserung mit Tiefenrüttlern sind immer dann zu verzeichnen, wenn es gelingt, mit dem Verfahren auch Böden zu behandeln, die bisher außerhalb seiner üblichen Anwendungsgrenzen gelegen haben. Fortschritte können aber auch erzielt werden, wenn infolge einer verbesserten Gerätetechnik die Herstellungssicherheit und Qualität der Schottersäulen erhöht werden können. Die nachfolgenden Beiträge behandeln zwei derartige Anwendungsfälle.

1 Belastungsversuche auf Schottersäulen für die Gründung eines Kraftwerkes in Saudi Arabien

Klaus Kirsch

1.1 Einleitung

Schottersäulen, die mit Tiefenrüttlern nach der Methode der Stopfverdichtung hergestellt werden, vermögen gering tragfähigen Baugrund zu verbessern, da sie steifer sind als der Boden, den sie ersetzen. Der Grad der Verbesserung hängt von den Eigenschaften der Schottersäulen und des Bodens ab, in welchem sie hergestellt werden. Da die Schottersäule keine innere Kohäsion aufweist, hängt ihre Steifigkeit vor allem auch von der seitlichen Stützung ab, die sie vom umgebenden Boden erhält. Erst durch Belastung hervorgerufene Verformungen der Schottersäule mobilisieren die Stützwirkung des Bodens. Das Zusammenwirken von Schottersäule und Boden ist sehr komplex, so daß bis heute nur vereinfachende Berechnungsverfahren zur Ermittlung von Tragfähigkeit und Verformungen zur Verfügung stehen. Diese Berechnungsmethoden, die zum Teil hinsichtlich ihrer Annahmen nicht unumstritten sind, liefern jedoch hinreichend genaue Ergebnisse, solange die Anwendungsgrenzen des Verfahrens eingehalten werden. Diese sind in der Regel dann überschritten, wenn der umgebende Boden infolge seiner geringen Scherfestigkeit möglicherweise keine ausreichenden Stützungskräfte der Verformung der Schottersäule entgegensetzen kann [1, 2, 3, 4].

Will man in derartigen Fällen dennoch eine Baugrundverbesserung nach dem Stopfverdichtungsverfahren durchführen, so sollten die zu erwartenden Verformungen des vergüteten Bau-

grundes durch geeignete Belastungsversuche ermittelt werden. Von einem derartigen Fall berichtet dieser Beitrag.

1.2 Bauwerk und Gründung

Im Jahre 1986 wurde in Shoiba an der Westküste von Saudi Arabien eine große Entsalzungsanlage errichtet, die durch ein dazugehöriges 325 MW Kraftwerk mit Energie versorgt wird. Die Anlagen liegen unmittelbar am Roten Meer. Nach eingehenden Voruntersuchungen wurden alle Bauwerke flach auf den anstehenden alluvialen Ablagerungen gegründet, nachdem sie mit Hilfe einer umfangreichen Stopfverdichtung verbessert worden waren. Insgesamt wurden dafür etwa 60.000 Schottersäulen von etwa 10 m Länge unter Verwendung von 820.000 to Schotter hergestellt. Über Einzelheiten dieser Arbeiten und die zahlreichen Großbelastungsversuche, die sie begleiteten, ist an anderer Stelle bereits berichtet worden [5].

Im Frühjahr 1994 wurde nun die zweite Phase dieses Projektes in Angriff genommen, welche unmittelbar neben den Anlagen der ersten Phase errichtet werden soll. Ähnlich wie der erste besteht auch der zweite Teil dieser Anlage aus 5 Kraftwerksblöcken, nun allerdings von je 100 MW Leistung, denen 10 Meerwasserentsalzungsanlagen mit einer Tagesleistung von insgesamt 360.000 cbm nachgeschaltet sind. Zahlreiche Lagertanks für Öl und Wasser vervollständigen das Bauvorhaben.

Der Baugrund besteht bis zu einer Tiefe von etwa 7,5 m aus weichen tonigen Schluffen bzw. stark schluffigen Tonen, in die gelegentlich lockere, schluffig tonige, geringmächtige Sandschichten eingelagert sind. Grundwasser wurde bei etwa 2,0 m unter Gelände angetroffen.

Diesen geringtragfähigen Schichten ist Korallenmaterial unterlagert, das an der Oberfläche in der Regel stark verwittert ist und mit zunehmender Tiefe an Festigkeit gewinnt, wenngleich immer wieder Zonen starker Verwitterung mit Bereichen großer Festigkeit abwechseln. Eine detaillierte Beschreibung derartiger oberflächennaher Sabkha-Böden und tieferliegender Korallenformationen, wie sie an den Küsten der arabischen Halbinsel häufig angetroffen werden, haben Fookes und Goedecke verfaßt [6, 7].

In Bild 1 ist der charakteristische Bodenaufbau sowie eine Anzahl typischer Drucksondierungen dargestellt. Auffällig an diesen Ergebnissen ist die außerordentlich geringe Festigkeit des Baugrundes unterhalb einer Tiefe von etwa 2 m, die dann bei Erreichen des Korallenhorizontes wieder stark ansteigt.

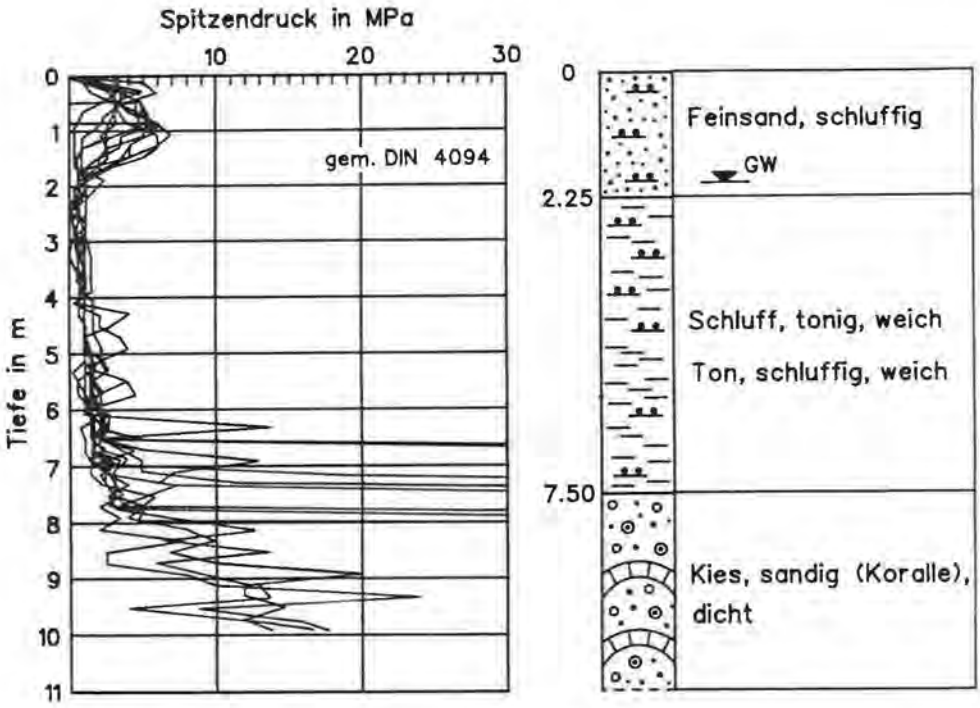


Bild 1: Drucksondierungen und charakteristisches Bodenprofil

Da derartig niedrige Spitzendruckwerte von teilweise weniger als 10 MPa im Bereich der Anlagen von Phase 1 nicht gemessen worden waren, entschloß man sich, das Verformungsverhalten dieses Baugrundes und die Möglichkeiten seiner Verbesserung mit Hilfe des Stopfverdichtungsverfahrens erneut näher zu erkunden. Zu diesem Zweck wurden ein umfangreicher Verdichtungsversuch sowie Großbelastungsversuche auf unbehandeltem und auf mit Schottersäulen verbessertem Baugrund ausgeführt.

1.3 Verdichtungsfeld

Auf Bild 2 ist der Grundriß der Anlage dargestellt; im Bereich der Turbinenhallen 6 und 10 wurden zwei gleichartige Verdichtungsfelder ausgeführt, wie sie auf Bild 3 wiedergegeben sind. Die Schottersäulen wurden in einem orthogonalen Raster von 1,25 m, 1,40 m und 1,60 m angeordnet, wobei jedes Versuchsfundament sich über jeweils vier Schottersäulen erstreckte.

Die Fundamentfläche entsprach der diesen vier Punkten zugeordneten Rasterfläche von 6,25 m², 7,84 m² beziehungsweise 10,24 m². Eine Punktreihe wurde außerhalb der Fundamentfläche angeordnet, um die späteren Gründungsverhältnisse, die durch große Lastflächen gekennzeichnet sind, zu simulieren. Ein Belastungsversuch auf natürlichem, unbehandeltem Boden wurde im Bereich der Turbinenhalle 8 durchgeführt.

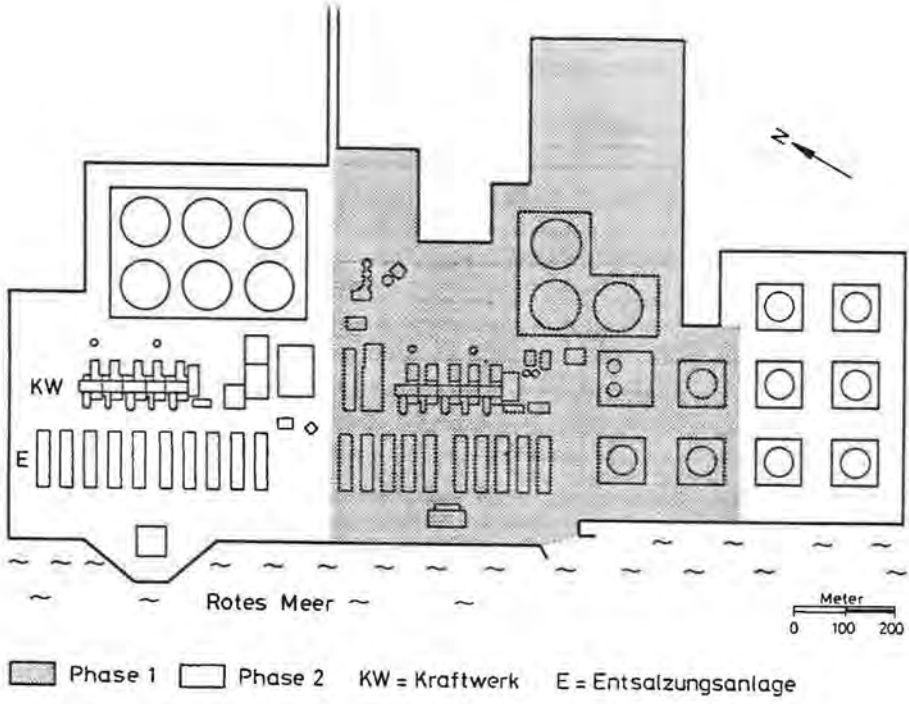


Bild 2: Meerwasserentsalzungsanlage Shoiba I und II

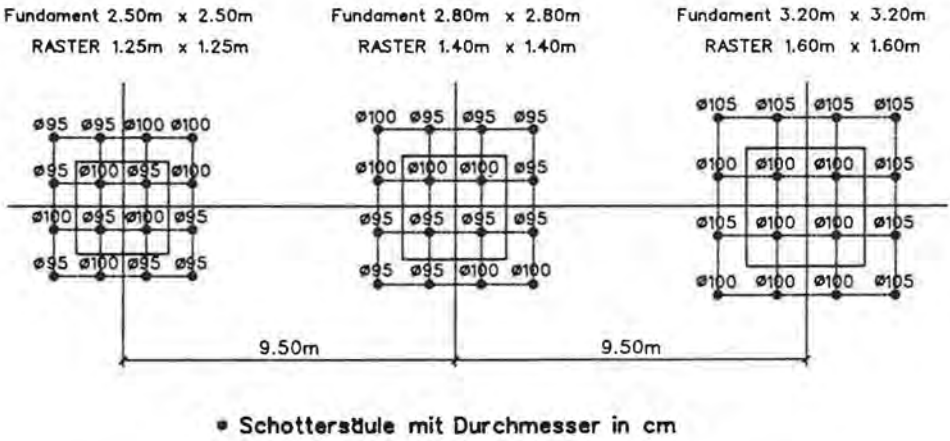


Bild 3: Anordnung der Schottersäulen und Testfundamente in den Testfeldern A und B

Die Schottersäulen wurden mittels Kellerschen Tiefenrüttlern unter Einsatz von Spülhilfe nach dem Naßverfahren hergestellt. Ihre mittlere Länge betrug etwa 8,0 m. Als Schotter wurde gebrochenes Kalksteinmaterial von 25 mm bis 100 mm Korndurchmesser mit einer Schüttdichte von 1,60 gr/cm^3 verwendet. Anhand des tatsächlichen Schotterverbrauches, der während des Herstellvorganges der Schottersäulen sorgfältig gemessen wurde, betrug deren Durchmesser zwischen 90 cm und 105 cm.

1.4 Belastungsversuche

Die aus Stahlbeton vorgefertigten Testfundamente wurden jeweils zentrisch über vier Schottersäulen auf ein Mörtelbett gesetzt, welches etwa 50 cm unter Geländeoberfläche vorbereitet worden war. Die Belastungsversuche wurden in einem Fall 14 Tage, sonst etwa 30 Tage nach

Testfeld		Raster (m)	Fundament (m)	Schottersäulen beendet	Test gestartet	max. Testlast (kN)
A	2	1,40 x 1,40	2,80 x 2,80	3.2.94	17.2.94	3.330
	3	1,60 x 1,60	3,20 x 3,20	3.2.94	7.3.94	3.200
B	1	1,25 x 1,25	2,50 x 2,50	10.2.94	24.3.94	3.125
	2	1.40 x 1,40	2,80 x 2,80	13.2.94	14.3.94	3.330
	3	1,60 x 1,60	3,20 x 3,20	14.2.94	19.3.94	3.200
C	2	unbehandelt	2,80 x 2,80	—	28.2.94	1.800

Tabelle 1: Durchgeführte Versuche in den Testfeldern A, B und C

Herstellung der Schottersäulen durchgeführt. Damit war die Gewähr gegeben, daß sich Porenwasserüberdrücke, die sich während des Herstellvorgangs möglicherweise gebildet hatten, wieder abbauen konnten. Für die Versuchsdurchführung lehnte man sich weitgehend an ASTM 1194 und 1143 an. Die Belastungsstufen, die etwa 250 kN betrugen, wurden von hydraulischen Pressen aufgebracht. Die Setzungen der Versuchsfundamente wurden an jeweils vier Punkten mit Hilfe von Feinmeßuhren gemessen, die eine Genauigkeit von 0,01 mm hatten. Jede Laststufe wurde so lange gehalten, bis die Setzungen praktisch abgeklungen waren. Die Laststufen, die einer Bodenpressung von etwa 250 kN/m² entsprachen sowie die Endlast, wurden so lange gehalten, bis keine meßbaren Verformungen mehr festgestellt werden konnten. Dies war in der Regel nach 12 Stunden, in einzelnen Fällen erst nach 72 Stunden der Fall.

Bild 4 zeigt den Aufbau eines Belastungsversuchs, dessen maximale, über Gegengewichte aufbringbare Last 3.500 kN betrug.

Bild 4: Aufbau eines Belastungsversuches

In den Testfeldern A und B wurden insgesamt sechs Belastungsversuche ausgeführt, deren Hauptmerkmale in Tabelle 1 aufgeführt sind. Wie schon erwähnt, wurden diese Versuche über jeweils vier Schottersäulen ausgeführt, mit Ausnahme des Versuchs in Feld C, bei dem der unbehandelte Boden untersucht wurde.

1.5 Ergebnis der Belastungsversuche

Ziel der umfangreichen Versuche war die Ermittlung des Verformungsverhaltens der Weichschichten, die über dem ausreichend tragfähigen Korallenhorizont angetroffen wurden. Hierfür wurden die Belastungsversuche u.a. so ausgewertet, daß spannungs- und rasterabhängige Verformungsmoduln ermittelt wurden, die bei späteren Setzungsberechnungen verwendet werden sollten. Für die setzungserzeugenden Spannungen sollte ein Bereich von 100 kN/m² bis

200 kN/m² untersucht werden; nur in Ausnahmefällen war mit Spannungen von 250 kN/m² zu rechnen.

Auf Bild 5 sind die Last-Setzungsdiagramme aller durchgeführten Belastungsversuche dargestellt. Für die Fundamentgröße 2,80 m x 2,80 m ist der direkte Vergleich zum unverbesserten Baugrund möglich, wie er sich aus dem entsprechenden Belastungsversuch ergibt, der auf dem natürlichen Gelände im Testfeld C durchgeführt wurde. Die Darstellung zeigt, daß der Lastsetzungsverlauf aller Fundamente bis zu einer Last von etwa 1.200 kN sehr gleichmäßig und ohne große Unterschiede hinsichtlich der Lastflächen verläuft. Bei Lasten über 1.200 kN nehmen dann erwartungsgemäß die Verformungen der jeweils kleineren Lastflächen gegenüber den größeren zu, obwohl, wie schon mehrfach erwähnt, alle Testfundamente jeweils auf vier Schottersäulen gegründet worden sind. Die Übereinstimmung der Ergebnisse von ver-gleichbaren Versuchen (A2/B2 und A3/B3) ist bemerkenswert.

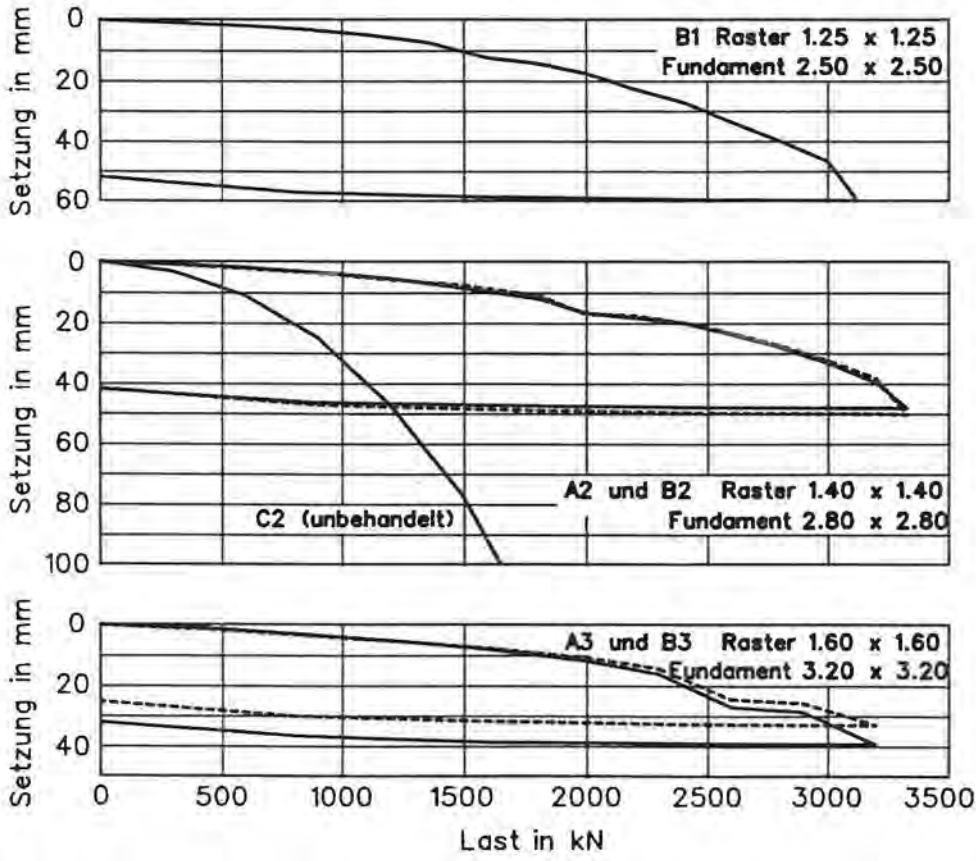


Bild 5: Last-Setzungsdiagramme

Anhand des Spannungs-Setzungsdiagrammes von Bild 6 ist es nun möglich, Aussagen über die in einer Setzungsberechnung zu berücksichtigenden Verformungsmoduln in Abhängigkeit des verwendeten Säulenrasters zu machen. Eine entsprechende Auswertung zeigt Tabelle 2.

Spannungsbereich	Verformungsmodul in MN/m²			
kN/m²	Raster 1,25 m	Raster 1,40 m	Raster 1,60 m	unbehandelt
0-100	77,4	54,8	46,2	9,9
0-150	65,9	48,8	42,0	6,1
0-200	52,4	40,0	34,1	4,3

Tabelle 2: Verformungsmodul in Abhängigkeit des Schottersäulenrasters

Es wird deutlich, daß durch die Baugrundverbesserung der ursprüngliche Verformungsmodul des Baugrundes ganz erheblich gesteigert worden ist: im mittleren Spannungsbereich wurde der Verformungsmodul bei dem engsten ausgeführten Schottersäulenabstand von 1,25 m etwa auf das 10-fache seines Ausgangswertes, beim größten ausgeführten Abstand von 1,60 m immerhin noch auf das 7-fache des ursprünglichen Wertes gesteigert.

In Abstimmung mit den dieses Projekt begleitenden Gutachtern wurden die gemessenen Verformungsmoduln noch weiter abgemindert, um eventuell nicht erfaßte, besonders wenig tragfähige Bereiche des Baugrundes abzudecken. In den Setzungsberechnungen, die für die zweite Projektphase auszuführen waren, wurde schließlich ein einheitlicher Verformungsmodul von lediglich 25 MN/m² für den gewählten Schottersäulenraster von 1,40 m x 1,40 m angesetzt, wodurch die rechnerisch ermittelten Verformungen voraussichtlich deutlich größer als die tatsächlichen Setzungen sein werden.

1.6 Bewertung

Die geschilderten Belastungsversuche auf unterschiedlich großen Einzelfundamenten, die auf je vier Schottersäulen gleichen Durchmessers aber mit unterschiedlichen Abständen gegründet sind, liefern nicht nur zuverlässige Aussagen über das Spannungs-Verformungsverhalten des verbesserten Baugrundes. Sie können auch zu einem Vergleich mit dem üblicherweise verwendeten Berechnungsverfahren nach Priebe herangezogen werden, da auch das Setzungsverhalten eines Fundamentes untersucht wurde, welches auf unverbessertem Boden gegründet wurde.

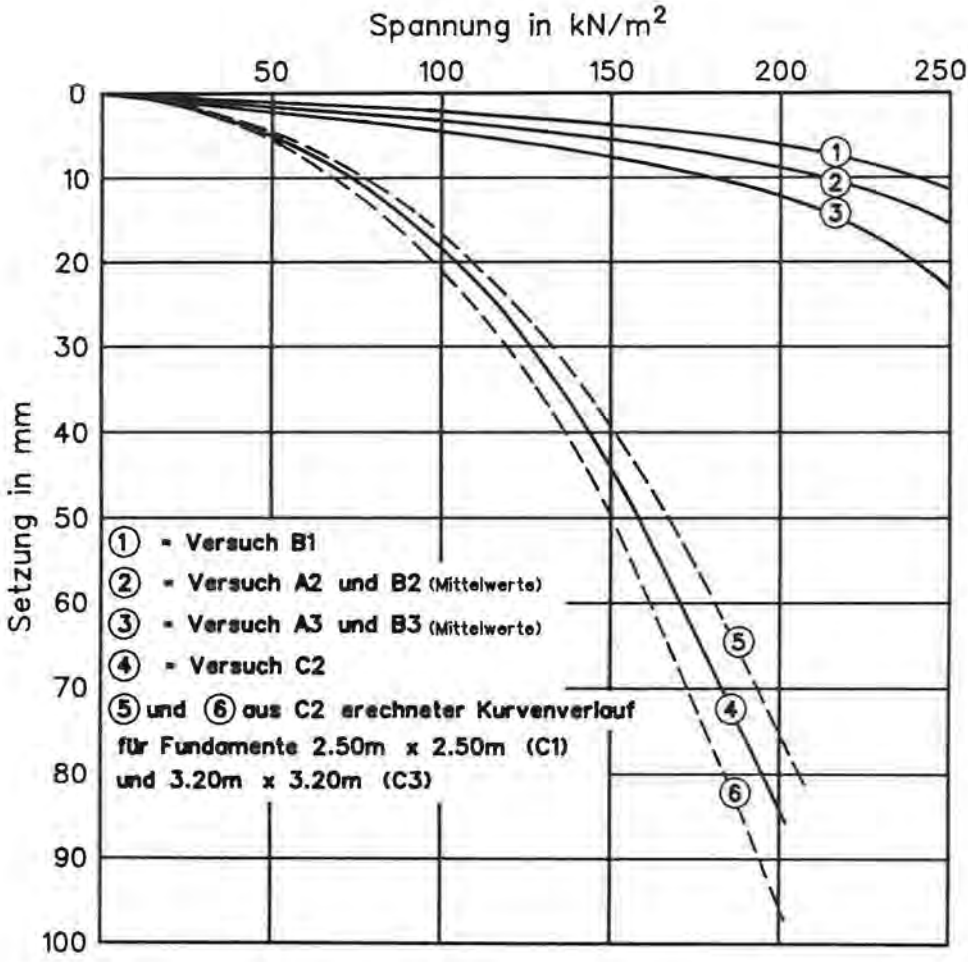


Bild 6: Spannungs-Setzungsdiagramm

Nachdem unter Anwendung des Ähnlichkeitsprinzips und aufbauend auf dem Spannungs-Verformungsdiagramm C2 der Lastfläche 2,80 m x 2,80 m auf unbehandeltem Boden die Kurvenverläufe für die Lastflächen 2,50 m x 2,50 m und 3,20 m x 3,20 m errechnet worden waren (Kurven C1 und C3 in Bild 6), konnten die Verbesserungswerte n als Quotient der Setzung einer Lastfläche ohne Baugrundverbesserung und der Setzung der gleichen Lastfläche mit Baugrundverbesserung ermittelt werden. Die so bestimmten Verbesserungswerte sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Spannungsbereich kN/m²	Verbesserungswert n= s_0/s_1 Raster 1,25 m	Raster 1,40 m	Raster 1,60 m	Art der Ermittlung
0-100	16,6 : 2,1 = 7,9	18,3 : 3,2 = 5,7	21,0 : 4,5 = 4,7	gemessen
0-150	39,6 : 3,7 = 10,7	44,5 : 5,6 = 7,9	50,0 : 7,7 = 6,5	gemessen
0-200	75,8 : 6,2 = 12,2	84,5 : 9,1 = 9,3	96,0 : 12,2 = 7,9	gemessen
nach Priebe: (für φ=45°, F_s=0,79 m², E_s/E_B=16)				berechnet
F/F_s	1,99	2,50	3,26	
n_1	7,13	5,09	3,73	
E_s/E_B	16	16	16	
$\Delta F/F_s$	0,4	0,4	0,4	
$(F/F_s)_2$	2,39	2,90	3,66	
n_2	5,4	4,2	3,3	

Tabelle 3: Vergleich von gemessenen und berechneten Verbesserungswerten

Erwartungsgemäß ist der Verbesserungsfaktor n bei gleichem Schottersäulendurchmesser (im vorliegenden Fall 1,0 m) vom Abstand der Schottersäulen abhängig, wobei ein geringes Rastermaß zu einem größeren Verbesserungsfaktor führt und ein größeres Rastermaß zu einem kleineren Verbesserungsfaktor. Im Gegensatz zum Priebeschen Berechnungsverfahren besteht jedoch im vorliegenden Fall eine starke Abhängigkeit vom jeweiligen Spannungszustand dergestalt, daß mit zunehmenden Bodenspannungen auch die Verbesserungsfaktoren stark zunehmen. Dies ist möglicherweise darin begründet, daß sich das Fundament beim Belastungsversuch auf unbehandeltem Baugrund bei diesen höheren Spannungen bereits in der Nähe des Bruchzustandes befand, wie übrigens der Kurvenverlauf C2 ebenfalls vermuten läßt.

In Bild 7 sind nun diese gemessenen Verbesserungswerte in Abhängigkeit des Verbauverhältnisses F/F_s aufgetragen. Sodann wurden die Verbesserungswerte nach den schon mehrfach zitierten Rechenvorschriften [1] ermittelt, wobei für die Schottersäulen ein Reibungswinkel von φ= 45° und ein Steifigkeitsverhältnis von E_s/E_B= 16 angesetzt wurden.

Aus der Darstellung wird deutlich, daß die rechnerischen Werte für n geringer sind als die aus den Belastungsversuchen abgeleiteten. Damit ist die schon früher beobachtete Tendenz, daß

die Ansätze von Priebe in der Regel geringere Verbesserungswerte, also größere Setzungen, ergeben und damit eine konservative Berechnungsmethode darstellen, erneut bestätigt worden.

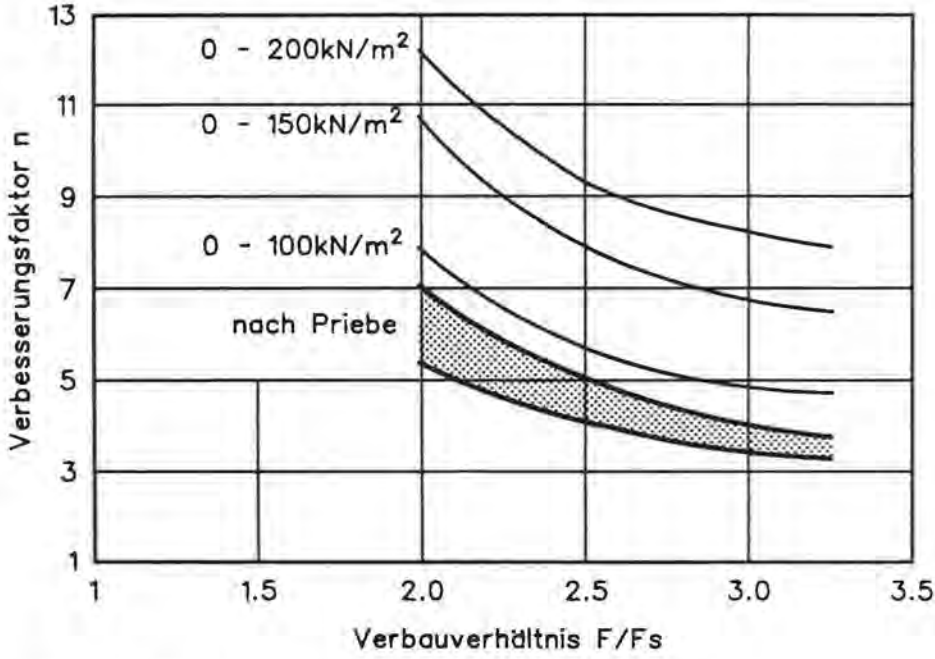


Bild 7: Verbesserungswerte in Abhängigkeit des Verbauverhältnisses F/F_s

1.7 Literatur

[1] Priebe, H. (1990): Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen; Sonderdruck aus: 5. Christian Veder Kolloquium, Graz.

[2] Soyez, B. (1987): Bemessung von Stopfverdichtungen. BMT, April.

[3] Greenwood, D.A. und Kirsch, K. (1983): Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods. Advances in piling and ground treatment for foundations. Thomas Telford Ltd., London.

[4] Brauns, J. (1978): Die Anfangstraglast von Schottersäulen im bindigen Untergrund. Bautechnik 8.

[5] Kirsch, K. et al. (1986): Settlement performance of storage tanks and similar large structures on soft alluvial soils improved by stone columns. Building on marginal and derelict land. Thomas Telford Ltd., London.

[6] Fooks, P.G. (1976): Middle East-Inherent ground problems. Symposion on Engineering problems associated with ground conditions in the Middle East. Geological Society of London.

[7] Gödecke, H.-J. et. al. (1984): Korallenriffe in Saudi-Arabien als Baugrund. Untersuchungsergebnisse und Erfahrungen. Bautechnik 10.

2 Betonrüttelsäulen mit dem L-Rüttler

Gerhard Chambosse

2.1 Einleitung

Im Auftrag der Neutralis/Commerz-Leasing soll in Weiding bei Mühldorf ein Hochregallager in den Abmessungen von 36,5 m x 146 m und einer Gesamthöhe von 27 m gebaut werden. Geplant ist ein vollautomatisches Regalsystem mit 5 Be- und Entladegassen. Die schlüsselfertige Erstellung des kompletten Bauwerkes hat die Firma Noell GmbH Würzburg, NL München, übernommen. Die Regalanlage ist eine Stahlkonstruktion mit einem Rastermaß von 2,8 m x 3,0 m und trägt die Palettenlast sowie Dach und Fassade. Die Lasten werden über Stahlstützen auf die Bodenplatte übertragen.

2.2 Baugrund und Gründung

Im Bereich des Hochregallagers wurde der Untergrund durch 12 Bohrungen aufgeschlossen. Zum Teil wurden bis 3 m mächtige, lockere und weiche Auffüllungen bzw. Feinsande und Schluffe angetroffen. Darunter wurden lockere bis dichte quartäre Kiese und Sande erbohrt. In etwa 9 m Tiefe steht der tertiäre Boden als Ton- und Schluffmergel an. Die quartiären Schichten sind sehr wechselhaft im Kornaufbau und der Lagerungsdichte (Bild 1).

Nach dem Voraushub von ca. 1,2 m verbleiben unterhalb der Gründungsebene Schichten in einer Mächtigkeit von etwa 1 m bis 5 m in nicht ausreichender Lagerungsdichte. Die Oberkante der dichtgelagerten Kiese fällt eindeutig von Nord nach Süd.

Aufgrund dieser Ergebnisse wurde eine Flachgründung ohne besondere Zusatzmaßnahmen vom Bodengutachter ausgeschlossen. Das gesamte automatische Regalbediensystem des Hochregallagers ist extrem setzungsempfindlich.

Vom Hersteller wurde eine maximal aufnehmbare Setzungsdifferenz von 0,3 ‰ vorgegeben, d.h. 3 mm Setzungsunterschied auf 10 m Länge.

Für die Gründung sind deshalb folgende Punkte zu beachten:

- Die Setzungen der Pfahlelemente sollen unter Gebrauchslast im Millimeterbereich liegen

- Die zulässigen Pfahllasten ergeben sich nicht aus der Tragfähigkeit, sondern aus dem Setzungsverhalten
- Die Pfahlabstände dürfen nicht zu groß gewählt werden, um die Plattendurchbiegung zu minimieren
- Das gewählte System muß der unterschiedlichen Höhenlage der dichte Kiese Rechnung tragen

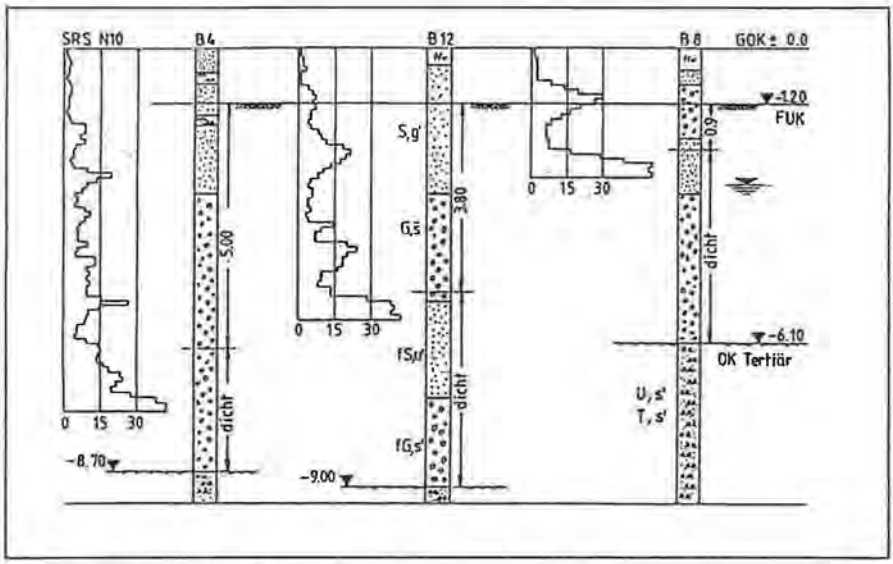


Bild 1: Charakteristisches Bodenprofil

In diesem Fall scheiden alle reinen Bodenverbesserungsmaßnahmen, wie Rüttelstopfverdichtung usw. aus. Auch Standardbohrpfähle oder Schneckenbohrpfähle mit Setzungen unter Gebrauchslast bis zu 2 cm kommen nicht in Betracht.

Die gestellten Kriterien werden alle mit den Betonrüttelsäulen - System Keller - erfüllt, so daß dieses Gründungsverfahren in Kombination mit einer 65 cm dicken Bodenplatte vom Generalunternehmer gewählt wurde. Insgesamt kamen ca. 1.600 Säulen mit einer Gesamtlänge von 6.120 m zur Ausführung (Bild 2).

Durch die spezielle Herstellungsweise kann einmal gewährleistet werden, daß jede Säule im dichten Kies gründet, außerdem wird durch die Rüttelenergie beim Versenken und Ziehen des Rüttlers der anstehende lockere Kiessand mitverdichtet. Die Säulenlänge paßt sich außerdem automatisch der wechselnden Tiefenlage des dichten Kieshorizontes an. In diesem Fall können Säulen sowohl als einzelne Tragelemente bzw. auch als Bodenverbesserung gesehen werden.

Das Raster richtet sich nach dem Regalrastermaß, wobei unter jeder Stahlstütze eine Säule angeordnet wurde. Der minimale Säulenabstand wurde zu 1,5 m gewählt. Die Berechnung der Bodenplatte erfolgt sowohl als Platte auf Einzelstützen, als auch gleichmäßig gebettet auf dem verbesserten Boden. Die einzelnen Bewehrungsanteile wurden entsprechend superponiert.

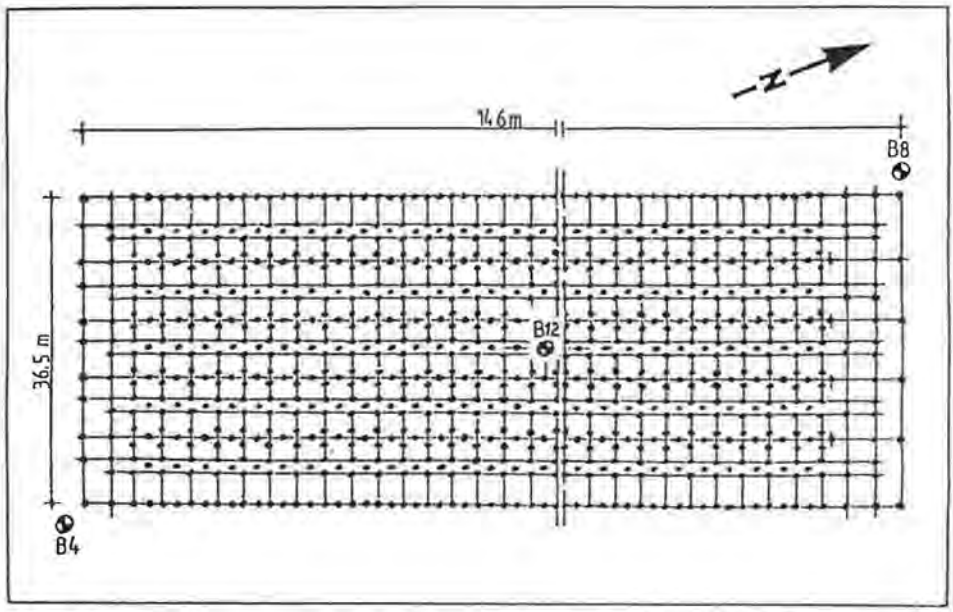


Bild 2: Hochregallager mit Anordnung der Betonrüttelsäulen

2.3 Einsatz des L-Rüttlers

Bei Beginn der Arbeiten an der Nordseite zeigte sich, daß der Standard T-Rüttler nur mit großen Schwierigkeiten die zwischengelagerten dichten Bodenschichten durchdringen konnte. Aufgabe war es, einen Rüttler mit höherer Schlagkraft und Drehzahl, jedoch mit gleichbleibender Amplitude einzusetzen, um ein besseres Eindringvermögen in den Boden zu ermöglichen.

Zum Einsatz kam dann der neu entwickelte L-Rüttler (Tabelle 1):

Mit dem 100 % leistungsstärkeren Motor und der um 30 % höheren Schlagkraft war es möglich, dichtere Zwischenschichten problemlos zu durchteufen. Generell wurde außerdem eine größere Eindringtiefe gegenüber den T-Rüttlern erreicht, die im allgmeinen zwischen 30 cm und 70 cm betrug. Dies bedeutet, daß die Säulen im tragfähigen Untergrund besser einbinden, was die Setzungen noch weiter reduziert und die Tragkraft erhöht. Die Tagesleistung von ca. 25 Säulen war bei den beiden Rüttler-Typen gleich.

Rüttler-Art	T	L
Länge m	4,75	3,10
∅ mm	290	320
Gewicht to	2	1,8
Motor (kW)	50	100
Drehzahl	3.000	3.600
Schwingweite (mm)	4,6	5,3
Schlagkraft (kN)	156	200

Tabelle 1: Technische Rüttlerdaten

Bei der Herstellung ergaben sich aufgrund des Bodenprofils erwartungsgemäß unterschiedliche Säulenlängen von 1,3 m bis 7,2 m, wobei die Säulenlängen nach Süden hin zunahmen. Die mittlere Säulenlänge betrug ca. 4,0 m. Die Säulen binden etwa 0,6 m bis 1,0 m in den dichten Kies ein. Der rechnerische Betonverbrauch ergab sich zu 0,28 m^3/lfm Säule. Bei einem Verlustbeton von ca. 25 % errechnet sich somit ein mittlerer Säulendurchmesser von über 50 cm. Diese treten erwartungsgemäß in den beim Rütteln verdichteten, lockeren Kiesschichten auf.

2.4 Kontrolle der Säulen

Für jede Säule wurde ein Ampere-Tiefen-Diagramm automatisch aufgezeichnet. Wenn trotz Aktivierung des Tragraupengewichtes kein weiteres Versenken des Rüttlers mehr möglich war und die Ampere-Aufnahme den dichten Kieshorizont anzeigte, wurde über die Rüttlerspitze Beton mit einem Druck von > 2 bar eingebracht und der Rüttler gleichmäßig gezogen.

Zur Setzungskontrolle wurde an einer kurzen Säule (1,8 m) eine Probebelastung durchgeführt. Als maximale Setzung unter der Gebrauchslast von 550 kN wurden 1,7 mm Setzung gemessen. Daraus folgt, daß sowohl der umliegende Kieshorizont ausreichend verdichtet wurde als auch der Säulenfuß in den dichten Kieshorizont einbindet.

Die bleibende Setzung (etwa 50 %) wurde dabei mit ca. 0,9 mm gemessen (Bild 3). Der elastische Setzungsanteil liegt somit unter 1 mm. Damit können - nach der ersten gleichmäßigen Beschickung des Regales - Setzungsunterscheide von 0,3 ‰ gewährleistet werden.

Mit dem L-Rüttler konnte die hier gestellte Aufgabe - Betonrüttelsäulen in einem relativ engen Raster, bei gleichzeitigem Durchteufen von dichten Zwischenschichten - optimal erfüllt werden.

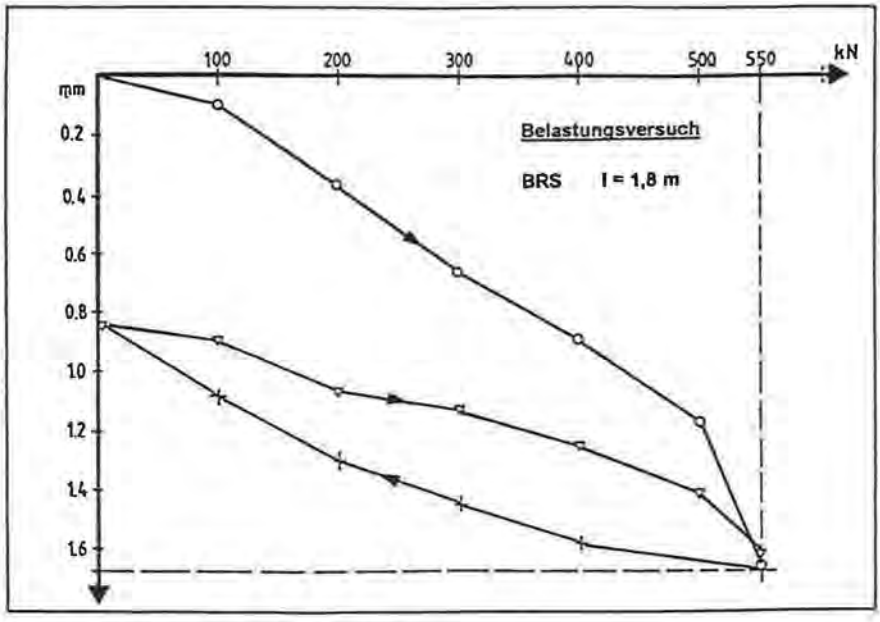


Bild 3: Probebelastung, Last-Setzungskurve

Beteiligte Firmen:

Bauherr:	Neutralis, Tochter der Commerz-Leasing
GU:	Noell GmbH, Würzburg, NL München
Gründung:	Keller Grundbau GmbH, Gröbenzell
Bodengutachter:	Prof. Dr.-Ing. R. Floss, TU München
Statik:	Ingenieurbüro Scholz und Partner, München
Prüfer:	Ingenieurbüro Staller, Gräfelfing

Grundlagen und praktische Erfahrungen bei der Bodenstabilisierung mit Kalkpfählen

Wolfgang Reitmeier

1 Einleitung

Unter unseren Klimabedingungen sind tonige Böden meist mit Wasser gesättigt und daher für bautechnische Zwecke nur bedingt geeignet. Bodenmechanisch gesehen können vor allem infolge der hohen Kompressibilität, geringen Scherfestigkeit und je nach Zusammensetzung auch Quellfähigkeit der Böden Probleme entstehen, die eine Verwendung dieser natürlichen Ressourcen als Baustoff im unbehandelten Zustand in Frage stellen.

Austausch oder Verbesserung der bautechnischen Eigenschaften stehen gewissermaßen konkurrierend zur Diskussion, wobei aus ökologischen und ökonomischen Gesichtspunkten eine Verwendung der vor Ort anstehenden Baustoffe immer im Vordergrund stehen sollte.

Im Grunde ist der günstige Einfluß von Kalkzusätzen auf die bautechnischen Eigenschaften bindiger Böden schon lange bekannt. Viele Strecken der Großen Mauer in China sind mit Kalkhydrat stabilisiertem Boden, der zwischen äußere Ziegelwände eingebracht wurde, hergestellt worden.

Bei inniger Vermischung von Kalk und Boden in geeigneter Dosierung lassen sich auf der Grundlage von Laboruntersuchungen die Veränderung von Wassergehalt, Plastizitätseigenschaften, Scherfestigkeit, Quellfähigkeit, Durchlässigkeit und nicht zuletzt Frostbeständigkeit im Rahmen der naturbedingten Schwankungsbreiten befriedigend genau vorhersagen. Schwieriger gestaltet sich die Voraussage von bodenmechanischen Veränderungen, wenn die Zugabe von Kalk auf osmotischem Wege, also mit Hilfe von Kalkpfählen oder Kalksäulen, in den gewachsenen bzw. anstehenden Boden erfolgen soll.

Unter osmotischer Kalkbehandlung sei der durch Diffussion bzw. Dialyse verursachte Kationenaustausch verstanden, der infolge unterschiedlicher Verteilungskonzentrationen und unter dem Einfluß elektrischer Felder im Boden stattfindet.

In Schweden wurde in den siebziger Jahren und danach eine Stabilisierungsmethode entwickelt und nach wissenschaftlichen Gesichtspunkten näher untersucht, deren Grundprinzip die

Vermischung des anstehenden Bodens mit Kalk, Flugasche oder Gips innerhalb von Bohrlöchern darstellt. Diese Kalk-Bodenmischungen werden an Ort und Stelle mit Hilfe von Schneckenbohrgeräten im Baumischverfahren hergestellt, wobei sowohl der Durchmesser als auch die Tiefe im wesentlichen nur von den gerätetechnischen Randbedingungen abhängig sind.

In den sechziger Jahren wurde erstmals in Oklahoma (USA) die Standfestigkeit eines Straßendammes mit Hilfe von Kalkpfählen verbessert. Im Unterschied zur schwedischen Methode wurden hier die mit einem Bohrgerät hergestellten Löcher mit hydraulischem Kalk gefüllt, nachgestampft und verdichtet.

Hinsichtlich des Porenraumes und der damit verbundenen Verformungseigenschaft verursacht die Herstellung von Hohlräumen durch Bodenentnahme grundsätzlich eine Schwächung gegenüber dem Ausgangszustand. Gelingt es daher, das erforderliche Volumen für die Kalkzugabe durch Verdrängen herzustellen, bleibt die ursprünglich vorhandene Tragfähigkeit des Untergrundes erhalten.

2 Physikalisch-chemische Veränderungen der Bodeneigenschaften durch osmotische Kalkbehandlung (Kalk-Boden-Reaktion)

Zum Verständnis der bei der Kalkpfahlmethode möglichen Festigkeitssteigerung ist es erforderlich, die stofflichen Eigenschaften bindiger Böden durch eine chemisch-/physikalische Betrachtungsweise näher zu untersuchen.

Vor allem bei Tonen ist die Unterscheidung nach der Korngrößenverteilung zur Bewertung der stofflichen Eigenschaften allein nicht mehr ausreichend. Bei einer Teilchengröße von 0,5 µm bis 1 nm wird das besondere bodenmechanische Verhalten der Tone vorwiegend durch die Eigenschaften der Oberfläche bestimmt. Tonminerale bestehen im wesentlichen aus Mineralpartikeln kleiner 20 µm. Sie sind sekundär gebildet, das heißt durch mechanische und chemische Verwitterung aus magmatischem Gestein entstanden.

Die chemische Zersetzung der Erstarrungsgesteine vollzieht sich unter der Einwirkung von kohlensäurenhaltigem Wasser und von Sauerstoff. Neben der geringen Korngröße werden die Eigenschaften vorwiegend durch die plättchenförmige Gestalt und die elektrische Ladung der Tonmineralteilchen beeinflußt.

Von zentraler Bedeutung sind die für die Kompensation der negativ geladenen Silikatschichten im Inneren erforderlichen positiven Ionen (Kationen), da sie die eigentliche Bindung und damit Festigkeit der Schichtpakete bewirken.

In Bild 1 ist schematisch, zusammen mit den elektrostatischen Beziehungen im Inneren, die innere Struktur eines Tonminerals dargestellt.

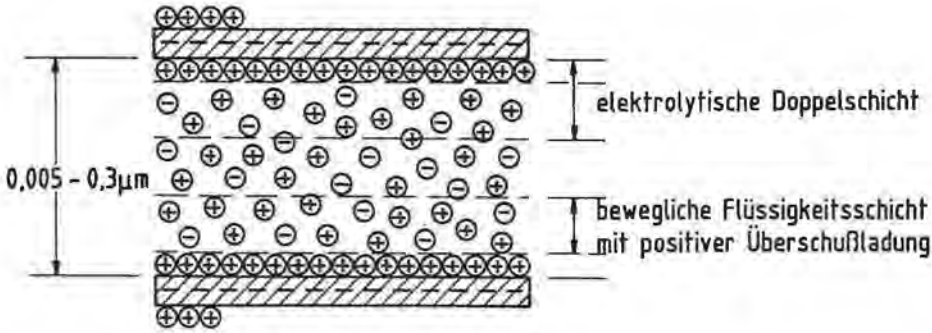


Bild 1: Schematische Darstellung der inneren Struktur eines Tonminerals mit Eintragung der für die osmotischen Austauschvorgänge maßgeblichen Ladungszonen

Die Silikatschichten selbst tragen eine negative Ladung, würden sich also ohne die dazwischen liegenden positiv geladenen Kationen gegenseitig abstoßen.

Entgegen dieser elektrostatischen Abstoßung wirkt die Massenanziehung (van der Waal-Kraft). Sie ist weitgehend von der Elektrolytkonzentration unabhängig, allerdings nur auf sehr kurze Entfernung wirksam. Bei stark zusammengedrückten Zwischenschichten kann die Massenanziehung überwiegen und die Teilchen bleiben aneinander kleben, sie koagulieren.

Wesentlich für die Stabilität des Tonminerals ist die Dicke der Zwischenschicht (elektrolytische Doppelschicht) und damit Art und Konzentration von Kationen.

Mit steigender Wertigkeit und zunehmendem Durchmesser der Kationen sowie zunehmender Elektrolytkonzentration der Porenlösung reduziert sich die Dicke der elektrolytischen Doppelschicht. So ist zum Beispiel die Doppelschicht mit Natrium (Na^+) als Gegenion zwischen den Silikatschichten im Vergleich zu Kalzium (Ca^{2+}) weit ausgedehnt.

Natrium (Na)- und Kalium (K)-Ionen sind einwertig und kommen in unseren natürlich abgelagerten Tonen sehr häufig vor. Gelingt es, diese einwertigen Kationen durch zweiwertige aus-

zutauschen, bewirkt dies eine stärkere Bindung der Silikatschichten und damit höhere Festigkeiten.

Die zwischen den Silikatschichten nur durch elektrostatische Anziehung gebundenen Kationen sind prinzipiell gegen andere Ionen austauschbar. Ein solcher Austausch kommt in der Natur vor und kann durch die gezielte Einbringung von Kalk planmäßig durchgeführt werden.

Dabei wirken im wesentlichen zwei Mechanismen gleichzeitig als treibende Kraft für die osmotischen Veränderungen des zu verfestigenden Bodens.

Die Natur ist bestrebt, ungleiche Ionenkonzentrationen auszugleichen, so daß die nach Zugabe von Kalk bereichsweise im Überfluß vorhandenen Kalziumionen (Ca^{2+}) in die nähere Umgebung eindiffundieren. Zusätzlich entsteht durch das basische Milieu in unmittelbarer Nähe der Kalkzugabe, verursacht durch das unterschiedliche Löslichkeitsverhalten (Reduktions-Oxidationsreaktionen) ein elektrischer Potentialunterschied, der die Dialyse, also den Ionenaustausch, in seiner Geschwindigkeit noch beschleunigt.

Elektrische Potentialunterschiede bewirken eine elektroosmotische Strömung und damit Wasserverschiebung, da die in der elektrolytischen Doppelschicht (siehe Bild 1) vorhandenen Kationen hydratisiert anstehen. Jedes Kation lagert infolge der bei den Wassermolekülen vorhandenen Dipolität mehrere Wassermoleküle an, die bei einer Ionenwanderung mit den Kationen zur Kathode wandern.

Diese Wasserströmung zu einem negativen Pol wird als Elektroosmose bezeichnet und in der Praxis zur Entwässerung von bindigen Böden geringer Durchlässigkeit herangezogen.

In unmittelbarer Nähe der Kalkpfähle stellt sich bei Vorhandensein von ausreichendem Wasser ein Sättigungs-pH-Wert von ca. 12,5 - 12,6 ein, der gegenüber dem Normal-pH-Wert (etwa 6,0 bis 8,5) eine Potentialdifferenz von bis zu 300 mV bewirkt.

Da sich der Verfestigungserfolg bei osmotischer Kalkbehandlung verfahrensbedingt über einen längeren Zeitraum einstellt und eine Vorhersage auf der Grundlage von standardisierten Laborversuchen nicht möglich ist, wurde zur Abschätzung des zu erwartenden Festigkeitszuwachses der im nachfolgenden Abschnitt im Detail beschriebene Versuch durchgeführt.

Im Ergebnis sind die durch die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen verursachten bodenmechanischen Änderungen anhand von Beispielen in den Bildern 2 und 3 dargestellt.

Deutliche Unterschiede lassen sich vor allem in den Absolutwerten der Steifigkeit erkennen, wenn die Ergebnisse als Funktion des Wassergehaltes im Vergleich zueinander aufgetragen werden.

Die Schaffung einer elektrischen Potentialdifferenz mit Hilfe von hohen pH-Werten zur Beschleunigung des Ionenaustausches bleibt auf ca. 300 mV beschränkt. Durch Aufbringung einer Gleichspannung in einer Größenordnung von 15 bis 150 V, wie sie bei der Entwässerung und Verfestigung bindiger Böden mit Hilfe des elektroosmotischen Verfahrens baupraktisch durchgeführt wird, ließe sich die Verfestigungsgeschwindigkeit und die erreichbare Tiefenwirkung sicherlich um ein Vielfaches verbessern.

Der durch den lokalen pH-Wert verursachte Potentialunterschied resultiert im wesentlichen aus den in Abhängigkeit des Löslichkeitsverhaltens unterschiedlich vorhandenen Eisen (III)- und Eisen(II)oxidhydraten (Redoxreaktionen). Dabei wirken oxidierte Stoffe potentialerhöhend und reduzierte potentialerniedrigend.

Im Boden sind immer feste, in diesem Zustand elektrochemisch inaktive Eisen (III)- und Eisen(II)oxidhydrate im Überfluß vorhanden. Die Löslichkeit dieser Verbindungen und damit die aktive Konzentration von Eisen (III)- und Eisen(II)ionen sind nun Funktionen des pH-Wertes, weil die Verbindung durch Hydroxylionen OH^- ausgefällt, durch Wasserstoffionen H^+ gelöst werden. Zwischen den elektrischen Potentialen und den pH-Werten besteht daher ein nahezu funktionaler Zusammenhang.

3 Ergebnisse der labortechnischen Untersuchungen

Zur Abschätzung des osmotischen Verfestigungsprozesses wurde eine Bodenprobe mit einem Wassergehalt nahe der Fließgrenze, also mit nahezu breiiger Konsistenz, in zwei Teile geteilt. Beide Hälften wurden zu einer ca. 10 cm großen Kugel geformt und in einem Tuch freischwebend im Wasserbad über einen Zeitraum von mehreren Wochen gelagert. Während die eine Probe in unbehandeltem Wasser gelagert wurde, war die andere Probe durch Kalkzugabe einem pH-Wert von ca. 12,5 bis 12,6 ausgesetzt. Dabei genügt es gegenüber dem Sättigungswert von 1,6 g/l eine geringfügig größere Menge Kalk dem Wasser zuzugeben, um einen konstanten pH-Wert in der Lösung zu erzeugen.

Der über einen Zeitraum von wenigen Wochen unter diesen Versuchsrandbedingungen möglichen Verfestigungserfolg ist anhand zweier Versuchsreihen im nachfolgenden Bild 2 grafisch dargestellt.

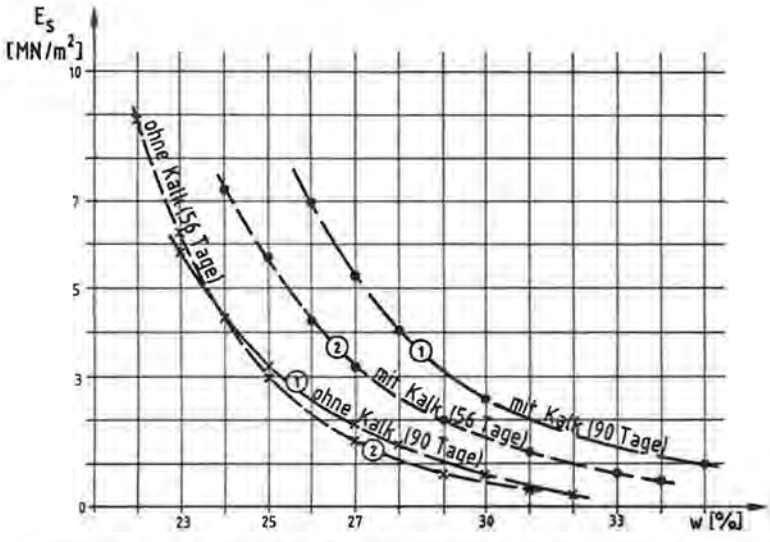


Bild 2: Steifemodul E_s in Abhängigkeit des Wassergehaltes nach 56-/90tätiger Lagerung in Wasser bzw. kalkgesättigtem Wasserbad

In Bild 2 sind die mit Hilfe von Kompressionsversuchen ermittelten Steifigkeiten als Funktion des Wassergehaltes im Vergleich Wasserbad ohne Kalkzugabe/Wasserbad mit Kalkzugabe aufgetragen. Die durch die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen verursachten Veränderungen der bodenmechanischen Kennwerte sind beispielhaft für den Boden 1 in der nachfolgenden Tabelle 1 dargestellt (Versuchsboden 2 gehört nach DIN 18196 zur gleichen Bodengruppe TM und wurde zum Vergleich in Bild 2 mit eingetragen).

Versuchsboden 1	**Ausgangsboden**	**Boden nach 90 Tagen Lagerung im Wasserbad**	**Boden nach 90 Tagen Lagerung im kalkgesättigtem Wasserbad**
Natürlicher Wassergehalt w_n	23,2 %	40,0 %	37,2 %
Fließgrenze w_L	38,4 %	37,1 %	42,2 %
Ausrollgrenze w_P	18,5 %	17,3 %	19,9 %
Plastizität I_P	19,9 %	19,8 %	22,3 %

Tabelle 1: Bodenmechanische Kennwerte des zu stabilisierenden Bodens vor und nach osmotischer Kalkbehandlung

Deutlich größere bzw. schnellere Veränderungen der Bildsamkeit stellt sich bei einer direkten Kalkzugabe und inniger Vermischung des Boden-Kalk-Gemisches ein. In Tabelle 2 sind zum Vergleich die durch direkte Kalkzugabe verursachten Veränderungen der Bildsamkeit darge-

stellt. (Die in den einzelnen Spalten ausgewiesenen prozentualen Kalkzugaben beziehen sich immer auf die jeweilige Feuchtmasse des Bodens).

Versuchsboden 1	Ausgangsboden	1 % Kalkzugabe	2,5 % Kalkzugabe	5 % Kalkzugabe
Fließgrenze w_L	38,4 %	43,5 %	45,1 %	46,0 %
Ausrollgrenze w_P	18,5 %	25,2 %	28,9 %	28,4 %
Plastizität I_p	19,9 %	18,3 %	16,1 %	17,6 %

Tabelle 2: Bodenmechanische Kennwerte in Abhängigkeit des Kalkgehaltes bei direkter Kalkzugabe und inniger Durchmischung

Besonders anschaulich läßt sich der in den jeweiligen Spannungsbereichen unterschiedlich ausgeprägte Stabilisierungseffekt mit dem Ansatz von Ohde darstellen. Trägt man den in der Gleichung $E_s = v_e \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_{at}}\right)^{v_e}$ spannungsabhängig dargestellten Steifemodul in doppelt logarithmischem Maßstab in ein Koordinatensystem ein, ergibt sich aus der Umformung

$\ln E_s = \ln(\sigma_{at}\, v_e) + w_e \ln\frac{\sigma}{\sigma_{at}}$ ein einfacher linearer Zusammenhang.

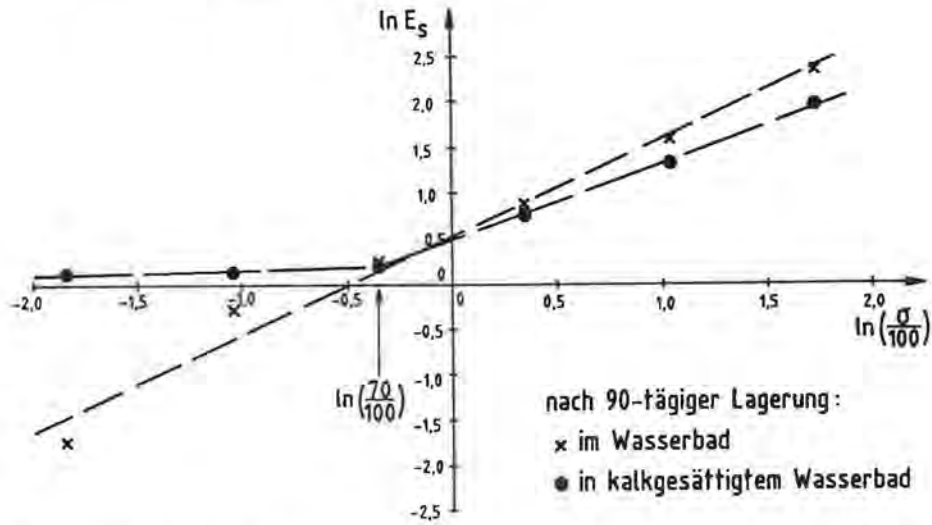


Bild 3: Steifigkeit als Funktion des Spannungszustandes (Boden 1 nach 90tägiger Lagerung im Wasserbad, mit und ohne Kalkzugabe)

Die in Bild 3 gewählte Darstellung zeigt vor allem in den unteren Spannungsbereichen einen ausgeprägt hohen Festigkeitszuwachs. Bis zu einem Spannungszustand von $\sigma = 70$ kN/m² ist,

ähnlich der Wiederbelastung, eine sehr geringe Spannungsabhängigkeit im Steifigkeitsverhalten zu beobachten.

4 Ergebnisse von in situ Messungen

Die Prüfung des unter Baustellenbedingungen eingetretenen Verfestigungserfolges muß sich meßtechnisch gesehen auf einfache Versuche beschränken. Darüber hinaus ist eine Vielzahl von Einzelmessungen selbst dann von Vorteil, wenn die verfahrensbedingte Streubreite gegenüber aufwendigeren Versuchen größer ist.

Die Beurteilung und Vorhersage des Verformungsverhaltens erfordert eine Quantifizierung der innerhalb eines setzungsrelevanten Bodenvolumens vorhandenen Steifigkeit. Dabei sind in der Abschätzung der Steifigkeit im besonderen noch die von den eingebrachten Kalksäulen ausgehenden zeitverzögerten Verfestigungsprozesse mit zu berücksichtigen. Dies bedeutet, daß sich wenige Tage nach Herstellung der Kalkpfähle in unmittelbarer Umgebung eine deutliche Zunahme der Scherfestigkeit beobachten läßt, während zwischen den Kalksäulen nahezu keine Veränderungen feststellbar sind.

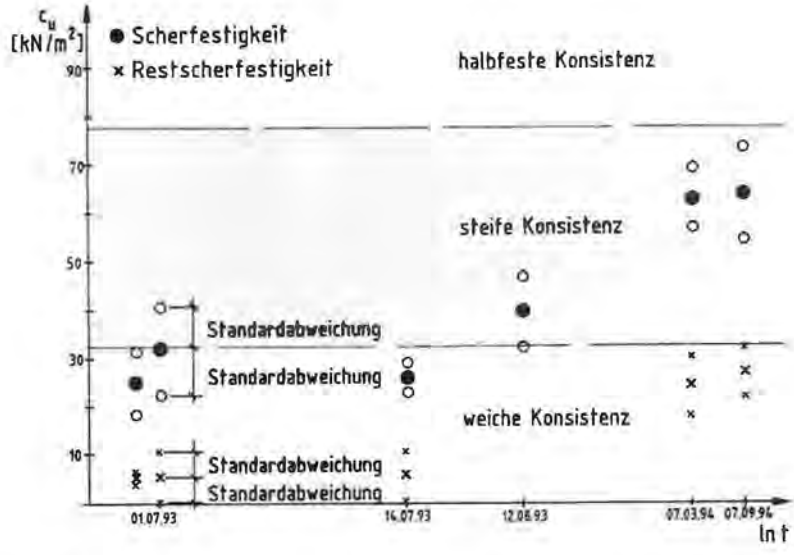


Bild 4: Zeitlicher Verfestigungsverlauf durch osmotische Kalkbehandlung

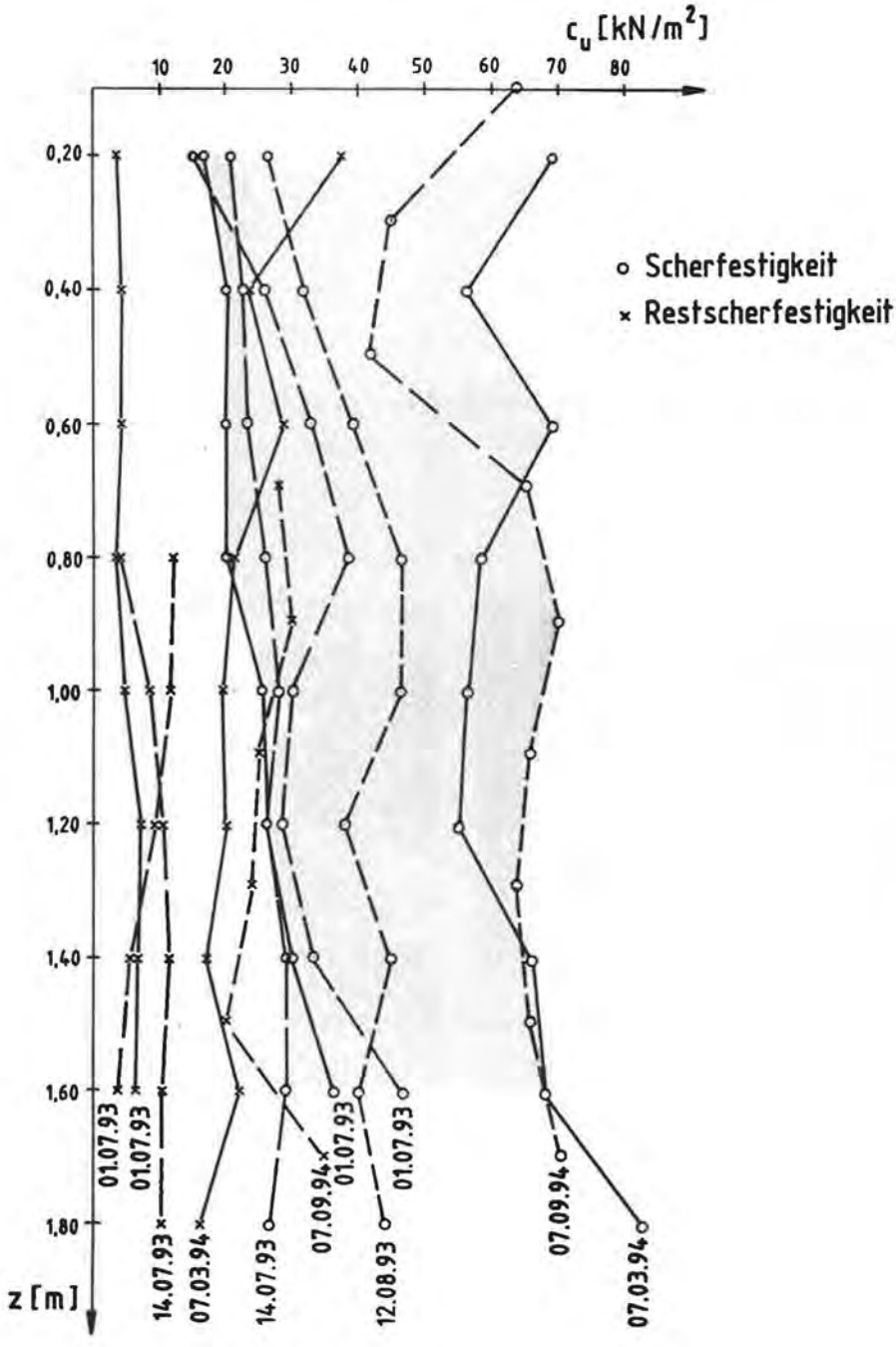


Bild 5: Verfestigungszuwachs durch osmotische Kalkbehandlung

In den Bildern 4 und 5 ist der zeitliche Verfestigungsverlauf eines unter Baustellenbedingungen gemessenen Stabilisierungsprozesses dargestellt.

Die in Bild 4 mit eingetragenen Konsistenzbereiche sind qualitativ aus den bekannten Regressionsbeziehungen abgeleitet. Die tiefenabhängige Darstellung des Verfestigungserfolges in Bild 5 läßt erkennen, daß die Stabilisierungswirkung nicht auf die engere Umgebung der Kalksäulen allein beschränkt bleibt.

Ausführungstechnisch waren in diesem Anwendungsfall nur Kalkpfähle mit 0,8 bis 1,2 m Tiefe hergestellt worden.

Bei einem Rasterabstand von 0,5 m und einem Pfahldurchmesser von 10 cm wurde dennoch bis in eine Tiefe von 1,6 m eine deutliche Zunahme der Scherfestigkeit mit Hilfe von Drehflügelsondierungen nachgewiesen.

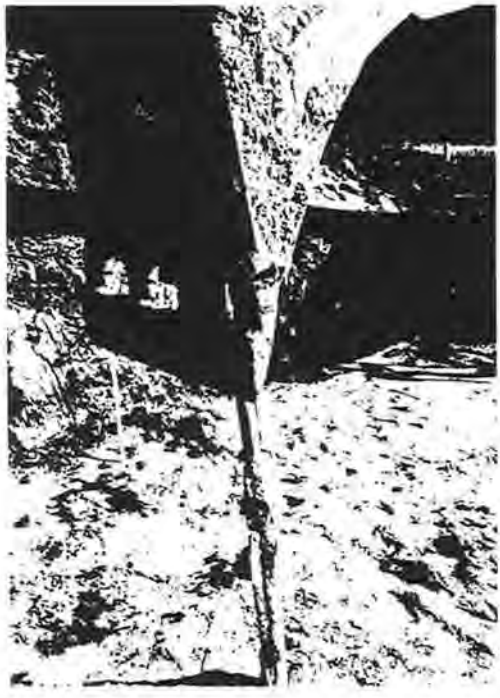


Bild 6: Sondierlanze zur Herstellung der für die Kalkeinbringung erforderlichen Hohlräume

Bild 7: Freigelegter Kalkpfahl

In den Bildern 6 und 7 sind die für die Herstellung der Hohlräume verwendete Sondierlanze und ein freigelegter Kalkpfahl dargestellt.

5 Baupraktische Hinweise und zusätzliche Anwendungsbereiche

Der mit Hilfe von osmotischer Kalkbehandlung mögliche Verfestigungseffekt ist zeitabhängig bzw. zeitverzögert. Nach den Erfahrungen in den USA soll die im Endzustand eintretende Festigkeit gleich der durch Mischung und Verdichten erzielbaren Bodenverbesserung sein.

Bei vertikaler Pfahlherstellung hat sich besonders der in Form von Granulat auf dem Markt erhältliche Branntkalk bewährt, da er nahezu keine Staubentwicklung verursacht und im freien Fall wie Grobsand/Feinkies in die Sondierlöcher eingefüllt werden kann.

Sofern die Einbringung mit Hilfe von Lanzen erfolgt, können auch beliebig geneigte Pfahlrichtungen hergestellt werden. Das Verdrängungsverfahren an sich gewährleistet, daß zu keinem Zeitpunkt eine Verminderung der vorhandenen Tragreserven eintreten kann.

Bei der Stabilisierung von Kriech- und Rutschhängen werden die infolge von unterschiedlichen Oxydationszuständen in den Bodenschichten möglichen elektrischen Spannungsunterschiede gewissermaßen im Kurzschluß abgebaut, so daß einer Anreicherung von Wasser in bestimmten Bodenschichten wie sie durch elektroosmotische Vorgänge bis zur Ausbildung von Gleitflächen möglich ist, entgegengewirkt werden kann.

Ein interessanter Nebeneffekt der Kalkbehandlung ist die durch die Anhebung des pH-Wertes im unmittelbaren und benachbarten Einflußbereich mit verursachte Inaktivierung von Schadstoffen im Boden. Beispielsweise steigt mit zunehmendem pH-Wert die Adsorptionsfähigkeit von Schwermetall mit gleichzeitig abnehmender Löslichkeit. Vor allem unterhalb von pH = 6 ist bei einer Vielzahl von Schwermetallen, wie z. B. Kadmium oder Blei ein beträchtlicher Anstieg der Löslichkeit zu beobachten. Eine durch die Kalkzugabe automatisch mit verursachte Erhöhung des pH-Wertes bedeutet daher für viele Schadstoffe eine Bindung bzw. Inaktivierung im Boden.

6 Literatur

ANDERSSON, L. (1978): Eine neuartige Stabilisierungsmethode mit Kalk-Pfählen, Vortragsmanuskript 4. Intern. Kalktagung in Hershey, USA

BOMAN; BROMS (1977): Stabilization of soil with lime columns, Design Handbook, Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm

BRAND, W. (1966): Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung von Kalk zur Stabilisierung bindiger Erdstoffe, Der Bauingenieur, 41. Jahrg., Heft 3, S. 94-97

BRANDL, H. (1967): Der Einfluß des Frostes auf kalk- und zementstabilisierte feinkörnige Böden, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Wien, Heft 8

BRANDL, H. (1971): Zusammenhänge zwischen den chemisch-physikalischen Eigenschaften stabilisierter Böden, Straßen- und Tiefbau, Heft 4

BRANDL, H. (1973): Stabilization of Slippage-Prone Slopes by Lime-Injections, 8th Intern. Conferenze on Soil Mechanics and Foundation Engineering Mascew, Vol. 4.3.

BRANDL, H. (1976): Böschungssicherungen und Sanierung von Rutschungen, Straße und Autobahn 27. Jharg., H5

BRANDL, H. (1980): Lime Columns - A New Foundation Method, Journal of the Geotechnical Engineering Division

BRANDL, H. (1980): New Approach to Predict Lime Reactivity of Soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division

BRANDL, H. (1981): Alteration of Soil Parameters by Stabilisation with Lime, X. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., Stockholm

BROMS, B.; BOMAN, P. (1979): Stabilsation of soil with lime columns, Department of Soil and Rock Mechanics. Royal Institute of Technology, Stockholm

BUCHER, E. (1970): Erfahrungen mit Untergrundverfestigungen in Nordwürttemberg, Straßen- und Tiefbau, 24. Jahrg., Heft 8

BÜRGER, W. (1972): Verfestigung mit Kalk in bindigen Böden der Bundesrepublik, Straße und Technik, Heft 11 und 12

BÜRGER, W: (1972): Verfestigung bindiger Böden mit Kalk, Straße und Technik Heft 18

EIGENSCHENK, E: (1993): Flächige Bodenverbesserung mit Kalkpfählen, Die Tiefbau- Berufsgenossenschaft, Heft 8

FLOSS, R. (1979): ZTVE-StB 76 Kommentar, S. 337 - 338

HINTSTEINER, E. (1969): Der ländliche Wegebau in der Steiermark, Straße und Autobahn, Jahrg. 20, Heft 4

HUNKE, E. (1929): Chinesische Gründungsarten, Bautechnik 14

HOMANN, O. (1976): Ersatz von Frostschutzkies durch kalkstabilisierte Lehmschichten, Straßen und Tiefbau, Heft 1

JASMUND, K.; LAGALY (1993): Tonminerale und Tone, Sternhopff Verlag

JESSBERGER, H.L.; JORDAN, P.; EBEL, W. (1988): Verfestigung und Verbesserung feinkörniger Böden mit Kalk im Ingenieurbau, Tiefbau 7

JESSBERGER; JORDAN; SCHÄFERS (1992): Bodenstabilisierung mit Kalk im Ingenieurbau, Tiefbau 7

KUONEN, V. (1969): Bodenstabilisierung mit Kalk, Straße und Verkehr, 55. Jahrg., Heft 7

RITTER, H. J.; STAHFF, U.(1991): Langzeitverhalten bindiger Böden nach der Verbesserung und Verfestigung mit Feinkalk, Tiefbau 5

SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL (1984): Lehrbuch der Bodenkunde, 11. Auflage Enke Verlag Stuttgart

STOLBA, R. (1969): Eine weitere Möglichkeit zur Verbesserung des Straßenuntergrundes durch Kalkpfähle, Straßen- und Tiefbau, 23. Jahrg., Heft 3, S. 254-256

VEDER, CH. (1979): Rutschungen und ihre Sanierung, Springer-Verlag

Merkblatt für Bodenverbesserung und Bodenverfestigung mit Kalken (Ausgabe 1979)

Eignungsprüfungen bei Bodenverfestigung mit Hochhydraulischem Kalk (Ausgabe 1977) - Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen

Swedish Geotechnical Institute, Linköping Rapport No 30/31

Stand der Technik: Stabilisierung mit Kalk, Transportation Research Board, National Academy of Scienes, 2101 Constitution Avenue, Washington, D.C. 20418 (1976)

Wärmedämmende Schichten beim Bau von Straßen
25 Jahre Erfahrungen 1969 - 1994

Karl Listner

1 Der frostsichere Straßenaufbau

Ein nach den RStO 86/89 [1] bemessener Straßenaufbau gilt als frostsicher, d.h. die Straße bleibt während Frostperioden und vor allem nach der Frosteinwirkung in der Auftauzeit im allgemeinen schadensfrei, obwohl nach längeren Frostperioden auch unterhalb des Oberbaues - im Untergrund bzw. Unterbau - Temperaturen < 0° C auftreten. Ein Beispiel soll die Frosteinwirkung verdeutlichen.

Eine Straße außerhalb geschlossener Ortslage verläuft im Einschnitt und liegt in der Klimazone III. Wenn die Fahrbahn in die Bauklasse I und der Untergrund in die Frostklasse F 3 eingestuft sind, beträgt die Dicke des Oberbaues 60 cm Basisdicke plus 20 cm Zuschläge A und B, also insgesamt 80 cm. Gewählt wird die Zeile 1 nach Tafel 1 RStO 86/89, der Oberbau besteht somit aus Asphaltdeckschicht, Asphaltbinderschicht und Asphalttragschicht mit einer Gesamtdikke von 30 cm sowie einer Frostschutzschicht von 50 cm Dicke.

Nach dem Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden an Straßen, Ausgabe 1991 [2], ist nach Bild 2 damit zu rechnen, daß bei einer Temperatur von - 9° C die 0°-Isotherme nach knapp 3 Wochen Frostdauer in den Untergrund unter den 80 cm dicken Gesamtaufbau eindringt und dort in dem sehr frostempfindlichen Boden (F 3) zur Eislinsenbildung führt. Bei einer geringeren Oberbaudicke (z.B. 50 cm) kann die Eislinsenbildung bereits nach weniger als einer Woche Dauerfrosteinwirkung von - 9° C auftreten.

Die erwähnten Eislinsen führen i.a. weniger während der Frostperiode zu Schäden, z.B. in Form von Längsrissen infolge ungleichmäßiger Hebung des Oberbaues, als vielmehr nach Beginn des Tauwetters durch die erhebliche Abnahme der Tragfähigkeit im Untergrund bzw. Unterbau infolge der aufgetauten Eislinsen. Dabei kann das Tauwasser der Eislinsen u.U. nicht schnell genug abfließen - eine Versickerung weiter nach unten entfällt, weil der Untergrund/Unterbau noch gefroren ist - und führt zur Verringerung der Konsistenz des Bodens und damit zu erheblichen Tragfähigkeitsverlusten im Untergrund/Unterbau. Reduzierungen des E_{v2}-Wertes von ursprünglich 100 % auf 60 % sind gemessen worden [3, Bild 15]. Damit kann

der Oberbau nur bei ausreichender Dimensionierung der Belastung aus dem Schwerverkehr schadensfrei widerstehen.

Um Frostschäden an Straßen zu verhüten, muß der Aufbau tragfähig und dick genug bemessen werden, womit gewährleistet werden kann, daß Verkehrslasten - auch bei zeitweise geringer tragfähigem Untergrund/Unterbau - abgetragen werden können und die Bildung von Eislinsen zeitlich so lange wie möglich - dickenbedingt - verzögert wird.

2 Wärmedämmende Tragschichten

Diese im vorigen Abschnitt genannten Bedingungen werden gemäß [1] auf herkömmliche und bewährte Weise durch die Decke, die oberen Tragschichten sowie zusätzlich die Frostschutzschicht erfüllt, womit seit Jahren Frostschäden an Straßen zuverlässig verhütet werden.

Bereits im Jahre 1966 wurde von der damaligen Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen der Unterausschuß "Dämmschichten als Frostschutz" in Köln berufen [4]. Der Ausschuß sollte in Zusammenarbeit mit anderen Gremien neuartige Bauweisen unter Verwendung von Wärmedämmschichten entwickeln und untersuchen. Zwar wurde ausdrücklich von Anfang an die Arbeit auf Ziele gerichtet, wie z.B.

- Konstruktion und Bemessung von Straßenbefestigungen mit Wärmedämmschichten,
- Wirkung von Dämmschichten auf den Bestand und den Zustand von Fahrbahndecken.

Jedoch kann kein Zweifel bestehen, daß längerfristig auch wirtschaftliche Fragen zu behandeln waren, wobei heute zusätzlich ökologische Probleme des Straßenbaues mit zu berücksichtigen sind. Eine wesentliche Aufgabe des Ausschusses bestand außerdem darin, daß Versuchsstrekken von den Straßenverwaltungen verschiedener Länder im Einvernehmen mit dem Ausschuß angelegt wurden. Die Bundesanstalt für das Straßenwesen wurde mit der Betreuung der Strekken beauftragt. In dem Forschungsbericht 6.204 "Untersuchungen über die Verwendbarkeit von Wärmedämmschichten im Straßenbau" 1978 Bundesanstalt für Straßenwesen [4] wurden die umfangreichen Messungen ausgewertet und veröffentlicht. Viele der damals gesammelten Erfahrungen und Erkenntnisse finden sich in den heutigen Fassungen der technischen Regelwerke im Straßenbau wieder, z.B. in den derzeit gültigen RStO 86/89 [1].

Nach [5, Abb. 3] erarbeitete der Ausschuß "Dämmschichten als Frostschutz" insgesamt 6 Bauweisen, die zum Teil in den Versuchsstrecken praktisch erprobt, und für die zudem Verfahren zur Berechnung der Dämmschichtdicken angewandt wurden.

Für die Versuchsstrecken wurden drei Arten Dämmstoffe, im Regelfall unmittelbar auf dem frostempfindlichen Untergrund/Unterbau verlegt, vorgesehen:

- Kunststoffhartschaum, ortverschäumt oder als Dämmplatten,
- Schaumpolystyrolbeton (EPS-Beton),
- bitumenumhüllter Blähton oder Blähschiefer (Leichtasphalt).

Über die Erfahrungen beim Einbau wird in [5] detailliert berichtet. Weitere Erkenntnisse wurden anhand von Baumaßnahmen in den 80er-Jahren gesammelt. In [2], Bild 9 sind 5 Bauweisen für einen frostsicheren Straßenaufbau dargestellt, wobei die Bauweisen 1 und 2 als übliche und in den RStO dargestellte Konstruktionen zu betrachten sind, die Bauweise 5 ist unter dem Begriff vollgebundener Oberbau bekannt. Die Bauweisen 3 a und 3 b sind als Vorschläge für den Straßenaufbau unter Einbeziehung wärmedämmender Schichten zu werten sind (Bild 1):

- Bauweise 3 a: Wärmedämmschichten mit tragenden Schichten aus mit Zement oder Bitumen gebundenem Wärmedämmgranulat [6], [7], wie z.B. mineralische Blähstoffe, Polystyrolschaum und
- Bauweise 3 b: Wärmedämmschichten ohne Trageigenschaften aus harten Schaumkunststoffen [8], die entweder unmittelbar auf der Baustelle verschäumt oder in Form von fertigen Platten verlegt werden.

Wie aus Bild 1 hervorgeht, zeichnen sich Bauweisen mit wärmedämmenden Schichten insbesondere durch geringere Dicken des frostsicheren Straßenaufbaus als die Regelbauweisen nach [1] aus. Die Kosten der Bauweisen in den Versuchs- und Erprobungsstrecken konnten bislang

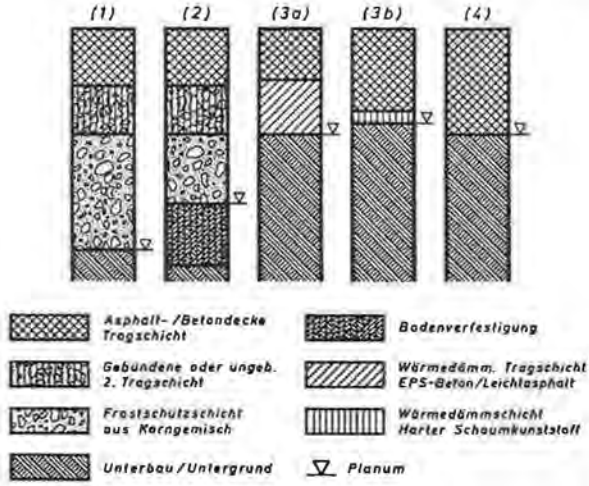


Bild 1: Frostsichere Bauweisen nach [2]

mit herkömmlichen Bauweisen nicht verglichen werden. Ein möglicher heutiger Kostenvorteil der herkömmlichen Bauweisen könnte zukünftig schwinden, falls das Angebot an üblichem Frostschutzmaterial abnimmt. Ein Kostenvergleich setzt in jedem Falle gleiche Trageigenschaften und vor allem gleiche Nutzungsdauer voraus.

3 Versuchs- und Erprobungstrecken

Mit der Konstituierung des Ausschusses "Dämmschichten als Frostschutz" im Jahre 1966 begann die Planung und Durchführung einer ganzen Reihe von Versuchs- und Erprobungsstrecken gemeinsam mit mehreren Straßenverwaltungen der Länder. Eine Übersicht über diese Strecken und deren Lage im Bundesgebiet zeigt Bild 2. Da sich die Strecken in vielerlei Hinsicht - Verkehrsbelastung, Länge, Anzahl der Varianten, Verwendung von Wärmedämmaterialien etc. - unterscheiden, wird in Tab. 1 eine Übersicht über die wesentlichen Merkmale gegeben. Die Varianten unterscheiden sich u.a. durch

- Einbaudicke,
- Art des Kunststoffschaumes,
- Einbauverfahren des Kunststoffschaumes (Platten oder Ortverschäumung),
- Art der Mineralstoffe bei Leichtasphalt (Blähton oder Blähschiefer),
- Zement oder Bitumen als Bindemittel für "leichte" Mineralstoffe.

Die "Null-Variante" ist meist vor und/oder hinter den Bauweisen mit Dämmstoffen eingebaut und besteht aus dem üblichen Aufbau mit den herkömmlichen Materialien und wurde nach den jeweils gültigen Richtlinien bemessen. Die Versuchsstrecken wurden einige Jahre lang - z.T. bis zum heutigen Tage - durch die BASt und/oder Institute der Länder mit umfangreichen Untersuchungen und Messungen wissenschaftlich betreut. Da die Prüf- und Meßergebnisse bei der Vielzahl der Strecken und Varianten verständlicherweise einen "riesigen" Umfang angenommen haben, kann hier lediglich eine Übersicht über die Prüf- und Meßprogramme gegeben werden. Insbesondere gehörten dazu u.a. folgende Untersuchungen:

1. Erfassung der Randbedingungen
   Bestimmung der Bodenkennwerte zur Ermittlung der Bodenklasse im Untergrund/Unterbau und Frostempfindlichkeit etc. sowie Ermittlung der Tragfähigkeit durch Plattendruckversuche und Einsenkungsmessungen mit Benkelmangerät u.a.
2. Ermittlung der Materialkennwerte der verwendeten Wärmedämmstoffe wie Rohdichte, Wärmeleitfähigkeit, Frostbeständigkeit, Wasseraufnahme, Festigkeit usw. anhand von Eignungsprüfungen.

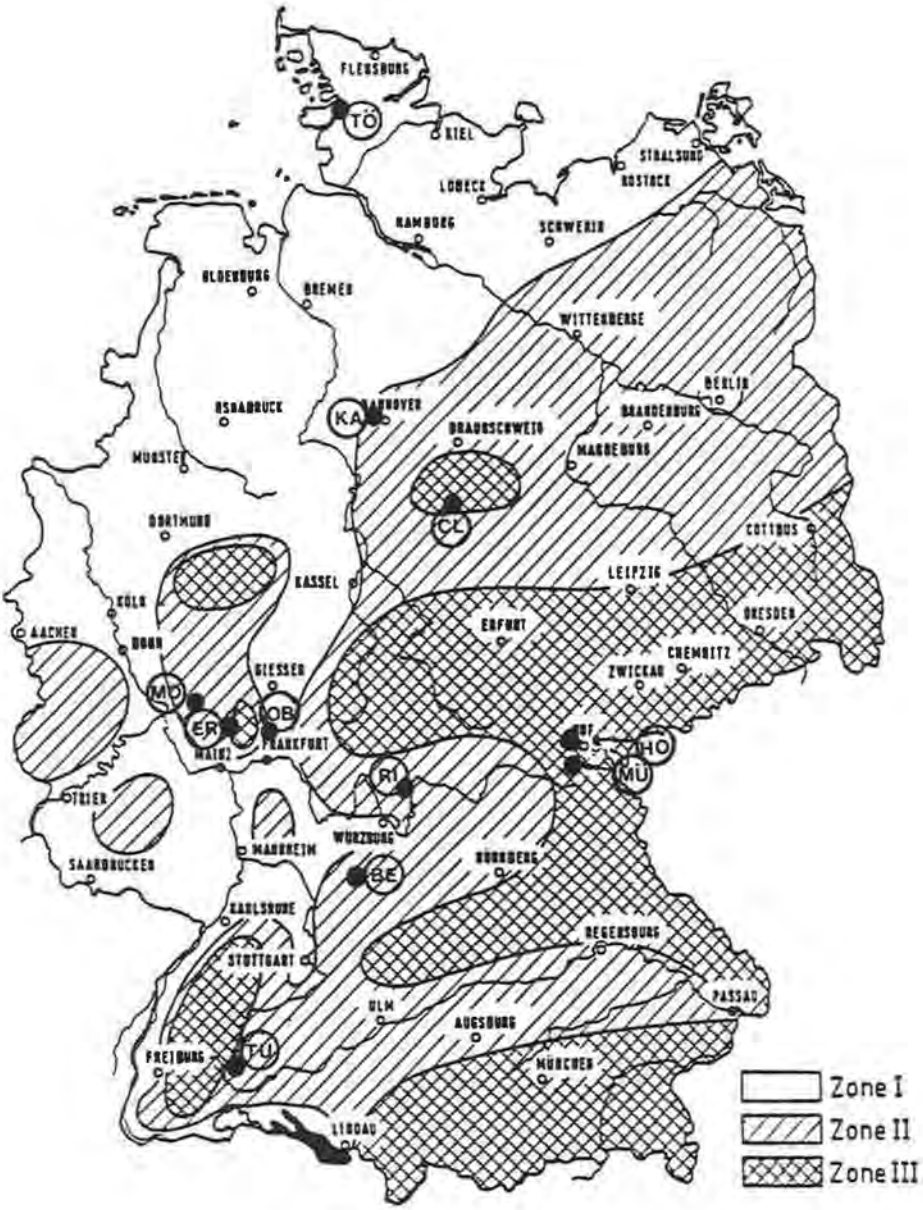


Bild 2: Lage der Versuchs- und Erprobungsstrecken in Deutschland mit Darstellung der Klimazonen nach RSTO 86/89

Ort		Kurzbeschreibung	Baujahr	Bauweisen (Bild 1)	Varianten Anzahl	Bemerkungen DTV 1990
Tönning	TÖ	Ausbau L I O 241	1965	3 a	0 + 4	besteht nicht mehr
Riedener Wald	RI	Zufahrt Rastanlage der BAB A 7	1966	3 a 3 b	0 + 4 + 4	~ 100 Kfz/24 h
Hof	HO	Verlegung der B 2	1968	3 b	0 + 2	~ 7.700 KfZ/24 h
Obererlenbach	OB	Ausbau der L 3008	1969	3 a 3 b	0 + 6 + 8	~ 5.500 KfZ/24 h
Münchberg	MÜ	Erneuerung der BAB A 9	1969	3 a	0 + 3	
Montabaur	MO	Neubau der OU B 49/B225	1969	3 a	0 + 2	~ 25.000 KfZ/24 h
Kananohe	KA	Verlegung der K 5	1969	3 a	0 + 1	~ 1.900 KfZ/24 h
Clausthal-Zellerfeld	CL	Neubau der B 242	1972	3 b	0 + 3	~ 4.000 KfZ/24 h
Berolzheim	BE	Ausbau der BAB A 81	1974	3 a	0 + 1	~ 14.000 KfZ/24 h
Tuningen	TU	Werkszufahrt Liapor-Werke	1981	3 a	2	nur LKW
Tuningen	TU	Parkplatz Liapor-Werke	1984	3 a	2	Erprobung des Einbaus
Erbach/Ts.	ER	Ausbau der OD der B 8	1986	3 a	1	~ 10.000 KfZ/24 h

Tab 1: Zusammenstellung aller ausgeführten Versuchs- und Erprobungsstrecken mit wärmedämmenden Tragschichten

3. Empfehlungen für Baustoffzusammensetzungen und Ableitung von Mindestanforderungen.
4. Kontrollprüfungen in Anlehnung an die Eignungsprüfungen.
5. Messungen während der Liegezeit, u.a.
   - Temperaturverlauf über die einzelnen Schichten und im Untergrund/Unterbau (Frosteindringung),
   - Wasseraufnahme, Wassergehaltsänderungen in den Wärmedämmschichten (Veränderung der Wärmeleitfähigkeit),
   - Einsenkungsmessungen mit Benkelmanbalken und Plattendruckversuchen,
   - Querprofilmessungen zur Erfassung eventueller Spurbildung.

Die bis zum Jahre 1975 gewonnenen Ergebnisse sind in [4] zusammengefaßt. In den darauf folgenden Jahren wurden an einigen Strecken die Beobachtungen nicht weiter fortgesetzt, weitere Veröffentlichungen - insbesondere über das Langzeitverhalten der Versuchs- und Erprobungsstrecken - liegen nicht vor.

4 Beispiele für die Auswertung

Anhand der Versuchsstrecken sollte die Untersuchung der Anwendung von Wärmedämmschichten mit drei Methoden unter gegenseitiger Ergänzung erfolgen:

- die Handhabung der Wärmedämmstoffe unter Einbeziehung der Einbautechniken,
- die Wirkung der Wärmedämmung,
- das Verhalten der Befestigungen unter Verkehr über viele Jahre hinweg.

Über die Einpassung in den Baubetrieb beim Einbau der Wärmedämmschichten wird in [5] eingehend berichtet. Zusammenfassend ist dazu zu bemerken, daß anfängliche Probleme beim Umgang mit den ungewohnten Baustoffen im Verlauf der Bauarbeiten oder auch nach längerer Zeit mit Hilfe maschinentechnischer Entwicklungen gelöst wurden. Hierzu seien zwei Beispiele angeführt:

- Hartschaumplatten (handelsübliche Rechteckplatten) erfordern ein ebenes Feinplanum, werden von Hand lose verlegt und vor Kopf mit Frostschutzmaterial überschüttet. In Kurven sind etwas aufwendigere Paßstücke einzufügen,
- Styroporbeton und Leichtasphalt sind mittels Straßenfertiger einzubauen, die über eine stufenlos entlastbare Verdichtungsbohle verfügen müssen, da die Bohle bei vollem Gewicht in das Material einsinkt.

Weitere Einbauhinweise finden sich in [5], [6], [7], [8].

Aus der Fülle der Meß- und Prüfergebnise in [4] sollen beispielhaft einige Daten vorgestellt werden, die einen längeren Zeitraum umfassen:

1. Messungen der Temperaturen in Abhängigkeit von der Tiefe in der Straßenkonstruktion über mehrere Jahre hinweg,
2. Einsenkungsmessungen mittels Benkelmanbalken,
3. Ermittlung der Wassergehalte in den wärmedämmenden Schichten.

Als Beispiel für Temperatur- und Einsenkungsmessungen eignet sich insbesondere die Versuchsstrecke Obererlenbach (Bild 2, Tabelle 1), da diese Strecke mit am längsten und auch heute noch durch die Baustoff- und Bodenprüfstelle Wetzlar des Hessischen Landesamtes für Straßenbau betreut wird. Die Feldereinteilung (jeweils 20 m lang) geht aus Bild 3 hervor, wobei die Felder B 1 bis B 3, Hocheinbau, aus der weiteren Betrachtung ausgeklammert bleiben, da die Randbedingungen nicht genau genug erfaßt werden konnten. Um zur Beurteilung eine bessere Übersicht zu gewinnen, werden nachfolgend die Felder mit weitgehend gleichartigem Aufbau zu Abschnitten zusammengefaßt (Tab. 2). Das anstehende Planum wurde durchgängig mit Kalk verbessert. Weitere Einzelheiten finden sich in [4].

In Tabelle 3 sind für die einzelnen Abschnitte jeweils die in den verschiedenen Wintern erreichten Tiefstwerte der Tagesmittel für die Temperaturen an der Fahrbahnoberfläche T_{FO} (Unterseite der Deckschicht) und die gleichzeitig ermittelten Temperaturen am Erdplanum T_E in °C aufgelistet. Aus den Zahlenwerten kann u.a. entnommen werden, daß

- in den Feldern mit Wärmedämmschichten die Temperaturen am Erdplanum deutlich höher ausfallen als im Feld mit herkömmlichem Aufbau und selten die 0° C-Grenze unterschreiten,
- die Eindringung des Frostes in den Untergrund/Unterbau kann in strengeren Wintern, z.B. 1970/71, auch mit den vorgegebenen Wärmedämmschichten nicht verhindert werden,
- die Temperaturen an der Fahrbahnoberfläche in den wärmegedämmten Feldern niedriger ausfallen als im Vergleichsfeld.

Für eine übersichtliche Darstellung der Temperaturen T_{FO} und T_E in Bild 4 wurden die Mittelwerte für die Winter 1969 bis 1974 sowie für 1976/77 gebildet, wobei die gemäß Tabelle 2 weitgehend gleichwertigen Felder zusammengefaßt wurden. Der Winter 1974/75 fiel zu mild aus, und die Zahlenwerte im Winter 1975/76 sind unvollständig.

Feld	Dicke Asphalt cm	Dicke Frostschutz cm	Dicke und Art der Wärmedämmung cm	Gesamtdicke cm
A1	19	40	---	59
A 2	25	20	3 (5) ortverschäumter Kunststoff	48 (50)
A 3	19	20	3 (5) ortverschäumter Kunststoff	42 (44)
A 4	19	12*) + 8	3 ortverschäumter Kunststoff und Hartschaumplatten	42
A 5	19	---	20 zementgebundener Styroporbeton	39
A 6	19/13		12/18 Leichtasphalt aus Blähton	31

*) obere 12 cm der Frostschutzschicht mit Zement verfestigt

Tab 2: Zusammengefaßte Feldeinteilung der Versuchsstrecke Obererlenbach

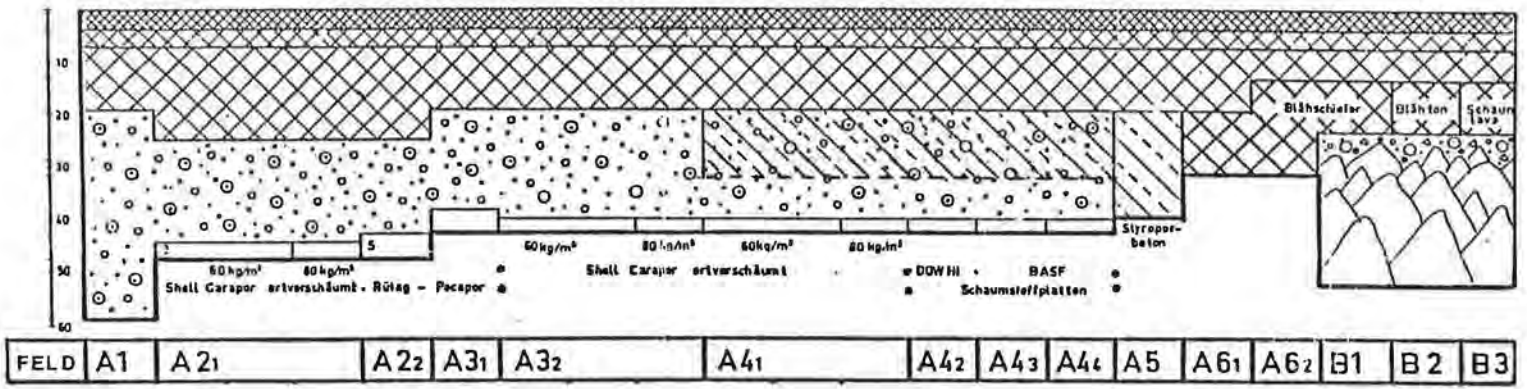


Bild 3: Feldeinteilung der Versuchsstrecke Obererlenbach

Winter	1969/70		1970/71		1971/72		1972/73		1973/74		1974/75		1975/76		1976/77	
Frostindex (Gradtage)	< 10		- 62		-24		-53		-18		< 10		-		-17	
Feld	T_{FO}	T_E	T_{FO}	T_E	T_{FO}	T_E	T_{FO}	T_E	T_{FO}	T_E	T_{FO}	T_E	T_{FO}	T_E	T_{FO}	T_E
A 1	-6,5	-1,5	-6,0	-4,0	-6,0	-1,5	-6,0	-2,5	-6,0	0,5	0,5	2,0	--	--	-6,0	0
A 2.1	-7,5	4,0	-9,0	0	-8,0	2,0	-7,0	0	-7,0	3,5	-0,5	4,0	-11,5	0	-6,5	2,5
A 2.2		3,5		1,5		3,0		2,5		5,0		4,5		-1,0		4,0
A 3.1	-6,5	4,0	-7,5	1,5	-7,0	3,5	-6,5	2,5	-6,5	5,5	-0,5	5,0	-9,0	-1,5	-6,5	5,0
A 3.2		2,5		-1,0		0,5		-0,5		2,0		3,0		2,0		1,5
A 4.1	-8,5	2,0	-9,5	-1,5	-9,0	1,0	-8,0	-0,5	-7,5	2,0	-2,0	4,0	-10,5	0	-9,0	2,0
A 4.2		2,5		0		2,5		1,0		4,0		4,0		-2,0		3,0
A 4.3		1,5		-		2,5		0,5		3,5		4,0		-4,0		2,5
A 4.4		3,5		-0,5		2,5		0,5		4,5		5,5		-1,0		3,0
A 5	-9,0	2,0	-7,5	0,5	-9,0	1,5	-8,0	0	-8,5	3,0	-2,0	2,5	-11,0	-2,5	-8,0	1,8
A 6.1	-8,5	0,5	-6,0	-0,5	-8,5	0,5	-7,5	-0,5	-7,5	1,5	0	4,0	-11,0	-0,5	-6,5	1,0
A 6.2	-9,0	0,5	-8,0	-0,5	-9,0	1,0	-8,0	0,5	-8,5	3,5	-1,0	4,5	-13,0	-1,5	-8,0	0,5
B 1		-1,5		-2,0		-0,5		-2,0		0		3,5		-4,0		-0,5
B 2	-10,5	0	-7,5	-1,0	-9,0	0,5	-7,5	-1,0	-8,5	2,5	0	4,0	-12,0	-2,0	-8,0	1,5

Tab 3: **Tiefste Tagesmittelwerte der Temperatur T_{FO} an der Fahrbahnoberfläche (unterhalb der Deckschicht) und der Temperatur T_E am Erdplanum in °C.**

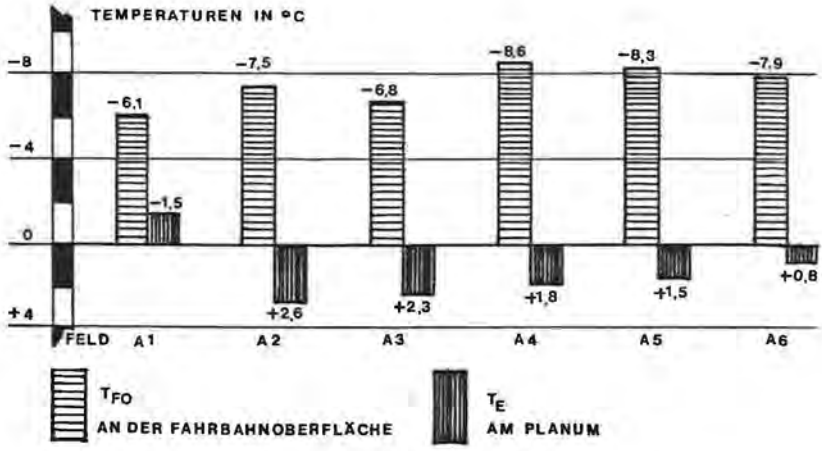


Bild 4: Mittelwerte der tiefsten Tagestemperaturen an der Fahrbahnoberfläche und am Erdplanum in °C

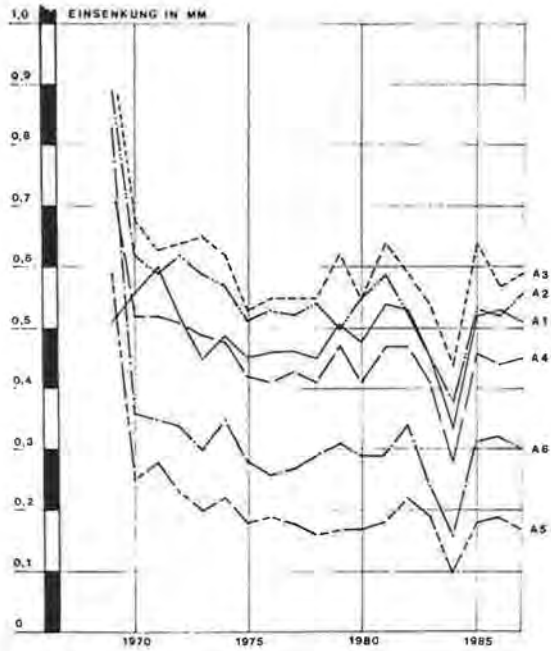


Bild5: Verlauf der "Frühjahrseinsenkungen", gemittelt über gleichartige Felder zwischen 1970 und 1987 (Quelle: Baustoff- und Bodenprüfstelle Wetzlar)

Die Einsenkungen auf jedem der Versuchsfelder wurden seit 1969 mit nur wenigen Unterbrechungen bis in die frühen 90er-Jahre jeweils im Frühjahr und Herbst mittels Benkelmanbalken gemessen. Die Frühjahrswerte der Einsenkungen sind für die sechs Abschnitte (mit Temperaturkorrektur) über die Jahre aufgetragen (Bild 5).

Aus dem Verlauf der Kurven wird deutlich, daß anfänglich größere Einsenkungen sich im Verlaufe der folgenden zwei bis drei Jahre stabilisieren und dann je nach Meßtemperaturen oder Wassergehalt des Untergrundes/Unterbaues um einen mittleren Wert (Bild 5) schwanken. Außerdem sind in Bild 6 die aus sämtlichen Einzelwerten der Jahre 1969 bis 1987 errechneten Mittelwerte dargestellt. Danach können der Styroporbeton und der Leichtasphalt, deutlich an den relativ geringen Einsenkungswerten etwa zwischen 0,2 und 0,3 mm erkennbar, als wärmedämmende Tragschichten im Sinne des vollgebundenen Oberbaues angesehen werden. Die Einsenkungswerte im Vergleichsfeld sowie in den Feldern mit Kunststoffhartschaum bewegen sich zwischen rd. 0,4 und 0,6 mm und sind demnach doppelt so groß wie bei den Feldern mit wärmedämmenden Tragschichten.

Die Wassergehaltsbestimmung in Wärmedämmschichten in eingebautem Zustand nach längerer Liegezeit gestaltet sich nicht ohne Probleme. Übliche, naß gebohrte Bohrkerne verfälschen das Ergebnis und "trockene" Bohrkerne haben hohen Verschleiß der Bohrwerkzeuge zur Folge. Ausbaustücke aus den tieferen Schichten lassen sich nur mit großem Aufwand entnehmen.

Aus den genannten Gründen ist das vorhandene Zahlenmaterial wenig umfangreich. Aus [10] wird eine Tabelle mit Wassergehaltsmessungen vorgestellt, die zumindest Tendenzen für die Entwicklung des Wassergehaltes in Wärmetragschichten im Verlaufe der Zeit erkennen läßt (Tab. 4). Nach den Zahlenwerten erscheint es als wahrscheinlich, daß Leichtasphalt weniger Wasser aufnimmt als z.B. zementgebundene "Leicht"-Mineralstoffe. Dabei nimmt der Wassergehalt offensichtlich anfangs sehr rasch zu, um dann bei einem bestimmten Wert konstant zu bleiben.

Höherer Wassergehalt in Wärmedämmschichten erhöht die Dichte und damit die Wärmeleitfähigkeit. Aus Laboruntersuchungen [4], [10] ergibt sich, daß beispielsweise bei einer Erhöhung des Wassergehaltes von 0 auf 15 Gew.-% sich die Wärmeleitfähigkeit von Polystyrolbeton um rund 40 %, bei Leichtasphalt aus Blähton um rund 25 % erhöhen kann.

Wassergehalt w_v (Vol.-%) nach n-Jahren

Versuchsstrecke	Tönning LIO 241		Riedener Wald BAB A 7		Obererlenbach L 3008		Kananohe K 5	Montabaur B 49/225	Tuningen Werkstr.	Tuningen Parkpl.
Dämmstoff	LA - T	LB - T	LA - T	LA - S	LA - S	LB-EPS	LA - T	LB - EPS	LA - T	LA - T
Trockendichte ρ_d	0,95	0,85	1,16	1,22	1,07	0,58	1,2	0,54	0,82	0,82
Baujahr	1965	1965	1966	1966	1969	1969	1969	1969	1982	1984
n = 1 bis 2					1,8	12,3				5,6
3 bis 4								12,0	1,5	
5 bis 6					1,2	15,2		14,3		
7 bis 8	0,9	16,2								
9 bis 10										
11 bis 12		15,5			2,2			16,7		
13 bis 14							1,2			
15 bis 16	1,8	14,2	17,4	3,7	2,0	16,0	0,8	14,2		
17 bis 18										
19 bis 20			16,4	2,4						

Abkürzungen: LA - T Leichtasphalt m. Blähton
LA - S Leichtasphalt m. Blähschiefer
LB - T Leichtbeton m. Blähton
LB - EPS Leichtbeton m. EPS

Der Wassergehalt w_v wird angegeben in Volumen-Prozent
$w_v = 100\, n_w$, $w_v = w \cdot \varsigma_d/\varsigma_w$
$\varsigma_w = 1{,}0$ g/cm³

Tab 4: Wassergehalt in Wärmedämmschichten untersucht an Proben aus Versuchsstrecken durch BASt-B 1.4

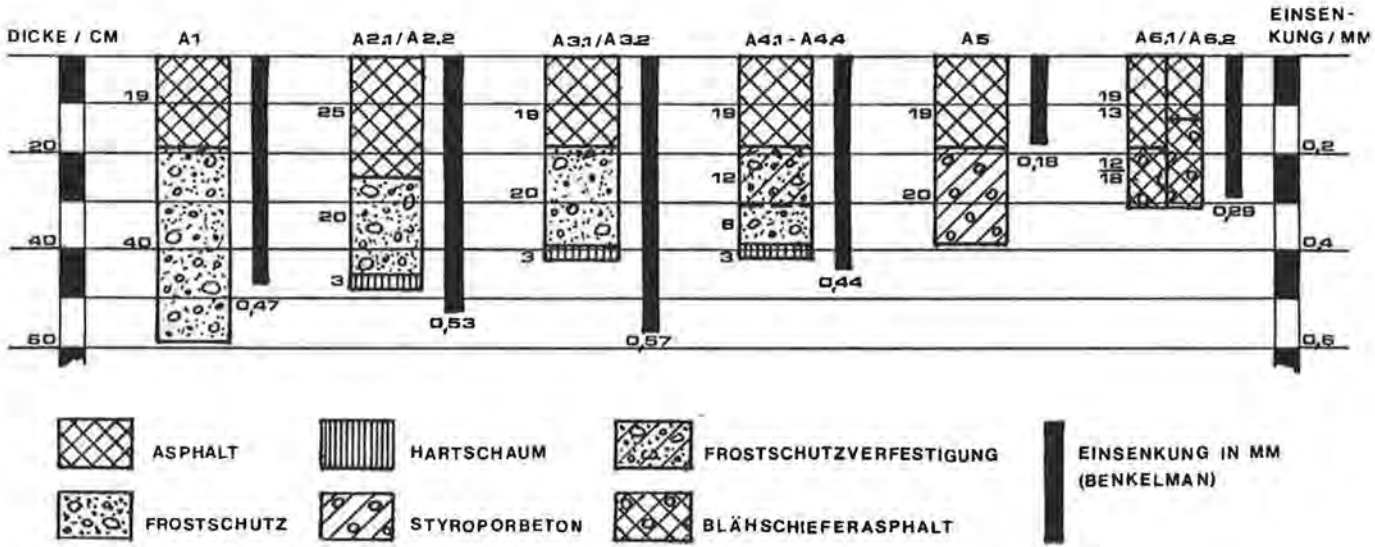


Bild 6: **Einsenkungen in mm aus Benkelmanversuchen als Mittelwerte der Frühjahrs- und Herbstmessungen der Jahre 1969 bis 1987 (Quelle: Baustoff- und Bodenprüfstelle Wetzlar).**

5 Visuelle Zustandsbeurteilung

Im Jahre 1992 beschloß der Arbeitsausschuß 5.1. "Frost" der Arbeitsgruppe 5 "Erd- und Grundbau" der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, die Bauweisen mit wärmedämmenden Schichten der Fachwelt wieder in Erinnerung zu rufen, da eine ganze Reihe von Untersuchungen seit Jahren abgeschlossen wurden und Veröffentlichungen über die Bauweisen in jüngster Zeit selten waren.

Der Vorsitzende des Ausschusses "Frost", der Verfasser des vorliegenden Aufsatzes, konnte im Jahre 1993 zwei Studenten des Fachbereiches Bauingenieurwesen der Fachhochschule Darmstadt gewinnen, die eine Bestandsaufnahme der in Abschnitt 3 vorgestellten Versuchs- und Erprobungsstrecken mit wärmedämmenden Schichten im Rahmen einer Diplomarbeit erarbeiten sollten [9].

In den Monaten Oktober und November des Jahres 1992 wurden nach intensiver Vorbereitung und Kontaktaufnahme mit den zuständigen Straßenbau- und Autobahnämtern sowie den vorgesetzten und den nachgeordneten Dienststellen (Landesämter bzw. Straßen- und Autobahnmeistereien) die Versuchs- und Erprobungsstrecken besucht und begutachtet. An dieser Stelle sei die Hilfsbereitschaft und Unterstützung der eingeschalteten Behörden besonders hervorzuheben, ohne die diese Bestandsaufnahme nicht möglich gewesen wäre.

Die Kriterien für die visuelle Beurteilung des Zustandes der Oberflächen der Versuchsstraßen waren vorab in Zusammenarbeit mit Vertretern der BASt aufgestellt worden und sind - wie folgt - zu umschreiben:

- Rißbildung (Netz-, Längs- und Querrisse),
- Verformungen (Spurbildung, flächige Setzungen, Änderungen des Längsprofiles),
- Allgemeine Erscheinungen (Verschleiß, Ausmagerungen).

Ergänzt wurden die Beobachtungen durch Gespräche mit Straßenmeistern und z.T. der örtlichen Polizei, um Besonderheiten, wie Unfallhäufigkeiten o.ä. zu erfahren. Außerdem sollten - sofern möglich - Bohrkerne für eventuelle Mischgut- oder Wassergehaltsuntersuchungen entnommen werden.

Die Ergebnisse lassen sich - wie folgt - beschreiben:

1. Grundsätzlich wurde festgestellt, daß in den Versuchsstrecken keine auffallenden Unterschiede zwischen den herkömmlichen Bauweisen (Vergleichsfelder) und den Bauweisen mit wärmedämmenden Schichten zu erkennen waren

2. Nennenswerte Schäden wurden auf der B 2 in Hof festgestellt; die sich gebildeten Längsrisse waren jedoch auf die übermäßige Zunahme des Verkehrs auf das Dreifache nach 1990 und zwar in den Versuchs- als auch in den Vergleichsfeldern zurückzuführen.
3. Ein Querriß in Clausthal-Zellerfeld - B 242 - ist augenscheinlich auf die Feldgrenze zwischen Vergleichsfeld und dem anschließenden wärmegedämmten Aufbau zurückzuführen und deutet somit nicht auf einen Schaden innerhalb eines Versuchsfeldes hin.
4. Auffälliges frühzeitiges Glatteis auf den wärmegedämmten Versuchsfeldern war durch die Straßenmeistereien in keinem Fall beobachtet worden. Entsprechend konnten Unfallhäufungen durch die zuständigen Polizeidienststellen nicht festgestellt werden.

6 Zusammenfassung

Seit nunmehr 25 Jahren liegen über den Bau und die Bewährung von Straßen mit wärmedämmenden Schichten vielfältige Erfahrungen vor. Solche Schichten aus Hartschaumkunststoff (ohne Trageigenschaften) oder aus zement- oder bitumengebundenen Leichtbaustoffen (mit Trageigenschaften) sollen die Eindringung von Frost in den Untergrund/Unterbau von Straßen verhindern, zumindest jedoch soweit verzögern, daß eine übermäßige Bildung von Eislinsen in Böden der Frostklassen F2/F3 verhindert wird.

Bei ausgewählten Versuchs- und Erprobungsstrecken wurde z.B. nachgewiesen, daß das langjährige Mittel der Temperatur am Planum unter der wärmedämmenden Schicht über 0° C, im Vergleichsfeld mit herkömmlichem Aufbau dagegen unter 0° C lagen (Bild 4).

Messungen mit dem Benkelmanbalken ergaben zudem vergleichbare Einsenkungen, beim Aufbau mit wärmedämmenden Tragschichten sogar um etwa 50% geringere Einsenkungen (Bild 6).

Auch visuelle Beurteilungen lassen keinerlei Anhaltspunkte für ungünstigeres Gebrauchsverhalten von Straßen mit wärmedämmenden Schichten erkennen, selbst unter Berücksichtigung der hier gewählten geringeren Gesamtdicken - vergleichbar mit den Bauweisen des "vollgebundenen" Oberbaus. Die geringeren Dicken haben zwar z.Zt. keine Kostenverringerung, jedoch deutliche Materialeinsparungen zur Folge.

Abschließend kann somit bestätigt werden, daß die in den Versuchsstrecken gewählten Bauweisen mit wärmedämmenden Schichten zu herkömmlichen Bauweisen gleichwertig hinsichtlich Frosteindringung, Tragverhalten, Lebensdauer, Befahrbarkeit etc. zu bewerten sind. Bemessungsvorschläge und technische Regelwerke wurden erarbeitet, so daß die Anwendung wärmedämmender Schichten im Straßenbau wegen der geringeren Konstruktionsdicke grundsätzlich in Erwägung gezogen werden sollte.

7 Literaturverzeichnis

[1] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen (RStO), Ausgabe 1986, ergänzte Fassung 1989, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, FGSV

[2] Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden an Straßen, Ausgabe 1991, FGSV

[3] Entstehung und Verhütung von Frostschäden an Straßen 1994, Heft 105, FGSV

[4] Untersuchungen über die Anwendbarkeit von Wärmedämmschichten im Straßenbau 1978, Bundesanstalt für Straßenwesen, Mönchengladbach (BASt)

[5] Anwendung von Dämmschichten im Straßenbau 1972, Heft 86, FGSV

[6] Merkblatt für die Ausführung von Fahrbahnbefestigungen mit wärmedämmenden Tragschichten, Teil 1: Schaumpolystyrol-Beton, 1984, FGSV

[7] Ausführung von Fahrbahnbefestigungen mit wärmedämmenden Tragschichten aus Leichtasphalt unter Verwendung von Blähton, Arbeitspapier Nr. 11/1985, FGSV

[8] Merkblatt für die Ausführung von Fahrbahnbefestigungen mit Wärmedämmschichten aus harten Kunststoffen, 1984, FGSV

[9] Bestandsaufnahme des Zustandes von Straßen mit wärmedämmenden Schichten, 1993, Diplomarbeit FB Bauingenieurwesen, FH Darmstadt, Dipl.-Ing. Dingeldein, Schwabel

[10] Wärmedämmschichten in Straßen, Interner Bericht der BASt, 1993

Frost in der internationalen Forschung im Straßenbau

Horst Bergler

1 Einleitung

Das letzte große internationale Symposium Frost fand in Finnland statt. Von Klima und Boden her betrachtet war Finnland prädestiniert, ein internationales Frostsymposium zu veranstalten. Finnland war es ebenso wegen seiner wissenschaftlichen Kompetenz. Dieses an Bevölkerung kleine Land nimmt einen führenden Platz in Geologie und Frostforschung ein. Finnland ist das Land der tausend Seen, es sind etwa 55.000 % der Fläche von Wasser bedeckt, 72 % von Wald. Der tiefere Untergrund ist Urgestein, dem eine dünne nacheiszeitliche humose oder moorige Schicht aufliegt; denn in der letzten Eiszeit bis etwa 8.000 v. Chr. war ganz Skandinavien von Eis bedeckt. Reste des Eises haben sich in Form von Permafrost im nordwestlichen Landesteil, angrenzend an Norwegen, in Höhen von etwa 1.000 m und darüber erhalten. Das Urgestein ist zwar nur wenig verwittert, aber die oberste Schicht und die quartären Auflagen sind mineralogisch außergewöhnlich frostempfindlich.

Die nördlichste Provinz Lappland hat etwa 200.000 Einwohner auf 99.200 km², das sind 2 Einwohner pro km². Das dünnbesiedelte Land wird von 9.000 km öffentlicher Straße erschlossen, die das ganze Jahr über befahrbar sein sollen. Auf etwa 1.500 km davon ist der Verkehr im Gewicht beschränkt, auch kann es hier Totalsperrungen bis zu 4 Wochen zur Zeit des Frostaufganges geben. Straßenbau und Unterhaltung erfordern hohe Kosten, doch "die Leute sind die Beschränkungen gewöhnt und beklagten sich nicht" .

An wenigstens 100 Tagen im Jahr sinkt die Temperatur unter 0°C, Frosttiefen von 2 m sind normal, 1985 wurden sogar 4 m erreicht. Die ungewöhnliche Frosttiefe führte damals zu enormen Schäden an den Versorgungsleitungen.

Wenig befahrene Straßen im hohen Norden sind im Winter durch einen Eispanzer geschützt. Gestreut wird nicht, dafür wird das Eis von Zeit zu Zeit mit schweren Kratzern aufgerauht. Der Schnee wird geräumt und gefräst, 4 bis 6 m hohe durchgefräste seitliche Schneewälle sind keine Seltenheit.

Aus nördlichen Regionen wird von Phänomenen und Schäden berichtet, wie sie bei uns nicht vorstellbar sind. Eindrucksvolle Bilder wurden gezeigt, z.B. von einem Zaun mit einbetonierten

Betonpfosten, die vom Frost jedes Jahr so gehoben wurden, daß die Pfosten förmlich aus dem Boden gepreßt wurden; oder von einem zur Straße parallelen Graben in Nordfinnland, in dem das Wasser lange Zeit während des Frostes unter dem Eis weiterlief. Das Eis wuchs unentwegt nach oben, so daß am Ende des Winters ein meterhoher Eiswall neben der Straße verlief.

Die Vorträge und Berichte mit den Literaturangaben dazu und der ISSMFE-Bericht (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering; VTT Symposium 94, 2 Bände[1], erhältlich über Government Printing Center, Mail Orders, POB 516 SF-00101 Helsinki Finnland, Preis 150 US Dollar) sind sehr umfangreich.

Die internationale Forschung stellt drei Schwerpunkte heraus:

- Mechanik des Gefrierens und Auftauens von Böden; thermische und physikalische Aspekte.
- Frostempfindlichkeit und Frosthebungseigenschaften von Böden;
- Frostschutz in Entwurf und Konstruktion; Schäden an Konstruktionen aufgrund der Frostwirkung in Böden, Analyse, Reparatur und Maßnahmen gegen Frostwirkung in Böden.

Aus der inhaltlichen Fülle und der Menge der Berichte sei in verkürzender Darstellung zusammengefaßt:

2 Stand der Theorie

Der Prozeß der Frosthebung und der dem Auftauen folgenden Konsolidierung kann Schäden an Konstruktionen in Gebieten von Permafrost oder vorübergehendem Frost hervorrufen. Das Verständnis und die Simulation der physikalischen Vorgänge waren und sind das langfristige Forschungsziel.

Bekanntlich sind zur Frosthebung drei Bedingungen notwendig:

- Die Temperatur im Boden muß lange genug so kalt sein, daß das enthaltene Wasser gefriert.
- Der Spiegel des frei beweglichen Wassers muß so nahe an der Gefrierzone des Bodens liegen, daß Wasser zu den wachsenden Eislinsen wandern kann.
- Der Boden muß von solcher Beschaffenheit sein, daß sich Eis in Form von Linsen bildet und vom Boden trennt.

---

[1] Seitenangaben beziehen sich hierauf

Zur Kraft, die das Wasser in Bewegung setzt, gibt es

- die Kapillartheorie; die einzige bewegende Kraft ist die Kapillarität, die an der Trennfläche Wasser/Eis besteht. Kelvin-Gleichung;
- die thermodynamische Theorie; sie liefert ein besseres Verständnis für den Wassernachschub mit Hilfe einer verallgemeinerten Clausius-Clapeyron-Gleichung;
- das Konzept des Trennungspotentials (Segregation Potential Concept).

Dieses besagt, daß das Wasser zu der Eislinse durch eine dünne Zone teilweise gefrorenen Bodens wandert. Die Clausius-Clapeyron-Gleichung gilt nur an der Unterseite der Eislinse. Die Geschwindigkeit des Zuflusses ist demzufolge abhängig vom Temperaturgradienten und einem Trennungspotential.

Ein bedeutender Aspekt der Trennung von Boden und Eislinse ist die Rolle, die Spannungsspitzen und Spannungsüberschreitungen im Boden beim Gefrieren spielen, und wie dies wiederum auf die Trennung von Boden und Eislinsen zurückwirkt.

Über das wichtige Problem des Frosthebungskriteriums ist noch keine einhellige Meinung gebildet. Selbst der Beginn der Frosthebung ist nicht eindeutig definiert. Verminderungen der Frosthebung durch Auflast sind in der Literatur umfangreich belegt.

Seit Jahren gehen die Bemühungen dahin, mathematische Modelle aufzubauen. Sie gehen stets von eindimensionaler Wärmeströmung aus und treffen dann verschiedene Annahmen. Doch schon 1981 wurde darauf hingewiesen, daß die Meßfehler der physikalischen Parameter, die in die Berechnungen eingehen, beträchtlich sind. Infolgedessen wird es nie möglich sein, die Frosthebung exakt vorauszuberechnen, so daß probabilistische Konzepte vorgeschlagen werden.

Nicht minder schwierig ist die Mechanik des Auftauens darzustellen: Der in der Umgebung der geschmolzenen Eislinse mit Wasser übersättigte Boden kann keine Spannung aufnehmen noch das Wasser dorthin ableiten, woher es gekommen war, solange die Schicht darunter noch gefroren ist. Tauvorgang und Voraussage der nachfolgenden Konsolidierung bereiten Schwierigkeiten.

Das Symposium hat dargelegt, daß

- die mathematischen Modelle genauer werden
- die Berechnungen mit Hilfe der Computer verfeinert werden, indem immer mehr Parameter in die Berechnung Eingang finden. Besonders ist das von Fremond, Duquennoi, Levy

vorgestellte Rechenprogramm hervorzuheben, welches in der Lage ist, drei Frost-Tau-Zyklen bei verschiedener Geometrie und unterschiedlichsten Materialien am Bildschirm zu simulieren. Allerdings ist eine Vielzahl von Parametern einzugeben, so daß dadurch die praktische Genauigkeit in Frage gestellt ist.

Eine Sensitivtätsanlage erscheint deshalb angebracht. (Dazu wird auf die Veröffentlichung - Entstehung und Verhütung von Frostschäden an Straßen, Heft 105 der FGSV verwiesen).

Faßt man die Theorie zusammen, so sind drei wesentliche Gleichungen zu betrachten (Nordal, Refsdal, S. 107 ff):

1. Temperatur als Funktion von Position und Zeit
2. Bewegung des Wassers entsprechend dem thermodynamischen-chemischen Potential
3. Mechanische Verschiebungen und Spannungen

Dazu gehören Massenbilanz-, Energiebilanz- und Wärmekapazitätsgleichungen. Diese können nicht alle gleichzeitig erfüllt werden (Fremond et.al.), was das Problem der mathematischen Modellbildung umreißt.

3 Anwendungen in der Praxis

Die Berechnungen der Frosttiefe und der Frosthebung werden praktischerweise vereinfacht. (Saarelainen S. 473 ff.)

Frosttiefe $z = k * \sqrt{FI}$ FI = Frostindex

Frosthebung $h = m * \sqrt{FI}$

Die Faktoren k bzw. m sind Material- und Erfahrungskonstante, die bekannt sein müssen. Der Wert der Erfahrung des Fachmannes wird hier deutlich.

Untersuchungen an gefrorenem Material weisen aus, daß der Anteil des frei beweglichen Wassers im gefrorenen Boden, d.h. unter 0°C, vom Boden und der Temperatur abhängt.

Die Konsolidierung nach dem Auftauen ist gleichfalls materialabhängig. Vähääho, Lappalainen, Ryhänen berichten über Konsolidierung von Ton und stellen fest, daß die Scherfestigkeit zunächst abnimmt, dann aber wieder zunimmt. Für ein bestimmtes Material geben sie den Rat "Stabilisation by waiting", also erst den Boden, z.B. für eine Fundierung, ausheben und dann warten. Elektronenmikroskopische Aufnahmen begründen diesen Rat (S. 591).

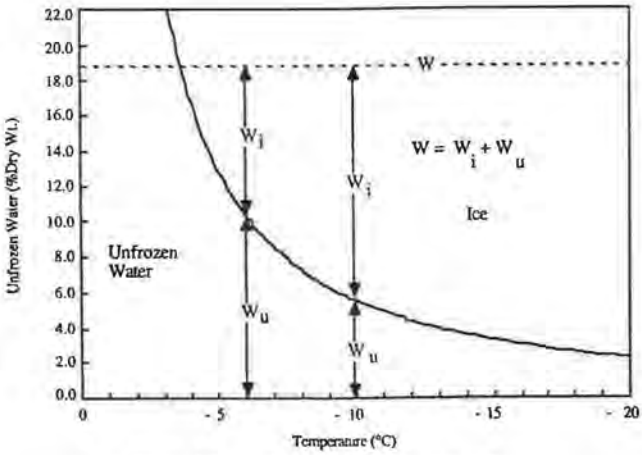


Figure 2.0 Generalized Water-Ice Phase Diagram.

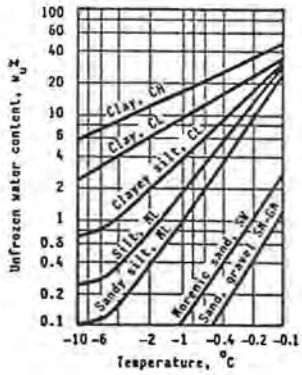


Fig. 2-4 Unfrozen water content for different Norwegian soils /25/

Temperatur- und Strahlungsvorgänge werden erfaßt. M. Dysli, Bodenmechanisches Labor, Swiss Federal Institut of Technology, Lausanne, beschreibt die Minderung des Frostindex FI und einen Strahlungsindex RI und erhält so den für die Frosteindringung maßgeblichen Index an der Straßenoberfläche FI_s = FI - RI. Schweizer Norm SN 670 140 a.

Praktische Beispiele zur Flachgründung und zur Frostbelastung von Stützmauern geben Nordal und Refsdal auf S. 147 an.

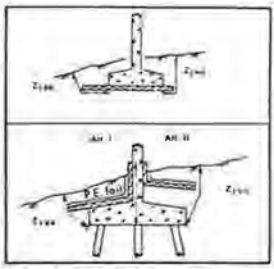


Fig. 7.1-4 Insulation used to reduce foundation depth for bridge piers and columns /18/

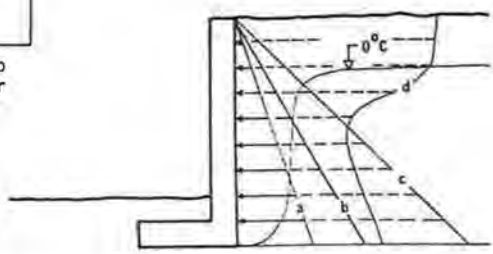


Fig. 7.2.-1 Illustration of different pressures against a retaining wall, a = active case, b = at rest case, c = passive case, d = assumed frost heave case

4 Künftige Aufgaben

Den Ausblick auf die künftigen Aufgaben gab der Arbeitsbericht 1985 bis 1989 des ISSMFE Technical Committee on Frost, TC-8, von Prof. E. Slunga, Finnland.

Die Aufgaben des technischen Komitees werden definiert:

a) Vorschlag von Prüfverfahren in bezug auf die Frostempfindlichkeit von Böden

b) Erarbeitung von Definitionen, einer Terminologie und von Symbolen zur Beschreibung von Frostproblemen

c) Sammlung und Verbreitung von Informationen über Berechnung, Planung, Baustoffe und Bauweisen.

Die Methoden zur Bestimmung der Frostempfindlichkeit eines Bodens sind aus dem Schema abzulesen (S. 27, Appendix A).

ISSMFE Technical Committee on Frost, TC - 8

Appendix A

A schedule of reference methods for determining the frost susceptibility of a soil

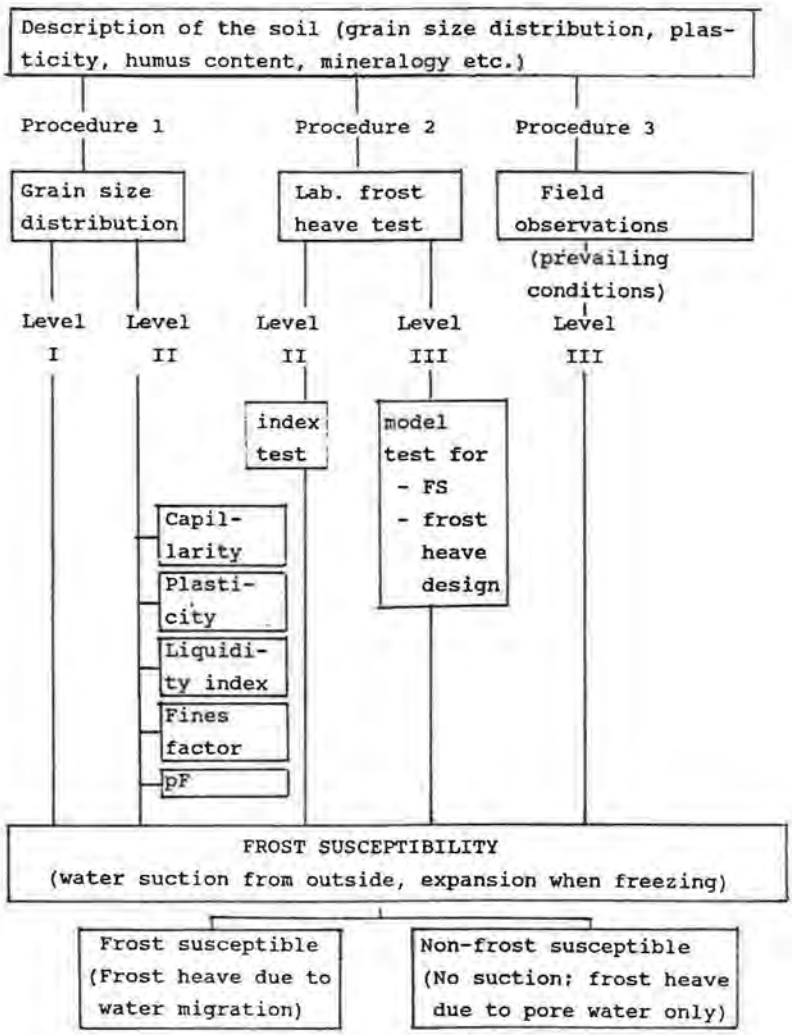


Tabelle 1 (S. 21) gibt Einordnungskriterien des Niveaus II an

FS-CLASS	PLASTICITY CHART		CAPILLARY RISE /1/	LIQUIDITY INDEX /5/	FINES FACTOR /4, 6/	SEGREGATION POTENTIAL	FROST HEAVE RATE/2/
	Soil type (USCS)	Plasticity index I_p/Liquid limit w_L, % /3/	m			SP_c - mm / K h / mm	mm/d (CRREL-test)
NEGLIGIBLE	GW, GP SW, SP	$I_p < 1$	< 1	≤ 0	< 2,5	< 0,5	< 0,5
LOW	CH	$I_p \geq 7; w_L > 50$	1,0-1,5	< 0,25	2,5-5	0,5-1,5	0,5-2
MEDIUM	CL Above A-line OH, MH Under A-line	$I_p \geq 7; w_L = 35-50$ $I_p \geq 7;\ w_L > 50$	1,5-2,0	0,25-0,50	5-10	1,5-3,0	2-4
STRONG	CL Above A-line ML Under A-line OL Under A-line	$I_p \geq 7;\ w_L < 35$ $I_p \leq 4;\ w_L < 50$ $I_p \geq 7; w_L = 35-50$	> 2,0	> 0,50	> 10	> 3,0	> 4

Soils above A-line with I_p between 4 and 7 are borderline cases requiring the use of several methods
/1/ Beskow (1949)
/2/ Chamberlain (1981)
/3/ Merkblatt für die Vermutung von Frostschäden in Strassen. Entwurf 03/87
/4/ Rieke & al. (1983)
/5/ SNiP II-15-74
/6/ Vinson & al. (1987)
SP_c is segregation potential from a FS-test (appendix D).

Tabelle 2 (S. 23) teilt die Frostempfindlichkeit ein aufgrund von Kapillarität und Feuchtigkeitsindex

FS-CLASS	CAPILLARY RISE /1/ m	LIQUIDITY INDEX /5/ $\frac{w - w_p}{w_L - w_p} = I_L$		
NEGLIGIBLE	< 1	$I_L \leq 0$	z > 0,5 m z > 1,0 m z > 1,5 m z > 2,5 m z > 3,0 m	fine sand silty sand silt clayey silt clay
LOW	1,0-1,5	$0 < I_L < 0,25$	z ≤ 0,5 m 0,5 m < z ≤ 1 m 1 m < z ≤ 1,5 m 1,5 m < z ≤ 2,5 m 2 m < z ≤ 3 m	fine sand silty sand silt clayey silt clay
MEDIUM	1,5-2 z ≥ 1 m; $C_u > 20$ z ≥ 1,5 m; $C_u < 20$	$0,25 < I_L < 0,50$	– z ≤ 0,5 0,5 m < z ≤ 1 m 1 m < z ≤ 1,5 m 1,5 m < z ≤ 2 m	fine sand silty sand silt clayey silt clay
STRONG	> 2 z < 1 m; $C_u > 20$ z < 1,5 m; $C_u < 20$	$I_L > 0,50$	– – z < 0,5 m z < 1 m z ≤ 1,5 m	fine sand silty sand silt clayey silt clay

C_u is coefficient of uniformity
z distance from the design freezing depth to ground water level
/1/ Beskow (1949)
/5/ SNiP II-15-74

Dem Technischen Komitee 8 bleibt nach eigener Feststellung noch viel Arbeit, sowohl wissenschaftlich als auch praktisch. Der einhellig anerkannte Frosttest ist nämlich noch nicht gefunden.

Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat im frostsicheren Aufbau von Straßenbefestigungen

Bernd Vosteen

1 Allgemeines

Schon vor mehreren Jahrtausenden hat es Behandlungen feinkörniger Böden mit Kalken gegeben. Viel zitiert sind die Shensipyramiden, Abschnitte der Chinesischen Mauer und Straßenbefestigungen der Römer. Die hydraulischen Mörtel im Altertum waren teilweise nach dem gleichen Prinzip aufgebaut wie Bodenverfestigungen mit Kalk. Neben Ziegelmehl wurden in großem Umfange natürliche Puzzolane eingesetzt. Bekannt sind die Vorkommen von Thira und die Tufferden aus der Gegend um den Golf von Neapel. VITRUV (1) empfiehlt für den "Beton" zum Bau von Zisternen in seinen "de architectura libri decem" VIII, 6 als Mörtel zu den Bruchsteinen:

"In der Mörteltruhe wird möglichst fetter Kalk gemischt, so daß fünf Teile Sand (Puzzolanerde) auf zwei Teile Kalk kommen".

Beispiele für die Verwendung von "römischem Beton" in Römerstraßen des Rheinlandes gibt H.-O. LAMBRECHT (2).

In unserem Jahrhundert beginnt die Behandlung von Böden mit Kalk in den 20er Jahren in den USA. Parallel dazu verlaufen auch die Anfänge der Verfestigungen mit hydraulischen und bituminösen Bindemitteln. Aus Deutschland sind erste Versuche aus den Jahren 1934/35 bekannt. Im Jahre 1943 erschien das von R. BILFINGER herausgegebene Buch "Bodenvermörtelung mit bituminösen Bindemitteln und Zement" (3). Die Verwendung von Kalk als Bindemittel wird in diesem Werk nicht erwähnt; aber bereits Anfang der 40er Jahre wurden auch Versuche bei uns mit diesem Bindemittel gemacht.

Die Behandlung von Böden mit Kalken setzte dann Ende der 50er, Anfang der 60er Jahre in großem Umfang ein. Verbesserungen zu nasser, feinkörniger Böden mit Weißfeinkalk ermöglichten vor allem bei den großen Bundesfernstraßenbaustellen wesentliche Einsparungen von Baukosten, aber auch Erhöhungen der Einbauleistungen sowie einen weitaus geringeren Bedarf an Fremdentnahmestellen und Aussatzkippen. Der Anteil an Verfestigungen bei der Behandlung von Böden mit Kalken ist gegenüber dem Anteil an Verbesserungen zwar verschwindend

gering, Versuchsstrecken und andere Maßnahmen mit z. T. 20-bis 30jähriger Liegedauer, bei denen herkömmliche Frostschutzschichten durch mit Kalk verfestigte, reaktionsfähige Böden ersetzt wurden, zeigen aber, daß diese Bauweise auch für die Verwendung im Straßenoberbau geeignet ist.

Bereits 1959 wurde bei Seulbitz/Ofr. auf einer Bayrischen Staatsstraße eine Frostschutzschicht aus kalkstabilisiertem, bindigem Boden hergestellt.

Aufbauend auf den dabei gemachten Erfahrungen wurden bei dem zweiten Erfahrungsaustausch über Erdbau im Straßenbau (4) weitere Untersuchungen angeregt. Von den Bundesländern sollten Vorschläge für geeignete Maßnahmen gemacht werden. Dies führte zu zwei Versuchsstrecken, die beide im Jahre 1966 gebaut wurden:

- L 1036 bei Hohenbuch in Baden-Württemberg
- L 3088 bei Kleinseelheim in Hessen.

Über diese beiden Strecken und über weitere in Hessen durchgeführte Maßnahmen mit kalkverfestigten, feinkörnigen Böden als Frostschutz soll hier nach einer kurzen Beschreibung der Wirkungsweise einer Bodenbehandlung mit Kalk berichtet werden.

Erwähnt werden muß aber auch der sehr erfolgreiche Einsatz im Wirtschaftswegebau. Vor allem im Forstwegebau in der Schweiz, in Österreich und der Bundesrepublik Deutschland wurden weite Strecken mit Kalk verfestigt (5 - 10).

In den letzten Jahren wurden bei Bundesbahnneubaustrecken mit gutem Erfolg Planumsschutzschichten mit kalkverfestigten, gut abgestuften, gemischtkörnigen Böden hergestellt (11).

2 Wirkungsweise

Voraussetzung für den Erfolg einer Bodenbehandlung mit Weißfeinkalk (WFK) und Kalkhydrat (KH) ist ein ausreichend hoher Anteil an reaktionsfähigen Bestandteilen des Bodens. Dies ist in der Regel der Fall, wenn die Kornverteilung in den Bereichen C und D von Bild 1 liegt, wobei Böden im Bereich D nur mit großem Aufwand verarbeitbar sind. Eine endgültige Aussage über die Eignung eines Bodens für eine Verfestigung mit WFK oder KH ist nur über eine Eignungsprüfung nach TP BF-StB Teil B 11.6 zu erhalten.

Wird einem feinkörnigen Boden Weißfeinkalk oder Kalkhydrat zugemischt, laufen eine Reihe von Reaktionen ab, die man nach ihrem zeitlichen Verlauf in:

- Sofortreaktionen und

- Langzeitreaktionen

einteilen kann. Für Bodenverbesserungen sind vorwiegend die Sofortreaktionen, für Bodenverfestigungen die Langzeitreaktionen maßgebend.

Vorgang:

a) Sofortreaktion

- chemische Reaktion (bei WFK)

  $CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + Wärme$

- Verdunsten von Wasser durch die Reaktionswärme (bei WFK) und durch die Belüftung des Bodens beim Einmischen des Bindemittels
- Veränderung der Bodenstruktur und der bodenmechanischen Eigenschaften

b) Langzeitreaktion

- Puzzolanische Reaktion zwischen Kalk und Tonmineralien, langsam anlaufende Verfestigung.

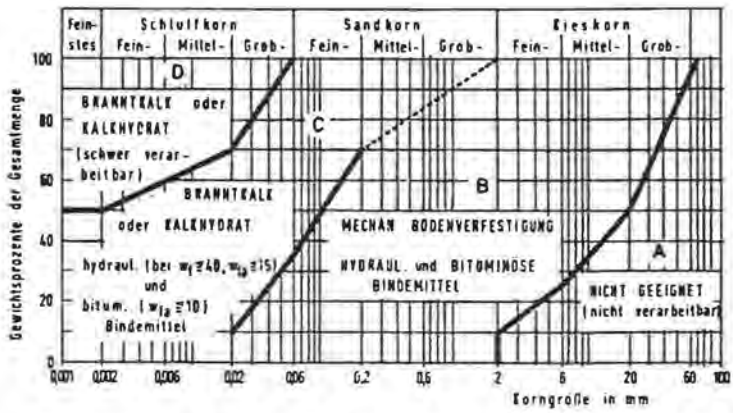


Bild 1: Korngrößenbereiche für die verschiedenen Verfahren der Bodenbehandlung mit Bindemitteln (12)

Die Sofortreaktion führt durch die Reduzierung des Wassergehaltes und durch Koagulation der Bodenteilchen zur

- Verbesserung der Verdichtbarkeit
- Erhöhung der Tragfähigkeit

- Veränderung der Plastizitätseigenschaften.

Die Langzeitreaktion führt durch die puzzolanische Reaktion zu

- Raumbeständigkeit
- langfristiger Zunahme der Festigkeit
- dauerhafter Tragfähigkeit
- Frostbeständigkeit.

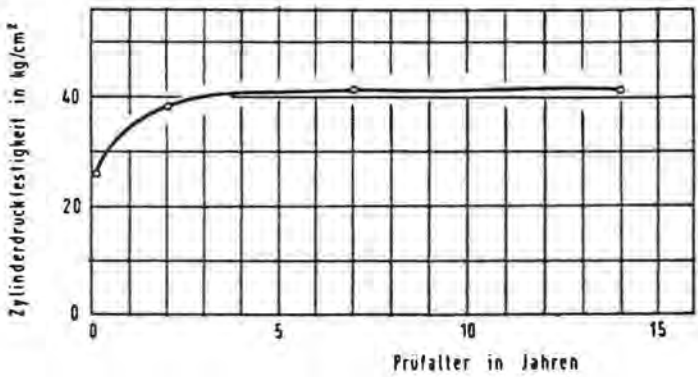


Bild 2: Zeitlicher Verfestigungsverlauf einer Bodenverfestigung mit Kalkhydrat nach Dawson und McDowell (nach 14)

Bild 2 zeigt beispielhaft, daß noch viele Monate nach der Herstellung einer Bodenverfestigung mit Kalk eine Zunahme der Festigkeit zu erwarten ist. Beachtet werden sollte dabei, daß der Wert der Eignungsprüfung etwa der 28-Tagefestigkeit der Verfestigung bei einer Temperatur von 20° C entspricht.

Einen wesentlichen Beitrag zur Erforschung der Wirkungsweise von Bodenbehandlungen mit Feinkalk und Kalkhydrat leistete in den 50er bis 70er Jahren W. BRAND, der auch durch viele wissenschaftlich fundierte, aber dennoch gut lesbare Veröffentlichungen das Wissen um diese damals noch neue Bauweise einem breiten Fachpublikum zugänglich machte (12 bis 15).

Für Bodenverfestigungen mit Weißfeinkalk und Kalkhydrat verlangt die Neufassung der ZTVE StB bei der Eignungsprüfung eine Zylinderdruckfestigkeit des Probekörpers nach der Frostbelastung von 0,2 N/mm². Als Mindestbindemittelgehalt wird 4 Gew.-% vorgeschrieben.

3 Beschreibung ausgewählter Strecken mit Bodenverfestigungen als Frostschutzschicht

3.1 Versuchsstrecke L 1036 Hohenbuch (16, 17)

Im Rahmen des Ausbaues der L 1036 zwischen Neuenstein und der B 19 im Hohenloher Land wurde 1966 bei Hohenbuch eine Versuchsstrecke angelegt. Der Untergrund bestand aus stark frostempfindlichem Boden. Bild 3 gibt die Kornverteilungssummenlinie einer von der BASt für die Eignungsprüfung benutzten Probe wieder.

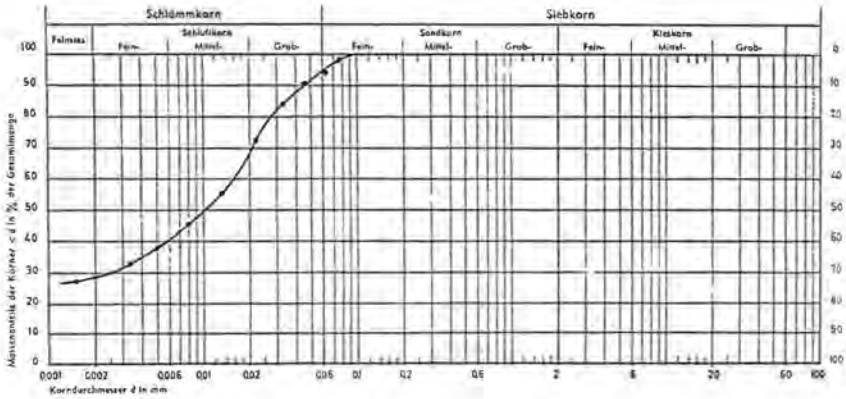


Bild 3: Kornverteilungssummenkurve L 1036 Hohenbuch (16)

Die vorgesehene Befestigung betrug:

30,0 cm Frostschutzschicht
20,0 cm Schottertragschicht (Mineralbeton)
15,0 cm Asphalttragschicht
1,5 cm Asphaltbeton (Baudecke)
6,5 cm Binder und Deckschicht
73,0 cm Gesamtdicke.

Die Versuchsstrecke hatte vier 180 m lange Versuchsfelder:

Feld 0 : Frostschutzschicht konventionell aus Kiessand 0/30 mm mit 30 % Kalksteinschotter 25/40 mm
Feld 1: Bodenverfestigung mit Weißfeinkalk
Feld 2: Bodenverfestigung mit Zement
Feld 3: Bodenverfestigung mit Pectacretezement.

Bei dem zuerst hergestellten Feld 1 wurden mehrere Baufehler gemacht:

- das Bindemittel wurde von Hand aufgestreut
- die Frästiefe wurde nicht eingehalten.

Eine bei der BAST duchgeführte Eignungsprüfung erbrachte an sieben und 28 Tagen alten mit Kalk verfestigten Probekörpern ohne Wasserlagerung Zylinderdruckfestigkeiten von ca. 0,4 und ca. 1,6 N/mm² und mit Wasserlagerung von ca. 0,4 N/mm² nach beiden Lagerungszeiten. Nach einer Frostbelastung waren bei den Probekörpern mit Kalk ebenso wie bei denen mit Normalzement und bei denen mit 6 Gew.-% Pectacrete keine Druckfestigkeiten mehr feststellbar.

Die Ergebnisse der Proctorversuche ohne und mit Weißfeinkalkzugabe zeigt Bild 4.

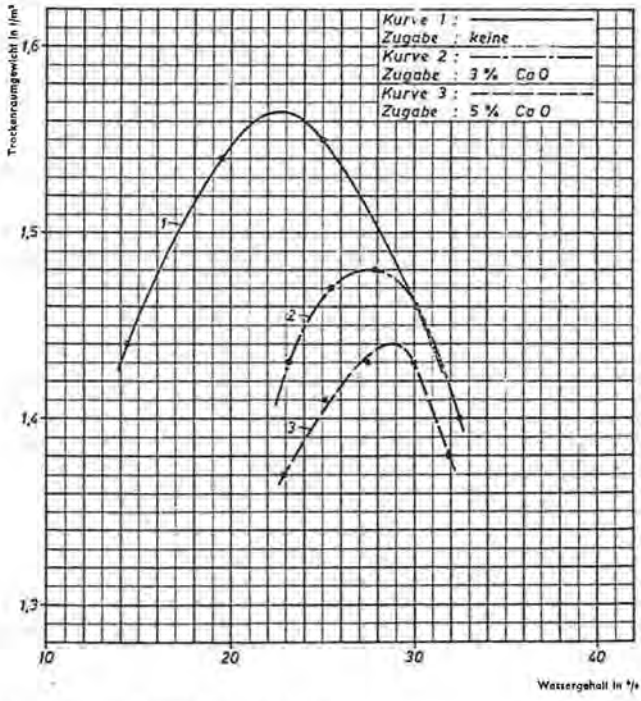


Bild 4: Proctorkurven L 1036 Hohenbuch (16)

Bei der über die gesamte Fläche durchgeführten Verbesserung des Planums wurde ein Verdichtungsgrad von 97 % erreicht. Der mittlere gemessene Verformungsmodul E_{v2} von 18 MN/m² ist nur bedingt aussagefähig, da die Zeitspanne zwischen Herstellung und Messung einen starken Einfluß auf das Meßergebnis hat.

Messungen auf der Frostschutzschicht (bei den Verfestigungen ca. 4 Wochen nach der Herstellung) erbrachten folgende Mittelwerte:

Feld 0: E_{v2} = 150 MN/m²
Feld 1: E_{v2} = 60 MN/m²
Feld 2: E_{v2} = 260 MN/m²
Feld 3: E_{v2} = 275 MN/m²

Auf der 20 cm dicken Schottertragschicht wurden folgende Mittelwerte erreicht:

Feld 0: E_{v2} = 180 MN/m²
Feld 1: E_{v2} = 110 MN/m²
Feld 2: E_{v2} = 290 MN/m²
Feld 3: E_{v2} = 220 MN/m²

Aus der Festigkeitserhöhung infolge der aufgebrachten Schottertragschicht und der Bindemittelerhärtung ist deutlich das unterschiedliche Verhalten der einzelnen Bauweisen zu erkennen. Nach 28 Tagen ist die Festigkeitsentwicklung der hydraulischen Bindemittel weitgehend abgeschlossen, während sich die der Kombination Kalk/Puzzolane noch in ihrer vollen Entwicklung befindet (vergleiche auch Bild 2).

Dies wird auch durch Einsenkungsmessungen mit dem Benkelmanbalken bestätigt. Auf der Schottertragschicht lagen die Mittelwerte bei

Feld 0: s = 1,75 mm
Feld 1: s = 2,87 mm
Feld 2: s = 1,45 mm
Feld 3: s = 1,23 mm.

Nach Einbau der Asphalttragschicht verringerten sich die Werte auf

Feld 0: s = 0,43 mm
Feld 1: s = 0,56 mm
Feld 2: s = 0,48 mm
Feld 3: s = 0,45 mm.

Messungen der Frosteindringung in den ersten fünf Jahren nach Herstellung ergaben, daß bei zehn Frostperioden nur bei einer die Frostgrenze bis unter das Planum reichte, während sie bei acht Perioden in der Frostschutzschicht endete (siehe Bild 5).

Nach Auskunft durch Herrn BOR RÖGER von der Baustoff- und Bodenprüfstelle Ludwigsburg ist die Strecke noch in ordnungsgemäßem Zustand. Es wurden lediglich Deckenerneuerungsarbeiten durchgeführt.

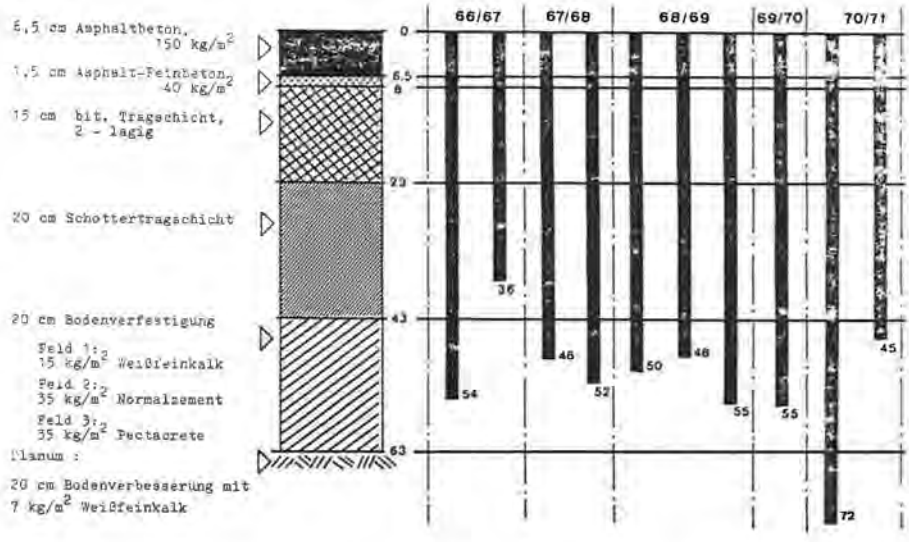


Bild 5: Tiefste Frosteindringung an der Versuchsstrecke L 1036 Hohenbuch in den Wintern 1966/67 bis 1970/71 (16)

3.2 Versuchsstrecke L 3088 Umgehung Kleinseelheim (16, 18, 19, 20)

Die zweite durch die BAST inizierte Versuchsstrecke liegt in Hessen. Im Jahre 1966 wurde im Zuge der Umgehung Kleinseelheim der L 3008 zwischen Marburg und Kirchhain auf einem 252 m langen Abschnitt die konventionelle Frostschutzschicht aus einem Basaltgemisch 0/35 mm durch eine gleich dicke Schicht aus mit Weißfeinkalk verfestigtem Lößlehm ersetzt. Die Versuchsstrecke liegt in einem bis zu 4 m tiefen Einschnitt. Eine Untersuchungsbohrung zeigte, daß der Lößlehm bis mindestens 5 m unter die Fahrbahnoberfläche reichte und bis in diese Tiefe kein Grundwasser vorhanden war.

Als Oberbau waren vorgesehen:

Fahrbahnaufbau der Normalstrecke:

30 cm Frostschutzschicht Basaltsplittbrechsandgemisch 0/35
12 cm bit. Tragschicht 2-lagig
4 cm Binder
3 cm Deckschicht
49 cm Gesamtaufbau, Quergefälle des Erdplanums 4 %.

Fahrbahnaufbau der Versuchsstrecke

30 cm Frostschutzschicht, mit Kalk verfestigter Lößlehm
12 cm bit. Tragschicht 2-lagig
4 cm Binder
3 cm Deckschicht
49 cm Gesamtaufbau, Quergefälle des Erdplanums = Quergefälle der Fahrbahndecke

Die Oberflächenentwässerung erfolgt über Mulden. Wie auf der Normalstrecke so wurden auch auf dem Versuchsabschnitt beidseitig Sickerstränge verlegt. Das Planum mußte über die gesamte, im Lößlehm liegende Baustrecke mit Weißfeinkalk verbessert werden. Die Kosten für die Bodenverfestigung lagen nur bei 50 % der Kosten für die Frostschutzschicht aus gebrochenem Basalt. Parallel zu den Bauarbeiten wurde von der BAST eine Eignungsprüfung durchgeführt. Vorab wurde aber, basierend auf den Versuchsergebnissen von Hohenbuch, die Kalkzugabe auf 5 Gew.-% festgelegt.

Der Eignungsprüfung lag eine Probe aus der Baustrecke mit folgender Korngrößenverteilung zugrunde:

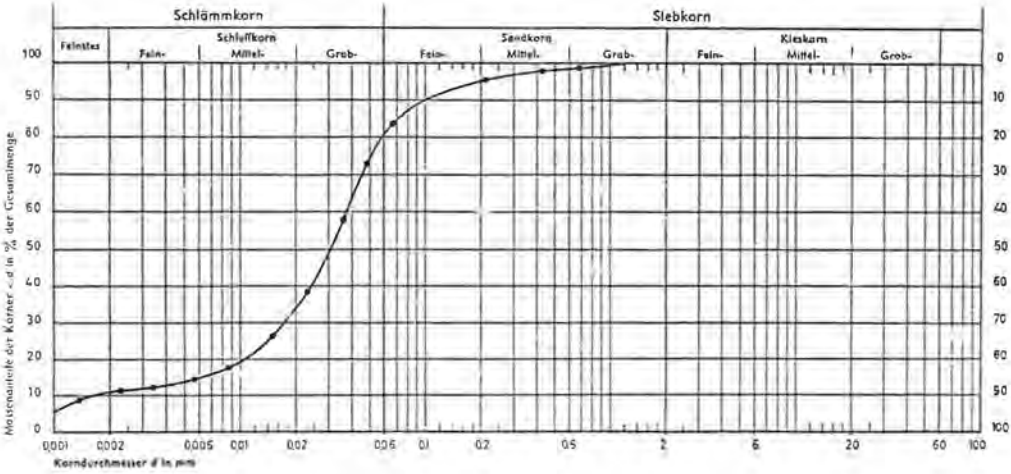


Bild 6: Kornverteilungssummenkurve L 3088 Kleinseelheim (16)

Proctorversuche ohne und mit 3, 5, und 7 Gew.-% WFK brachten folgendes Ergebnis:

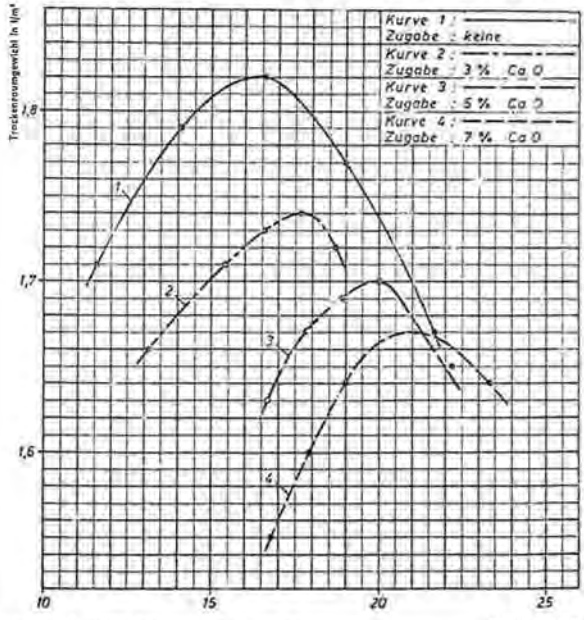


Bild 7: Proctorkurve L 3088 Kleinseelheim (16)

Auf dem verbesserten Planum wurden zwei Lagen von je 15 cm Dicke (im verdichteten Zustand) aufgebracht, vorverdichtet, verfestigt und verdichtet.

Folgende Geräte wurden eingesetzt:

1 Ringhofer Bindemittelverteiler
1 Rex Bodenfräse
2 Planierraupen 75 und 100 PS
1 Henschel Lkw 15 t.
1 ABG Vibrationswalze 12 t

Zum Verteilen und Planieren des Bodens wurden die Planierraupen eingesetzt. Die Bindemittelzugabe erfolgte mit automatischem Verteilergerät. Die Bindemittelmenge wurde durch ein Kontrollblech überwacht. Gefräst wurde in vier Spuren mit drei bis vier Übergängen; dabei wurde eine ausgezeichnete Durchmischung erreicht. Zur Verdichtung wurde anstelle einer Gummiradwalze ein beladener Lkw eingesetzt. Die abschließende Verdichtung erfolgte mit der statisch gefahrenen Vibrationsglattradwalze. Es hat sich gezeigt, daß Planierraupen für diese Bauweise zu ungenau arbeiten.

Da durch eine Kreuzung der neuen mit der alten Fahrbahn in der Mitte des Versuchsabschnittes Beeinflussungen der Meßergebnisse hätten auftreten können, wurden für die Messungen und die Auswertung der Versuchsstrecke nur die Anfangs- und Endstrecken genommen:

Feld I Beginn bei Profil 20 Länge ca. 75 m
Feld II Beginn bei Profil 27 Länge ca. 70 m
Im Anschluß an Feld II wurde als Vergleichsfeld
Feld III mit einer Länge von ca. 70 m mit Normalaufbau gewählt.

In zwei Profilen der Versuchsstrecke und einem Profil der Vergleichsstrecke wurden Temperaturmessungen durchgeführt.

Die Bundesanstalt für Straßenwesen hat elektrische Widerstandsthermometer in folgenden Tiefen unter der Fahrbahnoberfläche eingebaut:

3 cm (zwischen Binder- und Deckschicht)
27 cm (in der Frostschutzschicht bzw. verfestigten Schicht mit Weißfeinkalk)
34 cm (in der Frostschutzschicht bzw. verfestigten Schicht mit Weißfeinkalk)
59 cm (Untergrund).

Während der Bauzeit wurden auf dem verbesserten Planum, auf der verfestigten Schicht sowie auf der Frostschutzschicht des Vergleichsfeldes Plattendruckversuche durchgeführt. Auf der verfestigten Schicht wurden mehrere Versuche in zeitlichen Abständen wiederholt, um das Ansteigen der Festigkeit zu ermitteln. Die Tabelle in Bild 9 zeigt die Meßergebnisse.

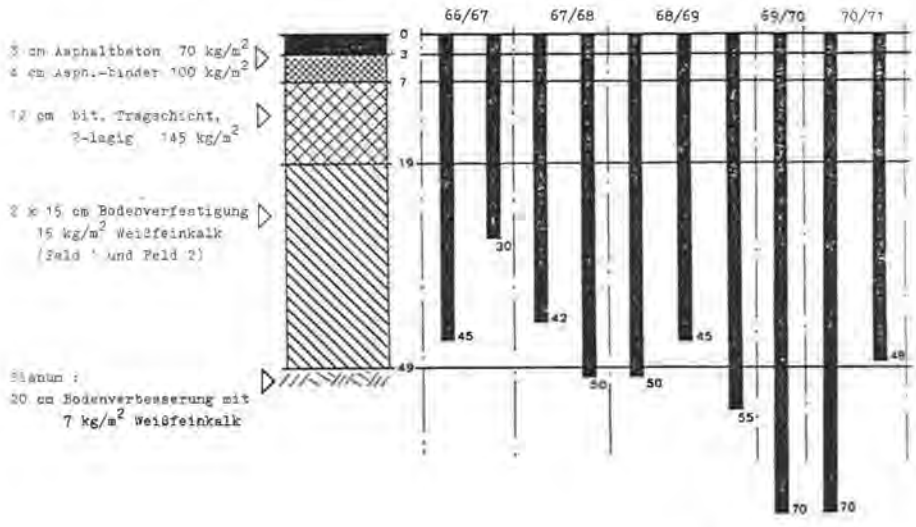


Bild 8: Tiefste Frosteindringung L 3088 Kleinseelheim in den Wintern 1966/67 bis 1970/71

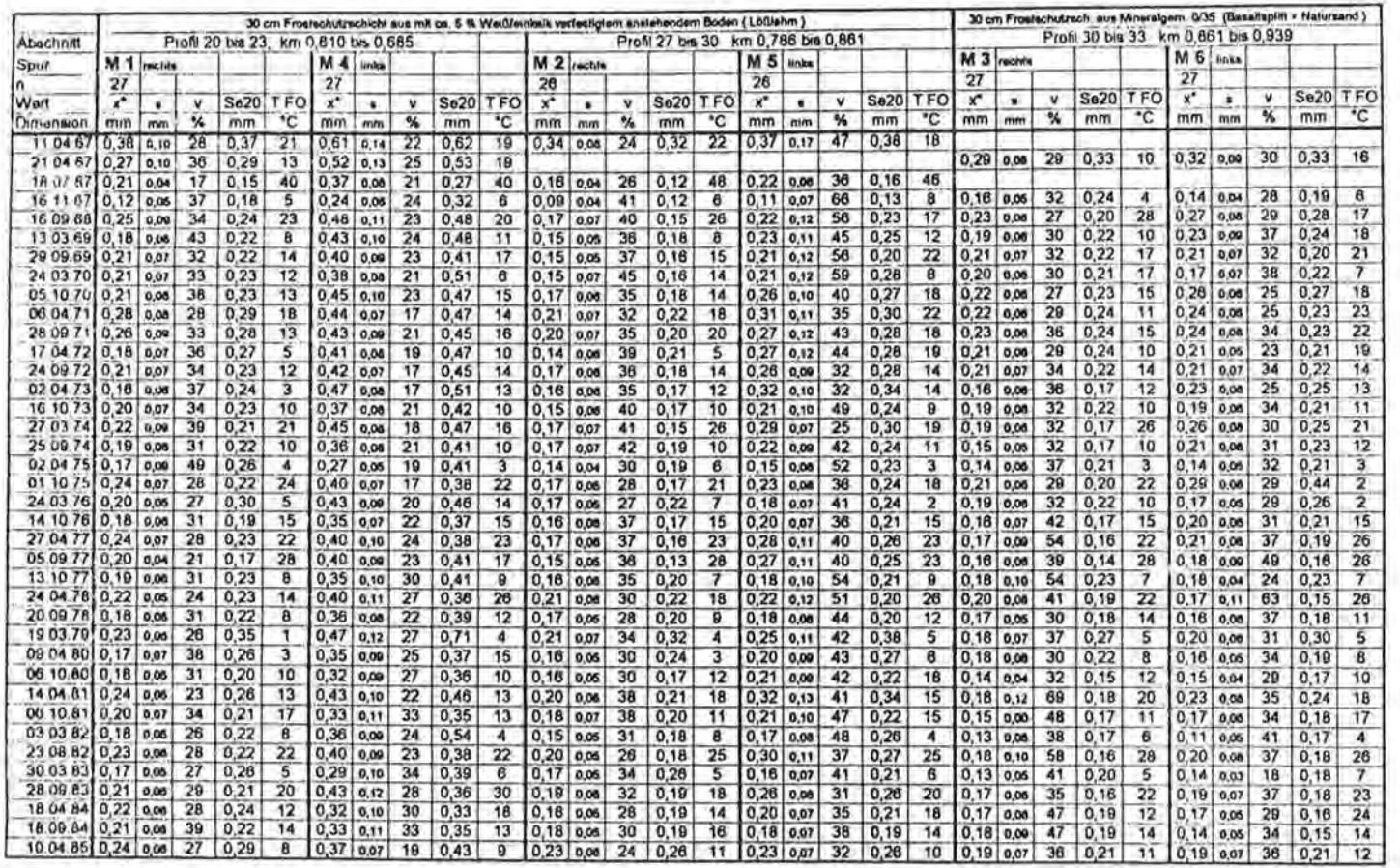
Nr.	Bau-km	Lage zur Achse (m)	ausgeführt auf	ausgeführt am	Bodenart	E_{v1} MN/m²	E_{v2} MN/m²	E_{v2}:E_{v1}	Alter Tage	Bemerkungen
1	0,4+41,34	3,0 re	Erdplanum	04.07.1966	mit Kalk verb.	57,8	110,2	1,91	4	
2	0,4+66,34	1,4 re	Erdplanum	04.07.1966	Lößlehm	48,8	87,1	1,78	4	s. Versuch 5
3	0,4+66,34	1,0 li	Erdplanum	04.07.1966		55,0	103,3	1,88	4	
4	0,4+41,34	1,2 re	Frostschutzsch.	05.08.1966	mit Kalk	173,1	375	2,17	29	
5	0,4+66,34	1,4 re	Frostschutzsch.	05.08.1966	verfest.	164,5	191,5	1,16	29	s. Versuch 2
6	0,4+66,35	1,5 re	Frostschutzsch.	05.08.1966	Lößlehm	110,6	250,0	2,26	29	
7	0,4+66,36	1,2 li	Frostschutzsch.	05.08.1966		187,3	214,3	1,14	29	
8	0,4+91,34	1,2 li	Frostschutzsch.	05.08.1966		135,0	290,3	2,15	29	
9	0,5+87,59	2,7 li	Frostschutzsch.	02.09.1966		90,6	218,9	2,42	4	
10	0,5+98,59	2,7 re	Frostschutzsch.	02.09.1966		71,0	176,5	2,48	4	s.Versuch 16
11	0,6+33,26	2,4 re	Frostschutzsch.	02.09.1966		143,6	309,9	2,32	4	
12	0,6+07,59	2,1 re	Frostschutzsch.	01.09.1966		120,5	157,9	1,31	3	
13	0,6+21,26	2,7 li	Frostschutzsch.	01.09.1966		168,2	225,0	1,33	3	
14	0,6+49,51	2,7 re	Frostschutzsch.	01.09.1966		148,5	290,0	1,69	3	s.Versuch 20
15	0,6+61,51	2,7 li	Frostschutzsch.	01.09.1966		148,4	225,0	1,52	3	s.Versuch 21
16	0,5+98,59	2,7 re	Frostschutzsch.	14.09.1966		155,7	230,0	1,48	16	s.Versuch 10
17	0,6+76,26	2,7 li	Frostschutzsch.	14.09.1966		147,0	268,0	1,82	16	
18	0,6+22,26	2,7 re	Frostschutzsch.	14.09.1966		91,2	151,3	1,66	16	
19	0,6+43,51	2,6 li	Frostschutzsch.	14.09.1966		207,0	260,0	1,26	16	
20	0,6+49,51	2,7 re	Frostschutzsch.	14.09.1966		230,0	274,0	1,19	16	s.Versuch 14
21	0,6+61,51	2,7 li	Frostschutzsch.	14.09.1966		183,0	281,0	1,54	16	s.Versuch 15
22	0,6+16,26	2,7 li	Frostschutzsch.	14.09.1966		397,0	600,0	1,19	270	
23	0,6+43,51	2,7 li	Frostschutzsch.	14.09.1966		103,0	250,0	2,38	270	
24	0,6+61,91	2,7 li	Frostschutzsch.	14.09.1966		69,0	346,0	5,01	260	
25	0,6+77,51	2,7 li	Frostschutzsch.	14.09.1966		123,0	281,0	2,25	260	

Bild 9: L 3088 Kleinseelheim, Ergebnisse von Plattendruckversuchen während der Bauzeit

Loch Nr.	bei km	Lage zur Achse	E_{v2} (MN/m²)	E_{v1} (MN/m²)	E_{v2}/E_{v1}
1	2	3	4	5	6
1	7,046	2,60 m l	346,2	203,2	1,70
2	7,062	2,70 m l	473,7	315,0	1,50
3	7,091	2,70 m l	310,3	252,0	1,23
4	7,212	2,70 m l	346,2	233,3	1,48
5	7,239	2,60 m l	500,0	350,0	1,43
6	7,257	2,70 m l	600,0	572,7	1,05
7	7,062	1,50 m r	600,0	484,6	1,24
8	7,194	2,70 m r	529,4	331,6	1,60
9	7,218	2,70 m r	818,2	630,0	1,30
10	7,245	2,70 m r	642,9	450,0	1,43
11	7,327	2,70 m r	473,7	262,5	1,8*
12	7,327	2,70 m l	342,9	148,2	2,31*

*** Versuche auf Splitt-Schotter-Tragschicht**

Bild 10: L 3088 Kleinseelheim, Ergebnisse von Plattendruckversuchen während der Bauzeit.



Abschnitt	30 cm Frostschutzschicht aus mit ca. 5 % Weißfeinkalk verfestigtem anstehendem Boden (Lößlehm)																					30 cm Frostschutzsch. aus Mineralgem. 0/35 (Basaltsplitt + Natursand)									
	Profil 20 bis 23 km 0,610 bis 0,685										Profil 27 bis 30 km 0,786 bis 0,861										Profil 30 bis 33 km 0,861 bis 0,939									
Spur	M 1	rechts				M 4	links				M 2	rechts				M 5	links				M 3	rechts				M 6	links			
n	27					27					26					26					27					27				
Wert	x*	s	v	Se20	T FO	x*	s	v	Se20	T FO	x*	s	v	Se20	T FO	x*	s	v	Se20	T FO	x*	s	v	Se20	T FO	x*	s	v	Se20	T FO
Dimension	mm	mm	%	mm	°C	mm	mm	%	mm	°C	mm	mm	%	mm	°C	mm	mm	%	mm	°C	mm	mm	%	mm	°C	mm	mm	%	mm	°C
11.04.67	0,38	0,10	28	0,37	21	0,61	0,14	22	0,62	19	0,34	0,08	24	0,32	22	0,37	0,17	47	0,36	18										
21.04.67	0,27	0,10	36	0,29	13	0,52	0,13	25	0,53	19											0,29	0,08	29	0,33	10	0,32	0,09	30	0,33	16
18.07.67	0,21	0,04	17	0,15	40	0,37	0,08	21	0,27	40	0,16	0,04	26	0,12	48	0,22	0,08	36	0,16	46										
16.11.67	0,12	0,05	37	0,18	5	0,24	0,06	24	0,32	6	0,09	0,04	41	0,12	6	0,11	0,07	66	0,13	8	0,16	0,05	32	0,24	4	0,14	0,04	28	0,19	6
16.09.68	0,25	0,09	34	0,24	23	0,46	0,11	23	0,48	20	0,17	0,07	40	0,15	26	0,22	0,12	56	0,23	17	0,23	0,06	27	0,20	28	0,27	0,06	29	0,28	17
13.03.69	0,18	0,06	43	0,22	8	0,43	0,10	24	0,48	11	0,15	0,05	36	0,16	8	0,23	0,11	45	0,25	12	0,19	0,06	30	0,22	10	0,23	0,09	37	0,24	18
29.09.69	0,21	0,07	32	0,22	14	0,40	0,09	23	0,41	17	0,15	0,05	37	0,16	15	0,21	0,12	56	0,20	22	0,21	0,07	32	0,22	17	0,21	0,07	32	0,20	21
24.03.70	0,21	0,07	33	0,23	12	0,38	0,08	21	0,51	6	0,15	0,07	45	0,16	14	0,21	0,12	59	0,28	8	0,20	0,06	30	0,21	17	0,17	0,07	38	0,22	7
05.10.70	0,21	0,06	38	0,23	13	0,45	0,10	23	0,47	15	0,17	0,06	35	0,18	14	0,26	0,10	40	0,27	18	0,22	0,06	27	0,23	15	0,26	0,06	25	0,27	18
06.04.71	0,28	0,08	28	0,29	18	0,44	0,07	17	0,47	14	0,21	0,07	32	0,22	18	0,31	0,11	35	0,30	22	0,22	0,06	29	0,24	11	0,24	0,06	25	0,23	23
28.09.71	0,26	0,09	33	0,28	13	0,43	0,09	21	0,45	16	0,20	0,07	35	0,20	20	0,27	0,12	43	0,28	18	0,23	0,06	36	0,24	15	0,24	0,06	34	0,23	22
17.04.72	0,18	0,07	36	0,27	5	0,41	0,06	19	0,47	10	0,14	0,06	39	0,21	5	0,27	0,12	44	0,28	19	0,21	0,06	29	0,24	10	0,21	0,05	23	0,21	19
24.09.72	0,21	0,07	34	0,23	12	0,42	0,07	17	0,45	14	0,17	0,06	36	0,18	14	0,26	0,09	32	0,28	14	0,21	0,07	34	0,22	14	0,21	0,07	34	0,22	14
02.04.73	0,16	0,06	37	0,24	3	0,47	0,08	17	0,51	13	0,16	0,06	35	0,17	12	0,32	0,10	32	0,34	14	0,16	0,06	36	0,17	12	0,23	0,06	25	0,25	13
16.10.73	0,20	0,07	34	0,23	10	0,37	0,08	21	0,42	10	0,15	0,06	40	0,17	10	0,21	0,10	49	0,24	9	0,19	0,06	32	0,22	10	0,19	0,06	34	0,21	11
27.03.74	0,22	0,09	39	0,21	21	0,45	0,06	18	0,47	16	0,17	0,07	41	0,15	26	0,29	0,07	25	0,30	19	0,19	0,06	32	0,17	26	0,26	0,09	30	0,25	21
25.09.74	0,19	0,06	31	0,22	10	0,36	0,08	21	0,41	10	0,17	0,07	42	0,19	10	0,22	0,09	42	0,24	11	0,15	0,05	32	0,17	10	0,21	0,06	31	0,23	12
02.04.75	0,17	0,09	49	0,26	4	0,27	0,05	19	0,41	3	0,14	0,04	30	0,19	6	0,15	0,06	52	0,23	3	0,14	0,05	37	0,21	3	0,14	0,05	32	0,21	3
01.10.75	0,24	0,07	28	0,22	24	0,40	0,07	17	0,38	22	0,17	0,06	28	0,17	21	0,23	0,08	36	0,24	18	0,21	0,06	29	0,20	22	0,29	0,08	29	0,44	2
24.03.76	0,20	0,05	27	0,30	5	0,43	0,09	20	0,46	14	0,17	0,06	27	0,22	7	0,18	0,07	41	0,24	2	0,19	0,06	32	0,22	10	0,17	0,05	29	0,26	2
14.10.76	0,18	0,06	31	0,19	15	0,35	0,07	22	0,37	15	0,16	0,06	37	0,17	15	0,20	0,07	36	0,21	15	0,16	0,07	42	0,17	15	0,20	0,06	31	0,21	15
27.04.77	0,24	0,07	28	0,23	22	0,40	0,10	24	0,38	23	0,17	0,06	37	0,16	23	0,26	0,11	40	0,26	23	0,17	0,09	54	0,16	22	0,21	0,06	37	0,19	26
05.09.77	0,20	0,04	21	0,17	28	0,40	0,09	23	0,41	17	0,15	0,05	36	0,13	28	0,27	0,11	40	0,25	23	0,16	0,06	39	0,14	28	0,18	0,09	49	0,16	26
13.10.77	0,19	0,06	31	0,23	8	0,35	0,10	30	0,41	9	0,18	0,06	35	0,20	7	0,18	0,10	54	0,21	9	0,18	0,10	54	0,23	7	0,18	0,04	24	0,23	7
24.04.78	0,22	0,05	24	0,23	14	0,40	0,11	27	0,36	26	0,21	0,06	30	0,22	18	0,22	0,12	51	0,20	26	0,20	0,06	41	0,19	22	0,17	0,11	63	0,15	26
20.09.78	0,18	0,05	31	0,22	8	0,36	0,08	22	0,39	12	0,17	0,05	28	0,20	9	0,18	0,08	44	0,20	12	0,17	0,05	30	0,18	14	0,16	0,06	37	0,18	11
19.03.79	0,23	0,06	26	0,35	1	0,47	0,12	27	0,71	4	0,21	0,07	34	0,32	4	0,25	0,11	42	0,38	5	0,18	0,07	37	0,27	5	0,20	0,06	31	0,30	5
09.04.80	0,17	0,07	38	0,26	3	0,35	0,09	25	0,37	15	0,16	0,05	30	0,24	3	0,20	0,09	43	0,27	8	0,18	0,08	30	0,22	8	0,16	0,05	34	0,19	8
06.10.80	0,18	0,05	31	0,20	10	0,32	0,09	27	0,36	10	0,16	0,05	30	0,17	12	0,21	0,09	42	0,22	18	0,14	0,04	32	0,15	12	0,15	0,04	29	0,17	10
14.04.81	0,24	0,06	23	0,26	13	0,43	0,10	22	0,46	13	0,20	0,06	38	0,21	18	0,32	0,13	41	0,34	15	0,18	0,12	69	0,18	20	0,23	0,08	35	0,24	18
06.10.81	0,20	0,07	34	0,21	17	0,33	0,11	33	0,35	13	0,18	0,07	38	0,20	11	0,21	0,10	47	0,22	15	0,15	0,00	48	0,17	11	0,17	0,06	34	0,18	17
03.03.82	0,18	0,06	26	0,22	8	0,36	0,09	24	0,54	4	0,15	0,05	31	0,18	8	0,17	0,08	48	0,26	4	0,13	0,06	38	0,17	6	0,11	0,05	41	0,17	4
23.08.82	0,23	0,06	28	0,22	22	0,40	0,09	23	0,38	22	0,20	0,05	26	0,18	25	0,30	0,11	37	0,27	25	0,18	0,10	58	0,16	28	0,20	0,08	37	0,18	26
30.03.83	0,17	0,05	27	0,26	5	0,29	0,10	34	0,39	6	0,17	0,05	34	0,26	5	0,16	0,07	41	0,21	6	0,13	0,05	41	0,20	5	0,14	0,03	18	0,18	7
28.09.83	0,21	0,05	29	0,21	20	0,43	0,12	28	0,36	30	0,19	0,06	32	0,19	18	0,26	0,06	31	0,26	20	0,17	0,06	35	0,16	22	0,19	0,07	37	0,18	23
18.04.84	0,22	0,06	28	0,24	12	0,32	0,10	30	0,33	16	0,18	0,06	28	0,19	14	0,20	0,07	35	0,21	18	0,17	0,06	47	0,19	12	0,17	0,05	29	0,16	24
18.09.84	0,21	0,06	39	0,22	14	0,33	0,11	33	0,35	13	0,18	0,05	30	0,19	16	0,18	0,07	38	0,19	14	0,18	0,09	47	0,19	14	0,14	0,05	34	0,15	14
10.04.85	0,24	0,06	27	0,29	8	0,37	0,07	19	0,43	9	0,23	0,06	24	0,26	11	0,23	0,07	32	0,26	10	0,19	0,07	36	0,21	11	0,19	0,07	36	0,21	12

Bild 11: L 3088 Kleinseelheim Einsenkungsmessungen Mittelwerte (BBP Wetzlar)

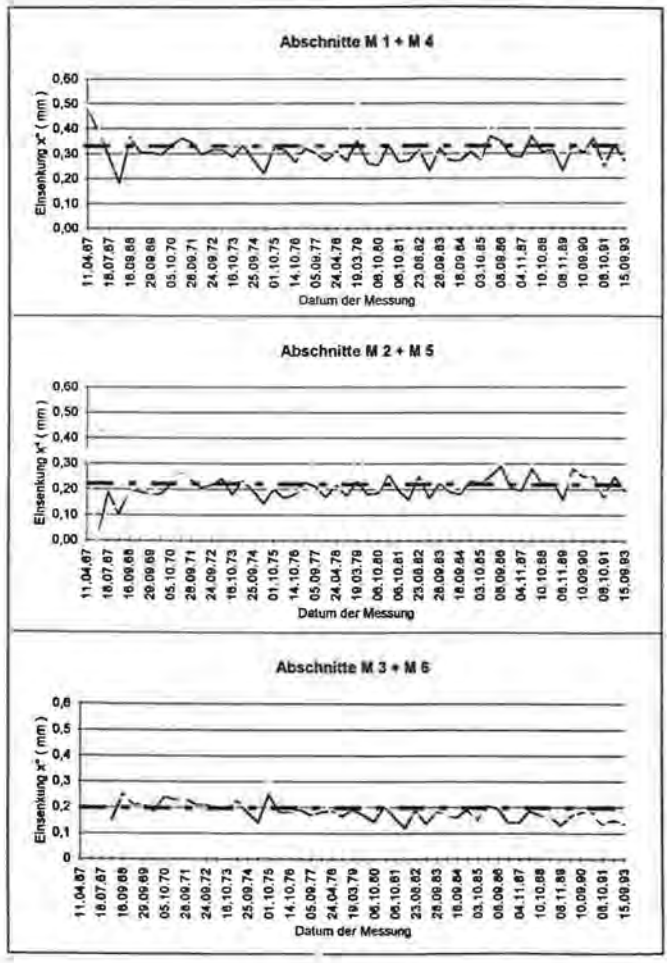


Bild 12: L 3088 Kleinseelheim Einsenkungsmessungen Mittelwerte (BBP Wetzlar) (graphische Darstellung)

1977 wurden in Bohrlöchern erneut Plattendruckversuche durchgeführt. Die Ergebnisse in Bild 10 zeigen, daß die E_{v2} Werte gegenüber dem Bauzustand wesentlich zugenommen hatten.

Seit der Bauzeit wurden über viele Jahre Verformungsmessungen mit dem Benkelmanbalken durchgeführt. Die Bilder 11 und 12 zeigen die mittleren gemessenen Verformungen über den gesamten Meßzeitraum.

Im Jahre 1977 mußte wegen Spurrinnenbildung (Verschleiß durch Spikesreifen) die Deckschicht erneuert werden. Diese Erneuerung erfolgte durch Rückformen und Aufbringen von 40 kg/m neuen Asphaltmischgutes.

Im Frühjahr 1981 zeigten sich in einzelnen Bereichen der Versuchsstrecke, ebenso wie an einzelnen Stellen der übrigen Strecke, Risse in der Deckschicht. Diese, damals auch an vielen anderen Straßen beobachtete Erscheinung ist offensichtlich auf eine übermäßige Verhärtung des Bindemittels der Deckschicht zurückzuführen.

Inzwischen ist die Deckschicht erneuert worden. Die Versuchsstrecke ist 30 Jahre nach der Verkehrsfreigabe in einem einwandfreien Zustand.

3.3 Weitere Strecken

3.3.1 B 8/B 54 Ahlbach - Oberzeuzheim (19, 20)

Im Jahre 1971 wurde beim Neubau der Eckverbindung Ahlbach-Oberzeuzheim ein 100 m langes Versuchsfeld angelegt, bei dem die Frostschutzschicht aus Lavaschlacke durch mit 5 Mass.-% Weißfeinkalk verfestigten Lößlehm ersetzt wurde. Als Vergleichsfeld wurde ein 100 m langer Abschnitt mit gebrochenem Basalt als Frostschutzschicht vorgesehen. Beide Felder lagen im Übergang vom Damm zum Einschnitt.

Fahrbahnaufbau der Vergleichsstrecke (Basalt):

3,0 cm Asphaltbeton
3,5 cm Asphaltbinder
5,0 cm Asphaltbinder
17,5 cm Asphalttragschicht
9,0 cm Asphalttragschicht
42,0 cm Frostschutzschicht gebrochener Basalt 0/35 mm
80,0 cm Gesamtdicke

Versuchsfeld (Bodenverfestigung mit Kalk)

3,0 cm Asphaltbeton
3,5 cm Asphaltbinder
5,0 cm Asphaltbinder
17,5 cm Asphalttragschicht
9,0 cm Asphalttragschicht
36,0 cm Frostschutzschicht mit Kalk verfestigter Lößlehm
74,0 cm

Die Dicke der Asphaltschichten war hier offensichtlich so groß gewählt, daß schon die Größenordnung eines Asphaltoberbaues erreicht wurde.

Das gesamte Erdplanum wurde mit ca. 3 Mass.-% Weißfeinkalk verbessert. Die Bodenkennwerte entsprechen etwa denen der Versuchsstrecke L 3008 - Kleinseelheim. Temperaturmessungen in beiden Feldern, die in den ersten Jahren nach der Herstellung durchgeführt wurden,

zeigen, daß aufgrund der großen Dicke der Frost nicht in nennenswertem Umfang in den Untergrund/Unterbau eingedrungen war.

Durch Einsenkungsmessungen wurde festgestellt, daß das Verformungsverhalten des Versuchsfeldes etwas günstiger ist als das des Vergleichsfeldes.

3.3.2 L 3053 Südumgehung Butzbach (19, 20)

Bei der Südumgehung Butzbach war die Verfestigung eines kiesigen Schluffes mit Weißfeinkalk als Frostschutzschicht schon im Baugrundgutachten vorgeschlagen und auch ausgeschrieben worden. Vorgesehen war folgender Aufbau:

ca. 24, 5 cm Asphalt
ca. 30,0 cm Bodenverfestigung mit Weißfeinkalk

Bei der Baudurchführung mußte aus witterungsbedingten Gründen bei etwa der halben Baustrecke der Aufbau geändert werden (siehe Bild 13).

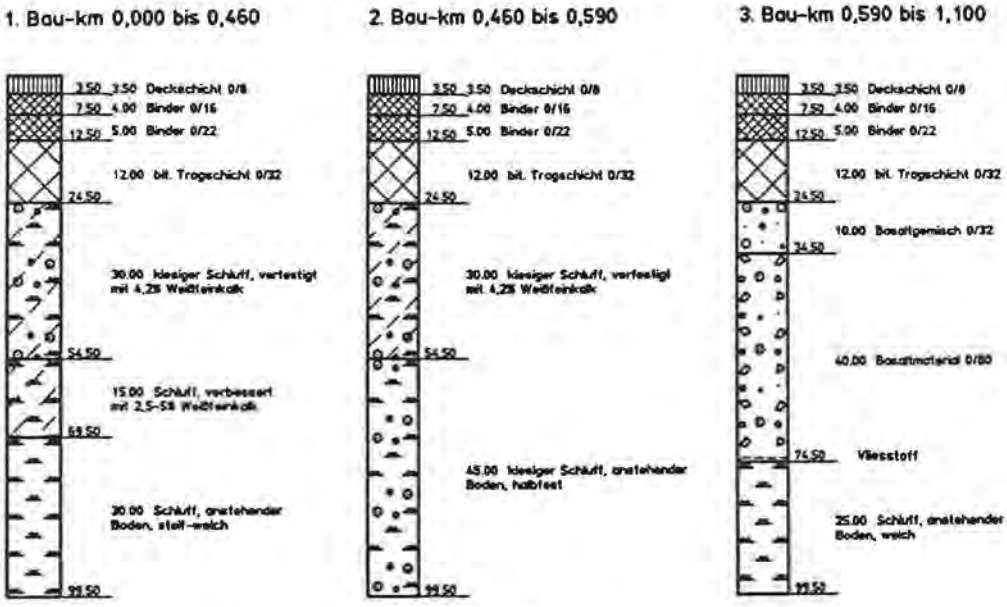


Bild 13: Fahrbahnbefestigung der L 3053 Südumgehung Butzbach

Ca. zwei bis drei Wochen nach der Herstellung erbrachten 16 Plattendruckversuche einen Mittelwert von 127 MN/m² bei einer Standardabweichung von 29 MN/m². Die Verhältniswerte E_{v2}/E_{v1} lagen zwischen 1,4 und 1,7.

Zeitpunkt der Messungen Fahrbahntemperaturen			11.11.1975 5° - 6° C	14.06.1976 35° - 40° C	20.10.1976 13° - 17° C
Bau-km 0,0+90 bis 0,5+60 - Kalk					
Anzahl der Meßpunkte	n	1	95	96	96
Mittl. Einsenkung	x*	mm	0,27	0,42	0,24
Standardabweichung	s	mm	0,08	0,17	0,08
Bau-km 0,5+70 bis 1,1+00 Steinmaterial					
Anzahl der Meßpunkte	n	1	108	108	108
Mittl. Einsenkung	x*	mm	0,43	0,54	0,38
Standardabweichung	s	mm	0,11	0,11	0,08
Einsenkungen des Abschn. Kalk, bezogen auf Abschn. Steinmaterial		%	63	78	63

Bild 14: Ergebnisse von Einsenkungsmessungen L 3053 Südumgehung Butzbach

3.3.3 L 3282 Umgehung Holzhausen (19, 20)

Um verschiedene Oberbauarten zu vergleichen, wurde im Jahre 1973 auf Veranlassung des Hessischen Landesamtes für Straßenbau mit dem Bau einer Erprobungsstrecke auf der Umgehung Holzhausen/Kreis Wetzlar begonnen.

In Bild 15 ist der Fahrbahnaufbau der einzelnen Erprobungsfelder dargestellt. Für das Feld 5 war usprünglich eine andere Befestigung vorgesehen.

3,5 cm Asphaltbeton
3,5 cm Asphaltbinder
6,0 cm Asphalttragschicht
30,0 cm Verfestigung des anstehenden Bodens mit 5 Gew.-% Weißfeinkalk

Die Bodenverfestigung wurde vom ausführenden Unternehmer an einem Wochenende hergestellt, ohne daß Vertreter der örtlichen Bauüberwachung und der Prüfstelle zugegen waren. Aufgrund der langanhaltenden heißen und trockenen Witterung lag der natürliche Wassergehalt des Bodens so niedrig, daß ein Wasserzusatz erforderlich gewesen wäre. An der Verfestigung wurde später ein Wassergehalt von 9 Gew.-% gemessen. Der Luftgehalt in der Verfestigung betrug bis zu 26 Vol.-%!

Nachdem Tragschicht und Binder noch im Herbst eingebaut wurden, lief der Verkehr über Winter auf der noch nicht fertiggestellten Strecke. Infolge der mangelhaften Bauausführung

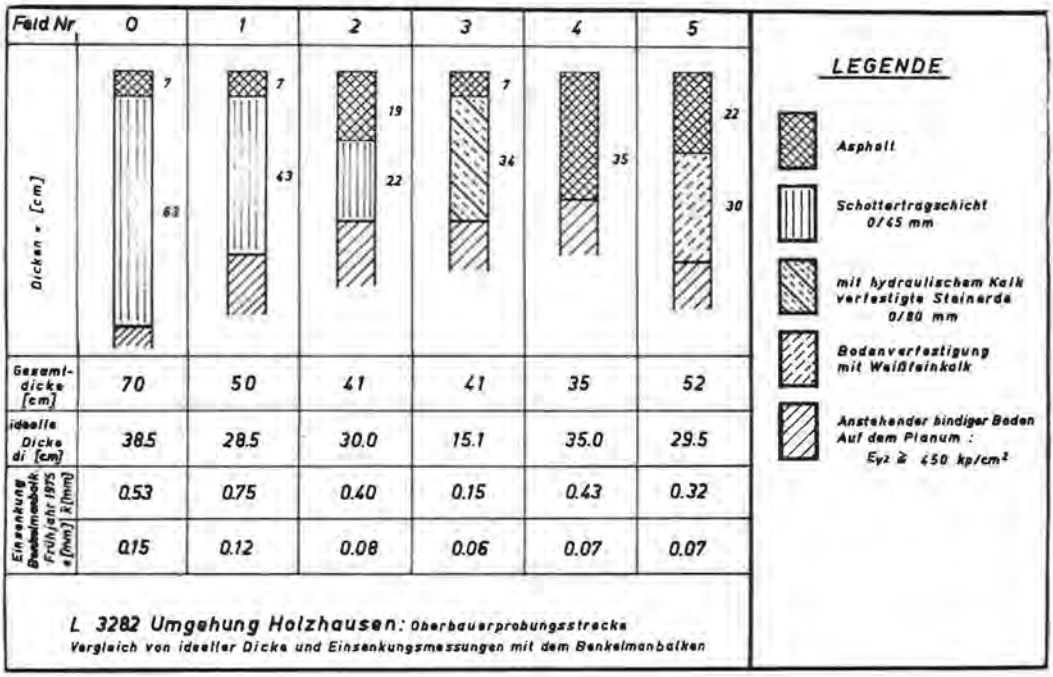


Bild 15: L 3282 Holzhausen, Fahrbahnbefestigung sowie Vergleich zwischen Verformung, wirklicher und ideeller Dicke

zeigten die Asphaltschichten im Feld 5 im Frühjahr in den Radspuren Längsrisse und streckenweise netzrissartige Aufbrüche. Der Wassergehalt in der "Verfestigung" war auf ca. 25 Gew.-% angestiegen. Das Boden-Kalkgemisch hatte eine steif bis halbfeste Konsistenz, konnte daher nicht als "Verfestigung" angesprochen werden. Der Abschnitt wurde nach Ausbesserung der stärksten Schäden im Frühjahr 1974 mit Asphalt überbaut, so daß einschließlich der gerissenen vorhandenen Asphaltschichten die Gesamtdicke des Asphaltes 22 cm betrug. Wie spätere Messungen zeigen hat sich die regelwidrig hergestellte Verfestigung nachträglich so entwickelt, daß, eine den anderen Abschnitten vergleichbare Fahrbahnbefestigung entstanden ist.

In Bild 15 sind die Ergebnisse einer Einsenkungsmessung mit dem Benkelmanbalken den wirklichen und den sich unter Zugrundelegung der aus der RStO ableitbaren Äquivalenzwerten ergebenen "ideellen" Gesamtdicken gegenübergestellt. Dabei ist deutlich zu erkennen, daß die Verfestigungen zu schlecht bewertet werden.

4 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Seit 1959 bei Seulbitz zum ersten Mal auf einer klassifizierten Straße die klassische Frostschutzschicht aus ungebundenen Mineralstoffen durch verfestigten, anstehenden Boden ersetzt wurde, sind weitere Baumaßnahmen mit dieser Bauweise als Versuchs- und Erprobungsstrekken, aber auch als reguläre Maßnahmen ausgeführt worden. Daß nach langer Gebrauchsdauer von z. T. 25 Jahren und mehr keine auf diese Bauweise zurückzuführenden Schäden festzustellen sind, zeigt, daß es sich um ein Verfahren handelt, das größere Verbreitung verdient. Voraussetzung für seine Anwendung ist, daß in ausreichender Menge reaktionsfähiger Boden vorhanden ist, daß die Eignung des Bodens frühzeitig festgestellt wird und daß geeignetes Gerät sowie gut informiertes Personal auf der Baustelle eingesetzt werden.

Vorteile der Bodenverfestigung mit Feinkalk und Kalkhydrat sind:

- Verringerung der Baukosten
- Verringerung von Erdmassenüberschüssen und damit geringeren Bedarf an Aussatzkippen
- Schonung wertvoler Mineralstoffvorkommen
- Verringerung von Massentransporten
- langsame, schonende Festigkeitsentwicklung

Bisher sehen unsere technischen Regelwerke eine Verwendung von frostsicher verfestigten, ursprünglich frostempfindlichen Böden im Straßenoberbau nicht vor. Dies erscheint unlogisch. Zu welchem Zweck ist eine Eignungsprüfung mit Frostbelastung notwendig, wenn nicht ein Einsatz des verfestigten Bodens in Bereichen mit starker Frostbelastung vorgesehen wird? Hier ist meines Erachtens im Sinne einer sparsameren Verwendung von Haushaltsmitteln und auch aus Gründen des Umweltschutzes ein Umdenken erforderlich.

5 Literatur

(1) Vitruv: de architectura libri decem,, Übersetzung von Fensterbusch; C, Darmstadt, 1981.

(2) Lamprecht, H.-O.: Opus caementitium, Bautechnik der Römer, Düsseldorf, 1985.

(3) Bilfinger, R.: Bodenvermörtelung mit bituminösen Bindemitteln und Zement, Berlin 1943.

(4) BAST: Niederschrift 2. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau, 1967.

(5) Bürger, W.: Schlußbericht zum Forschungsauftrag: Verhalten von Bodenverfestigungen im ländlichen Wegebau, unveröffentlicht, FGSV 1972.

(6) Bürger, W.: Verfestigung mit Kalk in bindigen Böden der Bundesrepublik, Straßenbau-Technik 11 u. 12/72.

(7) Bürger, W.: Verfestigung bindiger Böden mit Kalk, Straßenbau-Technik18/72.

(8) Klempert, B. Vorschriften und deren Anwendungsbereiche beim land- und forstwirtschaftlichen Wegebau in Nordrhein-Westfalen, Straßenbau-Technik 10/66.

(9) Kuonen, V.: Grundlagen und Anwendung der Bodenstabilisierung mit Kalk im schweizerischen Waldstraßenbau, Straßenbau-Technik 6/63.

(10) Hintersteiner, E.: Der ländliche Wegebau in der Steiermark, Straße und Autobahn 4/69.

(11) Ledosquet, G., Estermann, U.: Kalkgezähmte, weiße Erdbaustelle, Neubaustrecke Hannover-Würzburg im südlichen Wohngebiet der Stadt Kassel, Die Bundesbahn 8/86.

(12) Brand, W.: Der Einfluß von Kalziumhydroxyd auf die Eigenschaften schluffiger Böden im Straßenbau, Dissertation, Aachen, 1962.

(13) Brand, W.: Die Bodenstabilisierung mit Kalk, Straße und Autobahn 10/58.

(14) Brand, W.: Probleme bei der Verwendung schluffiger und toniger Böden als Baustoff im Erd- und Straßenbau, Zement-Kalk-Gips, 6/63.

(15) Brand, W.: Die Bodenverfestigung als konstruktive und betriebstechnische Maßnahme im Erd- und Straßenbau, Straßenbau-Technik 13/64.

(16) Collumbi, A., Lampke, W.: Ersatzbauweisen für Frostschutzschichten durch Bodenverfestigung mit Zement und Kalk, BAST, 1967.

(17) Bucher: Bericht über eine Versuchsstrecke in Nordwürttemberg, Niederschrift 7. EA Erdarbeiten, BAST 1967.

(18) Vosteen, B.: Bericht über eine Versuchsstrecke in Hessen, Niederschrift 7. EA Erdarbeiten, BAST, 1967.

(19) Vosteen, B.: Erfahrungen mit Bodenverfestigungen, Niederschrift 24. EA Erdarbeiten, BAST, 1984.

(20) Vosteen, B.: Frostschutzbauweisen-, Versuchs- und Erprobungsstrecken in Hessen, Veröffentlichungen des Hess. Landesamtes für Straßenbau, Heft 8, 1981.

Risiken für Bauherrn und Grundstücksbesitzer durch Altlasten

- Grundlagen und Vermeidungsstrategien -

Siegfried Rettinger

1 Einführung

Kontaminierte Standorte stellen ein erhebliches Gefährdungspotential für die Umweltmedien und die Menschen dar. Erkundung und Sanierung von Altlasten sind daher vorrangige Aufgabe des praktischen Umweltschutzes. In diesem Aufsatz werden Situationen vorgestellt, bei denen Industrie und Privatpersonen mit dieser Problematik in Berührung kommen können.

Vor allem der Grundstückskauf und die Realisierung von Bauobjekten bringt für den Käufer beziehungsweise den Bauherrn erhebliche wirtschaftliche Risiken mit sich. Im folgenden werden neben rechtlichen Grundlagen im wesentlichen Hinweise zur optimalen Abwicklung gegeben sowie Vorschläge zur Risiko- und Kostenminimierung erläutert.

2 Ursachen für Handlungsbedarf

Das Thema Altlast kann für Grundstücksbesitzer und Bauherren zum Problem werden, wenn ein Grundstück gekauft beziehungsweise veräußert wird oder Gefahr für das Allgemeinwohl durch Schadstoffemissionen besteht. Darüber hinaus ergeben sich im Zuge der Bauleitplanung und beim Bauantrag Berührungspunkte.

2.1 Grundstücksverkehr

Beim Grundstücksverkehr sind zunächst weniger technische Probleme als vielmehr rechtliche Zusammenhänge von Bedeutung. Grundsätzlich findet hier Privatrecht (z.B. BGB) Anwendung. Bei der Vertragsgestaltung kann von den Parteien

Gewährleistungsübernahme oder
Haftungsausschluß

vereinbart werden. Damit übernimmt zunächst entweder der Verkäufer oder der Käufer einseitig das Risiko und damit die Verantwortung für mögliche Konsequenzen.

Verschweigt allerdings der Verkäufer "arglistig" Grundstücksmängel, kann der Käufer nach § 463 BGB Schadensersatz verlangen. Dabei gilt nicht nur eine betrügerische Absicht des Verkäufers als Arglist, sondern es reicht bereits ein bedingter Vorsatz aus, bei dem der Verkäufer einen Mangel "für möglich hält" oder "in Kauf nimmt" [10].

Nach dem Urteil des Bundesgerichtshofes (III ZR 16/90) vom 19.März 1992 muß der Käufer für den Schadensersatzanspruch nur beweisen, daß der Verkäufer den Fehler arglistig verschwiegen hat.

In einem konkreten Streitfall entschied das Oberlandesgericht Köln im Urteil (19 U 82/92) vom 27. November 1992 zugunsten des Käufers, obwohl eine Gewährleistung im Kaufvertrag in zulässiger Weise ausgeschlossen worden war (in: [11]). Der Verkäufer hatte den Käufer in diesem Fall sogar über die Tatsache informiert, daß es sich bei dem Grundstück um ein ehemaliges Betriebsgelände handelt. Das Gericht erkannte den vereinbarten Gewährleistungsausschluß nicht an, da der Verkäufer trotz Erwähnung der ehemaligen Nutzung seiner Aufklärungspflicht nicht in ausreichender Weise nachgekommen war. Dem Verkäufer wurde Arglist im Sinne der Verletzung gebotener Aufklärung unterstellt. Auch bei subjektiver Annahme, daß das Grundstück nicht belastet sei, hätte der Verkäufer seine Kenntnisse offenbaren müssen und dem Käufer die Risikoabschätzung überlassen müssen [11].

Dieses Urteil zeigt, daß im Rahmen des Grundstücksverkehrs bereits bei Vorhandensein eines bloßen Verdachts auf eine Bodenverunreinigung dem Verkäufer eine Altlastuntersuchung anzuraten ist. Veranlaßt der Verkäufer diese nicht, ist sie in jedem Fall dem potentiellen Käufer zu empfehlen und zwar auch dann, wenn der Verkäufer die Gewährleistung übernimmt. Wird zu einem späteren Zeitpunkt eine Verunreinigung des Bodens offensichtlich, ergeben sich für den Käufer in jedem Fall Nachteile:

- Notwendige Untersuchungen und eventuelle Sanierungsmaßnahmen können sich über einen Zeitraum von 1 bis 2 Jahren hinziehen und bringen entsprechende wirtschaftliche Nachteile mit sich.
- Auch nach einer Sanierung haftet in der öffentlichen Meinung einem ehemals kontaminierten Grundstück ein "gewisser Makel" an, der häufig zu einem Wertverlust beiträgt.

2.2 Gefährdung des Allgemeinwohls

Ist eine Beeinträchtigung des Allgemeinwohls zu besorgen, gilt Öffentliches Recht. Hier stehen verschiedene Rechtsgrundlagen zur Verfügung, aus denen sich Erkundungspflichten und Sanie-

rungsmaßnahmen für den Verursacher oder den Zustandsstörer (Grundstückseigentümer) ableiten lassen:

- Bei Altlasten, die infolge der Behandlung, Lagerung oder Ablagerung von Abfällen außerhalb von Entsorgungsanlagen entstanden und die über das Jahr 1972 hinaus andauerten, stellt das Abfallgesetz bzw. in Bayern das Bayerische Abfall- und Altlastengesetz die Rechtsgrundlage dar (BayAbfAlG Art. 31 Abs. 2). War die Ablagerung vor dem o.g. Datum abgeschlossen ist dieses Gesetz nicht anwendbar.
- Erfolgte die Verunreinigung nach dem 1. März 1960 kann die Umweltbehörde Erkundungsmaßnahmen mit dem Wasserhaushaltsgesetz bzw. in Bayern mit dem Bayerischen Wassergesetz (BayWG Artikel 68 Absatz 3), einem schutz- und naturbezogenen Gesetz, begründen.
- Keiner zeitlichen Einschränkung unterliegt das Landesstrafverordnungsgesetz (LStVG Artikel 7 Absatz 2), das somit immer anwendbar ist.

2.3 Baugesetzgebung

Bei Bauvorhaben gilt darüber hinaus bundesweit das Baugesetz bzw. in Bayern die Bayerische Bauordnung (BayBO vom 26. April 1994). Darin ist in Artikel 4.1 festgelegt, daß ein Grundstück nach Lage, Form, Größe und Beschaffenheit für die beabsichtigte Bebauung geeignet sein muß.

2.3.1 Bauleitplanung

Im Rahmen der Bauleitplanung wird grundstücksübergreifend die Art der Flächennutzung festgelegt. In aller Regel steigt hiermit der Wert der Grundstücke im Planungsgebiet.

Bereits bei der Bauleitplanung werden Areale, für die sich der Altlastverdacht bestätigt hat, entsprechend gekennzeichnet. Bei begründeten Verdachtsmomenten kann die Kommune den Grundstücksbesitzer zur Voruntersuchung auffordern. Entspricht der Eigentümer dieser Forderung nicht, untersucht bei entsprechend großem öffentlichen Interesse die Kommune auf eigene Kosten. Damit verzögert sich die Aufstellung des Bebauungsplanes oder kann im ungünstigsten Fall sogar eingestellt werden.

Wird eine Kontamination nachgewiesen, kann der Grundstücksbesitzer zur Übernahme der Untersuchungskosten herangezogen werden.

2.3.2 Baugenehmigungsverfahren

Bei Stellung des Bauantrags für altlastverdächtige Flächen ist ebenfalls eine Untersuchung durchzuführen. Nach BayBO Artikel 4.1 ist diese vom Eigentümer zu erbringen. Die Baugenehmigung wird erst erteilt, wenn die Fläche aus dem Verdacht entlassen wird oder die Bewältigung der Altlastproblematik gesichert ist. Zu diesem Zweck ist als Bestandteil des Bauantrages ein fachmännisches Sanierungs- oder Entsorgungskonzept vorzulegen.

Entsprechendes gilt bei Abbruchanträgen für ehemals gewerblich oder industriell genutzte Gebäude. Auch hier werden im Rahmen des Genehmigungsverfahrens entsprechende Auflagen zur Untersuchung von Bausubstanz und ggf. Untergrund formuliert.

2.4 Weitere Situationen

Auch unabhängig von Grundstückstransfer und Bauantrag können Grundstückseigentümer plötzlich mit derartigen Situationen konfrontiert werden, wie an zwei Beispielen gezeigt wird.

Situation 1: Kein Verdacht auf Kontamination

Beim Bodenaushub auf einem Grundstück, für das kein Kontaminationsverdacht besteht und somit auch keine Voruntersuchung durchgeführt wird, traten Verunreinigungen im Untergrund zutage.

Das Abfallgesetz schreibt hier eine geordnete Entsorgung bzw. Verwertung des Aushubmaterials vor. Eine Deponierung von kontaminierten Erdaushub ohne zeit- und kostenintensive Überprüfung alternativer Entsorgungs- und Verwertungsstrategien ist in der Regel nicht zulässig. Grundlage hierfür sind u. a. das gesetzlich festgelegte Verwertungsgebot sowie die kommunalen Abfallentsorgungssatzungen, die einen schonenden Umgang mit dem vorhandenen Deponieraum vorschreiben und die Prüfung anderer technisch möglicher und wirtschaftlich zumutbarer Lösungen fordern.

Bereits die notwendigen Detailuntersuchungen können hier Stillstandszeiten von zwei bis drei Monaten zur Folge haben.

Situation 2: Verdacht vorhanden durch ehemalige gewerbliche Nutzung

Auf einem bebauten Grundstück soll der vorhandene Altbau abgebrochen werden.

Wurde dieses Gebäude früher gewerblich genutzt (z.B. Werkstätte, Tankstelle, etc.) müssen für die Abbruchgenehmigung in Abhängigkeit der ehemaligen Nutzung sowohl die Bausubstanz als auch der Boden auf potentielle Verunreinigungen untersucht werden. Erst nach Vorlage der Untersuchungsergebnisse, kann das weitere Vorgehen und die Entsorgung oder Verwertung des Bauschutts festgelegt werden.

3 Vorgehensweise bei der Bearbeitung von Verdachtsflächen

Die Durchführung einer Altlastuntersuchung beziehungsweise -sanierung erfordert eine systematische Vorgehensweise. Diese gliedert sich in die Schritte (z.B. [1], [2], [8] u. [13])

- Erfassung und Erstbewertung,
- Voruntersuchung,
- Detailuntersuchung,
- Sanierung und schließlich
- Entlassung aus dem Verdacht

Die Inhalte dieses Ablaufschemas werden im folgenden nur kurz beschrieben, da sie in den länderspezifischen Leitfäden umfangreich dargestellt sind.

3.1 Prüfung einer Altlast-Verdachtsfläche

Erster Schritt einer transparenten Bearbeitung ist die **Erfassung und Erstbewertung** der Verdachtsfläche, die auch als Standortrecherche oder Historische Erkundung bezeichnet wird.

Die zur Bearbeitung dieser Fragestellung erforderlichen, grundlegenden Informationen können durch Aktenrecherchen beim jeweiligen Anlagenbetreiber, bei den zuständigen Überwachungs- und Genehmigungsbehörden (Tiefbauamt, Wasserwirtschaftsamt, Gesundheitsamt, Gewerbeaufsichtsamt, Landesämter für Wasserwirtschaft bzw. Umweltschutz und kommunales Umweltamt) und in Karten- sowie Luftbildarchiven erhalten werden. Daneben stellen Geländebegehungen und die Befragung langjähriger Mitarbeiter eine sehr wichtige Informationsquelle dar.

Auf der Basis dieser grundlegenden Informationen zur historischen und gegenwärtigen Nutzung sowie eigener Beobachtungen wird - ohne Entnahme und Untersuchung von Proben - eine **Bewertung** des Kontaminationspotentials durchgeführt. Grundlage dieser Bewertung bilden landesspezifische, formalisierte Einstufungslisten, die folgende Kriterien berücksichtigen (z. B. [8] u. [13]):

- Stoffinventar der Verdachtsfläche
- Emissionspotential von Schadstoffen in die Umweltmedien (Boden, Luft, Wasser, Pflanze) und resultierende Gefährdung der Öffentlichkeit
- Nutzung des Gebietes und räumlicher Bezug zu besonders schutzwürdigen Bereichen (Trinkwassergewinnungsgebiete, Wohngebiete, landwirtschaftliche Nutzflächen)
- Untergrundbeschaffenheit sowie Schadstoffmobilität und damit zusammenhängende Ausbreitungsmöglichkeiten
- Überprüfung des Geländes oder Gebietes auf das Vorhandensein von Umweltschäden (z.B. Gewässerverschmutzungen, Geruchsbelastungen, Vegetationsschäden)

Ziel dieser Standortrecherche ist es, den Bedarf an weitergehenden Untersuchungen zu prüfen und dann - falls erforderlich - eine Strategie und Inhalte für das weitere Vorgehen zu entwikkeln. Dabei können gezielt kritische Stellen ausgewählt und Parameter für die chemische Untersuchung im Vorfeld definiert werden.

Dieses Verfahren der beprobungslosen Erkundung hat in den letzten Jahren wesentlich an Bedeutung gewonnen, da es für den Bauherrn oder Grundstückseigentümer mit geringen Gutachterkosten verbunden ist, und die Ergebnisse innerhalb weniger Wochen vorliegen können. Im Zuge der Qualitätssicherung bei der Bearbeitung von Altlastverdachtsflächen wird diesem Verfahren zukünftig ein noch größerer Stellenwert zukommen müssen (z.B. [3]).

Ergibt die Standortrecherche Hinweise auf ein Kontaminationspotential des Grundstückes, müssen **Voruntersuchungen** durchgeführt werden. Ziel dieses Schrittes ist es, eine Verdachtsfläche in bezug auf Art und Ausmaß der Umweltbelastung näher einzuordnen. Untersucht werden Emissionen in folgenden Phasen:

- Wasser

Erforderlich sind Untersuchungen von Grund- oder auch Oberflächenwasser im Bereich der Verdachtsfläche sowie in deren Zu- und Abstrombereich, die bereits Kenntnisse der hydrogeologischen Situation erfordern. Bei der Überprüfung des Grundwassers ist in der Regel die Einbeziehung von drei bis vier Meßstellen ausreichend.

- Boden

Der Boden sollte im Bereich der Verdachtsfläche und ebenfalls im nicht kontaminierten Bereich durch Bohrungen, Sondierungen oder Schürfe aufgeschlossen und untersucht werden.

Neben der Ermittlung der Gesamtgehalte werden zur Abschätzung des Auswaschungspotentials eines Schadstoffes häufig auch Eluatanalysen gefordert.

- Luft und Staub

Infolge physikalischer, chemischer und biochemischer Umsetzungen können Schadstoffe auch gasförmig aus dem belasteten Boden entweichen. Deshalb kann die Messung von Gasen im Boden und Räumen erforderlich sein.

Staubanalysen sind im Rahmen der Voruntersuchungen nur dann erforderlich, wenn eine Gefährdung des Allgemeinwohls (z.B. Wohngebiete, Spielplätze etc.) zu besorgen ist.

Die Ergebnisse dieser Voruntersuchungen werden erneut bewertet, wobei für das weitere Vorgehen vor allem Gefährlichkeit und Menge der vorhandenen Schadstoffe, deren Emissionen und damit zusammenhängend eine mögliche Gefährdung des Allgemeinwohls relevante Kriterien darstellen. Abschließend ist zu klären, ob eine Entlassung des Grundstücks aus dem Altlastverdacht möglich ist, oder aber eine weitere Überwachung beziehungsweise eine Detailuntersuchung erforderlich ist.

Wie schon bei der Voruntersuchung werden auch bei der **Detailuntersuchung** die Medien Wasser, Boden sowie Luft und Staub untersucht.

Ziel dieser Erkundungsphase ist es, auf der Basis einer genauen Kenntnis der hydrogeologischen Situation, der räumlichen Ausdehnung der Kontamination und ihrem Gefährdungspotential Entscheidungen über die Sanierung beziehungsweise Entsorgung/Verwertung und deren zeitlicher Abfolge treffen zu können. Auf der Basis dieser Erkenntnisse kann die Sanierung konzeptionell und damit auch finanziell eingegrenzt werden.

3.2 Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Für die Beurteilung und Bewertung von Boden-, Bodenluft-, Grundwasser- und Bausubstanzuntersuchungen werden in den verschiedenen Bundesländern unterschiedliche Richtwertlisten herausgegeben (vgl. [8] u. [12]). In Bayern sind diese Listen im "Altlasten-Leitfaden für die Behandlung von Altablagerungen und kontaminierten Standorten in Bayern", der im Juli 1991 durch das Bayerische Staatsministerium des Innern und das Bayerische Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen herausgegeben wurde, zusammengefaßt. In dieser Richtlinie werden für die Beurteilung verschiedener Schadstoffe aus wasserwirtschaftlicher Sicht Konzentrationsniveaus als sogenannte Stufe-I-Werte und Stufe-II-Werte angegeben.

Stufe-I-Werte: Werden bei den Bodenuntersuchungen die Stufe-I-Werte nicht überschritten, ergibt sich aus wasserwirtschaftlicher Sicht kein Beitrag zur Dringlichkeit einer Sanierung, wenn auch im Eluat die Stufe-I-Werte nicht erreicht werden.

Stufe-II-Werte: Bei Überschreitung der Stufe-II-Werte für Bodenbelastungen erhöht sich die Sanierungspriorität aus wasserwirtschaftlicher Sicht vor allem dann, wenn auch die Stufe-II-Werte des Eluats übertroffen werden.

Im Konzentrationsbereich zwischen Stufe-I- und Stufe-II-Wert ist die von der Bodenkontamination ausgehende Grundwassergefährdung sorgfältig abzuklären.

Für die Beurteilung von Belastungen mit leichtflüchtigen Stoffen ist darüber hinaus das Rundschreiben des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft vom 10.1.1989 "Behandlung von Grundwasserverunreinigungen durch leichtflüchtige Halogenkohlenwasserstoffe" von Bedeutung.

An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, daß der Altlasten-Leitfaden und die darin genannten Richtwerte **keinen rechtsverbindlichen** Charakter im Sinne von Grenzwerten haben.

3.3 Sanierung und Entsorgung/Verwertung

Überschreiten festgestellte Belastungen entsprechende Richtwerte können von behördlicher Seite Maßnahmen zur Sanierung einer Altlast angeordnet werden. Die rechtlichen Grundlagen, die den Behörden hier zur Verfügung stehen, wurden bereits in Abschnitt 2 vorgestellt.

Bei der Sanierung ist zwischen den "echten" Sanierungsverfahren, die eine Reinigung des Bodens, der Bodenluft oder des Grundwassers zum Ziel haben, sowie den Sicherungstechniken und der einfachen Umlagerung belasteten Materials zu differenzieren (z.B. [4]). Im folgenden werden nur Boden und Abbruchmaterial berücksichtigt.

An echten **Sanierungsverfahren** für Bodenbelastungen sind grundsätzlich Bodenwaschverfahren, thermische und biologische Verfahren zu nennen. Die Kosten für eine solche Bodenreinigung sind von der Belastung abhängig und betragen ca. 150,-- bis 400,-- DM je Tonne. Häufig bieten Sanierungsfirmen Vorversuche im Labormaßstab an, die in der Regel für den Abfallbesitzer kostenlos sind.

Aus ökologischen Gründen ist eine Sanierung in jedem Fall einer Ablagerung auf einer Deponie aber auch einer anderen Verwertung vorzuziehen.

Die Ablagerung belasteten Materials auf einer Deponie stellt ökologisch wie auch ökonomisch fast immer die ungünstigste Methode der **Entsorgung** dar. Die Ablagerung von Aushub- oder Abbruchmaterialien auf einer sogenannten Bauschuttdeponie ist in Bayern nicht zulässig, wenn deren Inhaltsstoffe auch nur vereinzelt den Stufe-I-Wert in der Festsubstanz bzw. im Eluat gemäß Bayerischen Altlastenleitfaden überschreiten. Gleichzeitig ist hier eine Verbringung auf eine Hausmülldeponie (Kosten in München: ca. 380,-- DM/t) in aller Regel nur dann zulässig, wenn nachgewiesen wird, daß die Kontamination technisch nicht aufbereitet werden kann oder die Kosten für eine Aufbereitung wirtschaftlich nicht zumutbar sind.

Überschreiten die Belastungen auch die Grenzwerte für eine Ablagerung auf der Hausmülldeponie, bleibt häufig nur die unwirtschaftliche Entsorgung auf der Sonderabfalldeponie (ab ca. 600,-- DM/t).

Meist kostengünstiger, wenn auch häufig ökologisch nicht völlig unbedenklich, ist die **Verwertung** belasteter Materialien (vgl. [6]). Für eine Verwertung stehen folgende Wege zur Verfügung:

- Rekultivierung (Tagebau, Abgrabungen, Abraumhalden)
- Bergeversatz (Untertagebau)
- Deponiebau (Abdeckung, Randdammschüttung)
- Verwendung im Straßenbau (z.B. Lärmschutzwälle)
- Baustoffrecycling (Zuschlagsstoffe zu Baustoffen)

Die Möglichkeit der Verwendung gering belasteten Boden- und Abbruchmaterials zur Rekultivierung und zum Bergeversatz in den jungen Bundesländern hat den Einsatz echter Sanierungsverfahren in den letzten Jahren stark zurückgedrängt. Diese Tatsache verwundert nicht, wenn man die relativ geringen Kosten von 100,-- bis 150,-- DM/t inclusive Transport berücksichtigt.

Daneben besteht auch die Möglichkeit gering belastetes Material mit günstigen bodenmechanischen Eigenschaften als Randdammschüttung oder Abdeckung im Deponiebau zu verwenden. Entscheidungsgrundlage für diese Art der Verwertung stellen die Grenzwerte der TA Siedlungsabfall dar. Die Genehmigung zur Verbringung auf die Deponie beruht jedoch immer auf sogenannten "Einzelfallentscheidungen", die manchmal für den Außenstehenden nicht nachvollziehbar sind.

Für die Verwendung von leicht kontaminiertem Material und Bauschutt im Straßenbau existieren Richtwerte, die in den Bekanntmachungen der Obersten Baubehörde vom 17. November 1992 (Nr. II D 9/II E 6-43437-001/92 und Nr. II D 9/II E 6-43437-002/92) veröffentlicht wurden. Die Genehmigung wird von der Kommune unter Einbeziehung des zuständigen Wasserwirtschaftsamtes erteilt; die Bearbeitungszeit hierfür kann bis zu drei Monaten betragen.

Diese Wartezeiten, die bei den meisten Entsorgungs-/Verwertungswegen auftreten, führen bei fehlenden **Zwischenlagerflächen** für das belastete Material zwangsläufig zum Baustillstand. Für eine Zwischenlagerung kommt in erster Linie das Baugrundstück selbst in Betracht. Steht hier keine ausreichende Fläche zur Verfügung, muß das Material zu einer vorher gemäß Abfallrecht genehmigten Zwischenlagerfläche transportiert werden.

Bei all diesen Entsorgungs-/Verwertungswegen muß der Abfall- bzw. Reststoffbesitzer gegenüber den zuständigen Überwachungsbehörden den Nachweis über die ordnungsgemäße Vorgehensweise führen. Hierfür dient der sog. **Entsorgungs-/Verwertungsnachweis** nach Anlage 3 der Abfall-Reststoffüberwachungsverordnung, in dem Art, Menge, Belastung und andere Charakteristika des Materials beschrieben sind.

Für die Annahme kontaminierten Materials durch Deponiebetreiber oder Verwertungsfirmen ist das Ergebnis der **Deklarationsanalytik** entscheidend, die entscheidender Bestandteil des Entsorgungs-/Verwertungsnachweises ist. Der Parameterumfang dieser Analysen ist in den Bundesländern jedoch nicht einheitlich geregelt und kann zudem in Abhängigkeit von der Art der Entsorgung/Verwertung variieren.

4 Beispiele für Vermeidungsstrategien

Für den Bauherrn beziehungsweise den Grundstücksbesitzer oder -käufer sind vor allem die Aspekte der Problemvermeidung und Kostenminimierung von Interesse. Probleme, die häufig infolge Unkenntnis relevanter Gesetze und Richtlinien auftreten, können durch rechtzeitige Einschaltung qualifizierter Gutachter oder Ingenieurbüros und die frühe Einbindung der zuständigen Fachbehörden reduziert werden.

4.1 Angebotseinholung bzw. Ausschreibung von Untersuchungs- und Gutachterleistungen

Bereits bei der Auswahl des Ingenieurbüros hat der Betroffene die erste Entscheidung mit finanziellen Konsequenzen zu treffen.

Die Bearbeitung von Altlasten ist mit Ausnahme der Gutachterleistungen, die pauschal oder über Stundensätze honoriert werden können, in der HOAI nicht geregelt. Für Laborleistungen gilt die VOL, für Bohrarbeiten die VOB. Somit ist der Auftraggeber gezwungen Angebote einzuholen oder die Leistungen auszuschreiben (vgl. [7] u. [14]).

Bei der Angebotseinholung läßt sich der Bauherr den Untersuchungsumfang mit dazugehörigem Preisangebot von verschiedenen Bietern vorschlagen. Hier wird zum einen häufig übersehen, daß bereits diese Leistung honorarpflichtig ist [7]. Zum anderen besteht für den Bauherrn die Gefahr, unterschiedlich aufwendige und damit auch schwer vergleichbare Konzepte zu erhalten.

Vorzuziehen ist hier eine einheitliche Ausschreibung mit detaillierter Auflistung der erforderlichen Leistungen, die bei Bedarf ebenfalls von einem Gutachterbüro erstellt werden kann. Dem Bauherrn ist zu empfehlen, bereits in die Ausschreibung Eventualpositionen für weitergehende Leistungen (Prüfen der Entsorgungs-/Verwertungswege, Deklarationsanalytik, Führen erforderlicher Nachweise, Stundensätze für Besprechungen, etc.) aufzunehmen. Keinesfalls sollte hier der Aspekt des Arbeitsschutzes vernachlässigt werden. Hierfür gilt die Richtlinie "Arbeiten in kontaminierten Bereichen" (ZH 1/183) des Fachausschusses Tiefbau des Hauptverbandes der gewerblichen Berufsgenossenschaften (vgl. [9] u. [15]). Darin wird empfohlen Arbeitsschutzmaßnahmen als Einzelleistungen auszuschreiben.

Als Kriterium für die Auswahl des Gutachterbüros sollte noch vor der Preisgestaltung die fachliche Qualifikation stehen, da in erster Linie die Kenntnisse des Beraters, beispielsweise über Entsorgungsmöglichkeiten, Einsparungen in besonders relevanten Größenordnungen zur Folge haben können.

4.2 Einbindung der zuständigen Fachbehörden

Die rechtzeitige Kontaktaufnahme mit den zuständigen Fachbehörden bringt ebenfalls Vorteile für den Bauherrn oder Grundstücksbesitzer mit sich. Bei einem Verdacht auf Bodenverunreinigungen sollte der erste Schritt in jedem Fall die Einsicht in das Altlastverdachtsflächen-Kataster der jeweiligen Kommune sein. Hier sind grundlegende Daten über ehemalige Nutzungen oder Ausdehnung von Altablagerungen gesammelt.

Das erforderliche Untersuchungskonzept sollte unter Beteiligung des Gutachters mit den Fachdienststellen festgelegt werden um Informationsverluste und übertriebenen Aufwand bereits im Vorfeld zu vermeiden.

Gleichermaßen sollte auch die Abstimmung der Entsorgungs-/Verwertungswege erfolgen. Damit können bei einer Baumaßnahme Verzögerungen durch Antragstellung und Genehmigung vermieden werden.

4.3 Einsparungen durch qualifizierte Baubegleitung

Erhebliche Einsparungsmöglichkeiten ergeben sich durch Volumenreduzierung des belasteten Materials.

Gerade bei Altablagerungen zeigt die Erfahrung, daß häufig nur Teilmengen einer Entsorgung/Verwertung zugeführt werden müssen. Dies resultiert aus der Inhomogenität der Auffüllmaterialien und ihrer Schadstoffbelastungen. Zur Vermeidung unnötig hoher Entsorgungsbeziehungsweise Verwertungskosten, sollte bei einer Baumaßnahme eine Aushubüberwachung mit begleitender Analytik durch ein geeignetes Ingenieurbüro durchgeführt werden. Hierbei werden letztendlich nach organoleptischer Trennung belasteter und unbelasteter Materialien, auf der Basis chemischer Analysen, die je 50 bis 100 m³ Aushub erforderlich sind, die Entsorgungswege festgelegt. In günstigen Fällen konnten hierdurch Einsparungen von maximal bis zu 70 % erzielt werden.

Bei Abbruchmaßnahmen kann ebenfalls eine Reduzierung des zu entsorgenden Materials durch frühzeitige Untersuchungen der Bausubstanz erzielt werden, die nach den gültigen Abfallsatzungen ohnehin erforderlich sind. Diese Untersuchungen dienen einerseits der Ermittlung problematischer Baustoffe (z. B. Asbest) und andererseits der Feststellung nutzungsbedingter Bausubstanzverunreinigungen. In Abhängigkeit der bei den Untersuchungen festgestellten Schadstoff-Eindringtiefen werden verunreinigte Bereiche abgetrennt und mit den problematischen Baustoffen separat entsorgt.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Altlasten können bei geplanten Bauvorhaben oder beim Grundstückstransfer zu einem enormen wirtschaftlichen Problem werden. Durch Kenntnis der rechtlichen Grundlagen und Zusammenhänge kann der Betroffene bereits im Vorfeld verschiedene Risiken ausschließen.

Die prinzipielle Einsicht in die Vorgehensweise der Bearbeitung von Altlastproblemflächen hilft dem Bauherrn oder Grundstückskäufer bei der Beurteilung des erforderlichen Untersuchungsaufwandes und beim Vergleich von Angeboten beratender Büros. Eine rechtzeitige Einbindung

qualifizierter Ingenieurbüros sowie der zuständigen Fachdienststellen der kommunalen Verwaltung führt in den meisten Fällen zur Minimierung des Zeitaufwandes und der Kosten.

Generell bleibt für alle Beteiligten zu hoffen, daß einerseits durch die weitere Entwicklung und Standardisierung von Untersuchungsmethoden (z.B. Probenahmen und Analytik) einheitliche Verfahrensgrundlagen geschaffen werden. Andererseits könnten bestehende Unsicherheiten in der Projektabwicklung durch die Festlegung einheitlicher Orientierungswerte, die hoffentlich Bestandteil eines überfälligen Bodenschutzgesetzes und der zugehörigen Rechtsverordnungen sind, abgebaut werden.

6 Literaturhinweise

[1] Arbeitsgruppe Altlastenhandbuch, Altlasten-Handbuch; Teil I: Altlasten - Bewertung, Hrsg.: Ministerium für Umwelt Baden-Württemberg; H. 18, 125 S., Flemming-Verlag, Stuttgart (1988).

[2] Arbeitsgruppe Altlastenhandbuch, Altlasten-Handbuch; Teil II: Untersuchungs - grundlagen. Hrsg.: Ministerium für Umwelt Baden-Württemberg; H. 19, 95 S., Flemming-Verlag, Stuttgart (1988).

[3] Borries, H.-W.: Kostengünstige und effiziente Altlastenerkundung. Ratgeber Umwelttechnik für Kommunen, S. 72 - 83, Stein-Verlag, Baden-Baden (1994).

[4] Henke, G. A.: Sanfte und harte Verfahren der Altlastensanierung. Entsorgungs-Praxis, Heft 11, S. 798 - 805, Gütersloh (1993).

[5] Kolb, K.: Bewertung von Kontaminationen für den Grundwasserschutz, in: Behandlung von Altlasten; Informationsveranstaltung des LfU am 21.7.1992 in Wackersdorf, Hrsg.: Bayer. Landesamt für Umweltschutz, S. 20 - 33, München (1992).

[6] Kolb, K.: Verwertung gereinigter oder schwach kontaminierter Böden, in: Bodenkontaminationen - Grundlagen und Fallbeispiele; Seminar des LfU am 23.6.1993 in Wakkersdorf, Hrsg.: Bayer. Landesamt für Umweltschutz, S. 47 - 63, München (1993).

[7] Linster, W.: Vertragsgestaltung bei Altlastensanierung und Altlastenuntersuchung, Ratgeber Umwelttechnik für Kommunen, S. 84 - 88, Stein-Verlag, Baden-Baden (1994).

[8] N.N.: Altlasten-Leitfaden für die Behandlung von Altablagerungen und kontaminierten Standorten in Bayern, Hrsg.: Bayer. Staatsministerium des Innern u. Bayer. Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen; S. 69, München (1991).

[9] N.N.: Richtlinien für Arbeiten in kontaminierten Bereichen.Terra-Tech, H. 2, S. 28 - 31, Vereinigte Fachverlage, Mainz (1993).

[10] Otto, W.: Arglist beim Grundstücksverkauf. Müll und Abfall, Heft 3, S. 194, E. Schmidt Vlg., Berlin-Bielefeld-München (1993).

[11] Otto, W.: Gewährleistung für Verkauf eines Grundstücks mit Altlasten. Staub - Reinhaltung der Luft, H. 53, S. 452 (1993).

[12] Röder, R.: Die Problematik der Grenzwertlisten. Vortrag bei der Fachtagung "Grundwasserschutz und Grundwasserschadensfälle - Anforderungen an Vorsorge-, Erkundungs- und Sanierungsmaßnahmen". Unveröff. Manuskript, 12 S. (1994).

[13] Sächs. Staatsministerium für Umwelt u. Landesentwicklung: Objektbezogene Altlastenuntersuchung. Teil I: Grundlagen u. Empfehlungen zur Erfassung, Untersuchung und Bewertung von Altlasten im Schadstoffpfad Grundwasser. 38 S., Dresden (1991).

[14] Spanier, J.: Zur Problematik der Ausschreibung von Altlastensanierungen. Terra-Tech, H. 2, S. 65 - 68, Vereinigte Fachverlage, Mainz (1993).

[15] Wöstmann, U.: Konzeption eines Arbeitssicherheitsplanes für die Erkundung von Altlasten. Terra-Tech, H.2, S. 23 - 27, Vereinigte Fachverlage, Mainz (1993).

Bemessung von Deponieabdichtungssystemen für Schadstoffemissionen

Klemens Finsterwalder

Aufbau und Konstruktion von Abdichtungssystemen für Deponien sind in der TA Abfall und der TA Siedlungsabfall geregelt. Dort werden Regelabdichtungssysteme vorgegeben ohne Hinweise auf deren Rückhaltewirkung in Bezug auf Schadstoffe. In beiden Vorschriften werden jedoch alternative Dichtungssysteme zugelassen, wenn Gleichwertigkeit nachgewiesen wird. Diese Klausel eröffnet prinzipiell die Chance zu effizienteren Konstruktionen, wenn es gelingt, die geforderte Gleichwertigkeit zu attestieren.

Im folgenden wird nun eine Strategie entwickelt die es ermöglicht, beliebige Abdichtungssysteme im Vergleich zu den Abdichtungssystemen der TA Abfall oder TA Siedlungsabfall zu beurteilen. Die Lösung dieser Aufgabe wird über einen Emissionsvergleich in Form einer Risikoanalyse durchgeführt, wobei als Basis die Emissionswerte aus einer Abdichtung nach den Regelwerten TA Abfall oder TA Siedlungsabfall den Standard vorgeben. Bild 1 zeigt die grundlegende Vorgehensweise. Dabei wird für das Regelabdichtungssystem und für das alternative Abdichtungssystem eine Risikoanalyse durchgeführt. Die Maximalemission aus dem Abdichtungssystem in Regelausführung ergeben die "zulässigen Emissionen", die von den alternativen Abdichtungssystem nicht überschritten werden dürfen.

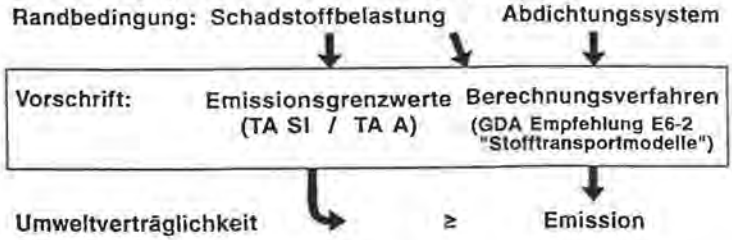


Bild 1:

Bei der Durchführung der Risikoanalyse wird methodisch nach der Ereignisablaufanalyse vorgegangen. Dabei sind folgende Schritte erforderlich:

- auslösende Ereignisse
- Ereignisablaufanalyse und Zuverlässigkeitsanalyse
- Ereignisfolgen = Emissionen

Bei der Erfassung der auslösenden Ereignisse sind alle Systemkomponenten von der Rekultivierungsschicht über die Oberflächenabdichtung, den Abfall, das Basisabdichtungssystem und die geologische Barriere mit einzubeziehen. Neben der Konstruktion müssen auch der Betrieb und die Nachsorge berücksichtigt werden. Dabei wird je Verfüllabschnitt der Deponie unterschieden zwischen

- Phase I: Bauzustand vor der Abfallverfüllung,
- Phase II: Nutzungsphase Befüllung (während der Verfüllung),
- Phase III: Nachsorgephase und
- Phase IV: Endlagerphase (nach der Nachsorgephase)

Während für die Nutzungs- und die Nachsorgephase davon ausgegangen wird, daß die Deponie mit allen ihren Komponenten intakt bleibt, wird für die Endlagerphase das altersbedingte Ausfallen der Komponenten angesetzt, deren Lebensdauer begrenzt ist und die Nachsorge wie Kontrollen, Gasfassung und Sickerwasserfassung gemäß TA Abfall eingestellt wird. Eine solche Begrenzung der Lebensdauer wird für die Drainagesysteme sowie für die Kunststoffdichtungsbahnen angenommen. In der Tabelle 1 sind für die verschiedenen Phasen die Betrachtungszeiträume und die Wirksamkeit der Komponenten der Abdichtungssysteme angegeben.

Tabelle 1: Grundannahmen für die Risikoanalyse

Phase	Betrachtungszeitraum [Jahre]	Funktionsfähigkeit der Komponenten der Deponie			
		Drainagesysteme	Kunststoffe	Mineralische Dichtung	
				Techn. Barriere	Geol. Barriere
I- Herstellung der Basisabdichtung	< 0	--	--	--	intakt
II- Befüllung	0 - 50	betriebsfähig	intakt	intakt	intakt
III- Nachsorge	50 - 100	betriebsfähig	intakt	intakt	intakt
IV- Endphase	100 - ∞	ausgefallen	ausgefallen	intakt	intakt

Die angegebenen Betrachtungszeiträume je Verfüllabschnitt sind so ausgewählt worden, daß das Emissionsverhalten ausreichend beurteilt werden kann. Die Materialkenngrößen der Phase III gelten für den Einbauzustand; eine Berücksichtigung der Alterung der Kunststoffelemente wurde nicht angenommen. Von daher können die Ergebnisse der Phase III lediglich als Qualitätsmerkmal für einen nicht definierten Zeitraum betrachtet werden. Für die Bemessung von

alternativen Systemen sind die höchsten Werte aus der Risikoanalyse der Regelabdichtung maßgebend.

Der Stofftransport im Boden wird maßgeblich von drei Einflußgrößen Konvektion, Diffusion und Sorption (Bild 2) bestimmt. Diese Gesetzmäßigkeiten lassen sich in Form der allgemeinen Differentialgleichung (1) für den Stofftransport entwickeln und auf Deponieabdichtungssysteme anwenden [1 bis 16].

$$D \frac{d^2c}{dx^2} = \frac{k \cdot i}{n} \frac{dc}{dx} + \frac{dc}{dt} + \frac{1}{n} \frac{dS}{dt} \qquad (1)$$

Bild 2: Einflußgrößen des Stofftransportes

Die Differentialgleichung zweiter Ordnung kann für die unterschiedlichsten baupraktischen Anwendungsfälle numerisch gelöst werden. Das Ergebnis liefert - als Grundlage für eine Bemessung - den Stofftransport als Funktion der Zeit.

Die Genauigkeit hängt dabei im wesentlichen von der Genauigkeit der Stoffkenndaten Durchlässigkeitsbeiwert k, Diffusionskoeffizient D und Sorptionsbeiwert ab. Zur Ermittlung dieser

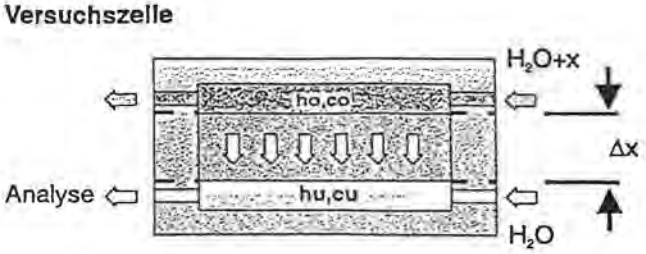


Bild 3: Versuchszelle zur Bestimmung der Stofftransportparameter (DKS-Permeameter)

Stoffkenndaten wurden von der DYWIDAG UMWELTSCHUTZTECHNIK GmbH gemeinsam mit der Ruhr-Universität Bochum spezielle Laborzellen, DKS-Permeameter, entwickelt (Bild 3), die es ermöglichen, die Werte D, K und S an ein und derselben Probe in kontaminiertem Zustand zu ermitteln.

Zur Berechnung der Emissionen wird die Deponie als geologische Formation betrachtet (Bild 4), die aus der Überdekung, der Oberflächenabdichtung mit Stauwasser, dem Deponiekörper, der Basisabdichtung mit Deponiesickerwasser und der geologischen Barriere besteht.

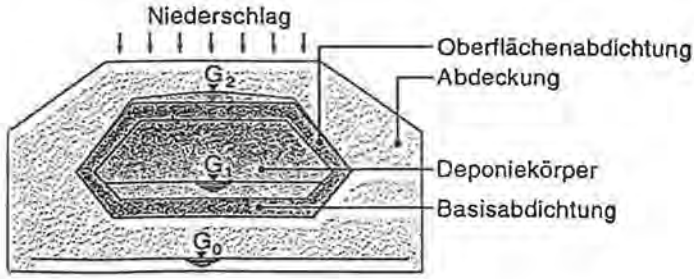


Bild 4: Schematischer Schnitt durch einen Deponiekörper

Bei der Berechnung werden die Größen Verteilung der Schadstoffkonzentration in der Basisabdichtung und der geologischen Barriere, Höhe des Deponiesickerwasserstandes und der Emission als Funktion der Zeit quantitativ erfaßt. Das Berechnungsverfahren ermöglicht Aussagen zur Leistungsfähigkeit von Ummantelungssystemen und über die Größe der erzielten Verbesserung durch Modifikation von Abmessungen, Aufbau oder Materialien.

Als Stofftypen für die Betrachtung dienen, stellvertretend für die Vielzahl der Deponieinhaltsstoffe, Kationen und Anionen. Die Kationen bzw. Anionen haben jeweils spezifische Charakteristiken. So werden Anionen kaum, Kationen aber sehrwohl von Tonmineralen sorbiert. Auch sind die maßgeblichen Anionen oft im Wasser beweglicher als die Kationen, was sich in größeren Diffusionsgrundwerten ausdrückt. Aus diesem Grunde werden die Kationen und Anionen gruppenweise zusammengefaßt. Als stellvertretender Diffusionsgrundwert D_0 gilt für die Kationen $D_0 = 0{,}8 \cdot 10^{-5}$ cm²/s , für die Gruppe der Metalle z.B. Cadmium/Kupfer/Zink und für die Anionen $D_0 = 2{,}0 \cdot 10^{-5}$ cm²/s z.B. Chlorid als oberer Wert. Die materialabhängigen Stoffparameter n (Porenanteil) und d (Diffusionsbeiwert) werden für die in die Berechnung

einbezogenen Materialien ermittelt. Daraus errechnet sich der Diffusionskoeffizient nach der Gleichung

$$D = D_0 \; n_w^{\,d} \qquad (2)$$

Es wird nur der Stofftransport anorganischer Stoffe untersucht, da die organischen Anteile in zukünftigen Deponien durch die Einbauvorschriften stark reduziert werden und der mittlere Diffusionsgrundwert der anorganischen Stoffe ca. zwischen denen der Kationen und Anionen liegt. Für den Nachweis der Gleichwertigkeit, bei dem es nicht auf die Absolutwerte einzelner Stoffe ankommt, sondern auf die Bewertung der Unterschiede zweier Systeme, ist dieser Ansatz bestens geeignet.

Tabelle 2a: Vorgaben und Annahmen für die Regelabdichtung der Deponieklasse II der TA Si

Schicht	Dicke	Phase II		Phase III		Phase IV	
		n_w	k	n	k	n	k
	cm		m/s		m/s		m/s
A	≥ 100						
B	0,25				10^{-14}		--
C	50	--	--	0,4	$5 \cdot 10^{-9}$	0,40	$5 \cdot 10^{-9}$
D	5.000	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}
B	0,25	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-14}	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-14}	--	--
E	75	0,40	$5 \cdot 10^{-10}$	0,40	$5 \cdot 10^{-10}$	0,40	$5 \cdot 0^{-10}$
F	300	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}

Tabelle 2b: Vorgaben und Annahmen für eine alternative Abdichtung nach Lit. [24] der Deponieklasse II der TA Si

Schicht	Dicke	Phase II		Phase III		Phase IV	
		n_w	k	n	k	n	k
	cm		m/s		m/s		m/s
A	≥ 100						
B	0,25				10^{-14}		--
C	50	--	--	0,23	$5 \cdot 10^{-11}$	0,23	$5 \cdot 10^{-11}$
D	5.000	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}
B	0,25	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-14}	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-14}	--	--
E	75	0,23	$2,25 \cdot 10^{-10}$	0,23	$2,25 \cdot 10^{-10}$	0,23	$2,25 \cdot 10^{-10}$
F	300	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}

A - Rekultivierung
B - Kunststoffdichtungsbahn
C - mineralische Oberflächenabdichtung
D - Abfall
E - mineralische Basisabdichtung
F - Geologische Barriere

Für das Regelabdichtungssystem nach TA Siedlungsabfall Deponieklasse II wird nachfolgend eine Risikoanalyse durchgeführt. Eine Zusammenstellung der Vorgaben gemäß TA Siedlungsabfall und der daraus abgeleiteten Annahmen findet sich in der Tabelle 2. Der Aufbau des Abdichtungssystemes der Oberfläche und der Basis entsprechen der TA Si.

Die Rekultivierungsschicht dient nicht nur als Schutzschicht für die Oberflächenabdichtung, sondern sie beeinflußt auch den Wasserhaushalt. Für die vergleichenden Untersuchungen wird die Oberflächenabdichtung mit mittlerer Sickerwasserneubildung (klimatische Wasserbilanz) nach [20] beaufschlagt. Für die Phasen II bis IV beträgt die Sickerwassermenge 250 mm/Jahr. Diese Sickerwassermengen können höher ausfallen, sind aber als Vergleichsrechnung ausreichend. Der Aufstau auf der Oberflächenabdichtung wird in Phase III im Mittel in Anlehnung an [21] mit 0,1 m angenommen. Für die Phase IV kann infolge erhöhter Muldenbildung und Zusetzen des Entwässerungssystems ein Aufstau von 0,6 m angenommen werden. Dabei wird der Regenwasserzuschuß durch die Sickerwassermenge begrenzt.

Für die Kunststoffdichtungsbahn der Oberflächenabdichtung wird ein Durchlässigkeitsbeiwert im eingebauten Zustand, unter Berücksichtigung von Baufehlern (10 Löcher à 0,5/0,5 cm je Hektar), für die Phasen II und III von $k_f = 1 \cdot 10^{-12}$ m/s angenommen. In Phase IV wird vom Totalausfall der Kunststoffdichtungsbahn infolge Alterung ausgegangen (Tabelle 1).

Die TA Siedlungsabfall gibt für den Durchlässigkeitsbeiwert k der mineralischen Oberflächenabdichtung Laborwerte an. Diese Laborwerte werden im Feld in der Regel nicht erreicht. Von Einfluß sind:

- Natürliche Materialschwankung: Natürliche, nicht aufbereitete Materialien weisen einen höheren Schwankungsbereich auf als in Mischanlagen gemischte.
- Einbauschwankung: Im Feld eingebaute mineralische Dichtungen weisen zu labormäßig eingebauten Materialien höhere Werte auf.
- Setzungsverformungen: Infolge von Setzungen kommt es zu Auflockerungen und Rißbildungen, die bei der Oberflächenabdichtung, bedingt durch die größeren Setzungen des Abfallkörpers, höher ausfallen als bei der Basisabdichtung.
- Austrocknungsrisse: Werden mineralische Abdichtungen mit einem höheren Einbauwassergehalt als der natürliche Wassergehalt eingebaut, wie es bei den herkömmlichen Deponien üblich ist, so kommt es zu Austrocknungsrissen.

- Beständigkeit: Durch die chemischen Angriffe auf die Basisabdichtung kommt es zu Veränderungen beim Porenvolumen, die sich negativ auf den Stofftransport auswirken können. Der Einfluß auf die Oberflächenabdichtung kann vernachlässigt werden.

In der Tabelle 3 sind die Teilsicherheitsbeiwerte für diese Einflüsse für ein Material mit Mindestanforderung nach TA Si und nach Lit. [24] zur Ermittlung des k_f-Wertes zusammengestellt.

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte der mineralischen Oberflächenabdichtung

Einflußgrößen	Teilsicherheitsbeiwerte für Deponieklasse II	
	Naßeinbau	Trockeneinbau Lit. [24]
$\gamma_{M,1}$ Natürliche Materialschwankungen	1,2	1,0
$\gamma_{M,2}$ Einbauschwankung	1,35	1,35
$\gamma_{M,3}$ Setzungsverformungen	1,5	1,5
$\gamma_{M,4}$ Austrocknungsrisse	1,5	1,0
$\gamma_{M,5}$ Beständigkeit	1,0	1,0
$\gamma_M = \gamma_{M,1} \times \gamma_{M,2} \times \gamma_{M,3} \times \gamma_{M,4} \times \gamma_{M,5}$	3,6	2,0

Tabelle 4: Referenzsickerwasser (Mittelwerte)

Kationen [g/l]		Anionen [g/l]	
Mangan	0,00300	Nitrat	0,00300
Eisen	0,05000	Sulfat	0,30000
Ammonium	0,50000	Chlorid	2,00000
Natrium	1,50000	Fluorid	0,01000
Kalium	1,00000	Hydrogenkarbonat	1,0000
Magnesium	0,60000	Phosphat	0,00100
Kalzium	0,20000	Nitrit	0,00050
Blei	0,00005	Arsenat	0,00005
Chrom dreiwertig	0,00020		
Kupfer	0,00005		
Zink	0,00100		
Cadmium	0,00001		
Quecksilber	0,00001		
Nickel	0,00020		
Summe Kationen	**3,85452**	**Summe Anionen**	**3,31452**

Das eluierbare Schadstoffpotential des Abfallkörpers wird mit 2 % Kationen und 2 % Anionen, bezogen auf das Abfallgewicht, angenommen. Das bei dem Betrieb der Deponie entstehende Sickerwasser wird mit einer durchschnittlichen Zusammensetzung in Anlehnung an [19] gemäß Tabelle 4 für eine Hausmülldeponie angenommen. Zur Beurteilung des Emissionsverhaltens wird mit den mittleren Schadstoffbelastungen gerechnet.

Der Porenraum des Abfallkörpers beträgt n = 0,5. Als maximale Schütthöhe wird in der Berechnung mit h = 50 m angenommen. Für die Kunststoffdichtungsbahn der Basisabdichtung wird ein Durchlässigkeitsbeiwert im eingebauten Zustand, unter Berücksichtigung von Baufehlern (10 Löcher à 0,5/0,5 cm/ha) für die Phasen II und III von $k_f = 1 \cdot 10^{-12}$ m/s angenommen. Aus Ermangelung an vorliegenden Untersuchungsergebnissen wird mit einem Diffusionskoeffizienten für Anionen von $D = 1{,}0 \cdot 10^{-10}$ cm²/s ($n_w = 0{,}0005$ und d = 1,6 nach Gleichung (2)) und für Kationen von $D = 4{,}2 \cdot 10^{-11}$ cm²/s angenommen. Diese Werte orientieren sich an Untersuchungen mit KW und CKW [23]. In Phase IV wird vom Totalausfall der Kunststoffdichtungsbahn infolge Alterung ausgegangen (Tabelle 1).

Die TA Siedlungsabfall gibt bei Basisabdichtung für den Durchlässigkeitsbeiwert k Laborwerte an. Diese Werte werden beim Einbau nicht erreicht. Von Einfluß sind:

- Natürliche Materialschwankung: Natürliche, nicht aufbereitete Materialien weisen einen höheren Schwankungsbereich auf als in Mischanlagen gemischte.
- Einbauschwankung: Im Feld eingebaute mineralische Dichtungen weisen gegenüber labormäßig eingebauten Materialien höhere Werte auf.
- Setzungsverformungen: Infolge von Setzungen kommt es zu Auflockerungen und Rißbildungen, die bei der Oberflächenabdichtung, bedingt durch die größeren Setzungen des Abfallkörpers, höher ausfallen als bei der Basisabdichtung.
- Austrocknungsrisse: Werden mineralische Abdichtungen mit einem höheren Einbauwassergehalt als dem natürlichen eingebaut, wie es bei den herkömmlichen Deponien möglich ist, so kommt es zu Austrocknungsrissen.
- Beständigkeit: Durch die chemischen Angriffe auf die Basisabdichtung kommt es zu Veränderungen beim Porenvolumen, die sich negativ auf den Stofftransport auswirken können.

In der Tabelle 5 sind die Teilsicherheitsbeiwerte für diese Einflüsse für ein Material mit Mindestanforderung nach TA Si und nach Lit. [24] zur Ermittlung des k_f-Wertes zusammengestellt.

Tabelle 5: Teilsicherheitsbeiwerte der Basisabdichtung

Einflußgrößen	Teilsicherheitsbeiwerte für Deponieklasse II	
	Naßeinbau	Trockeinbau Lit. [24]
$\gamma_{M,1}$ Natürliche Materialschwankungen	1,2	1,0
$\gamma_{M,2}$ Einbauschwankung	1,35	1,35
$\gamma_{M,3}$ Setzungsverformungen	1,1	1,1
$\gamma_{M,4}$ Austrockungsrisse	1,0	1,0
$\gamma_{M,5}$ Beständigkeit	1,5	1,5
$\gamma_M = \gamma_{M,1} \times \gamma_{M,2} \times \gamma_{M,3} \times \gamma_{M,4} \times \gamma_{M,5}$	2,67	2,23

Das Dichtungsmaterial der Basisabdichtung nach TA Si besteht aus ca. 10 % Kaolinit und Illit, die Dicht- und Sorptionsfunktion erfüllen sollen und aus Schluffen und Sanden. Der Porenraum nach Verdichtung des Dichtmaterials beträgt ca. $n_w = 40$ %. Die Sorptionskapazität für Kationen des Gemisches aus Illit und Kaolinit beträgt etwa $S_K = 22{,}5$ meq/100 g (Kationenaustauschkapazität). Dieses Potential wird bei einer Kationenkonzentration des Porenwassers von ca. $c_{gr} = 1$ g/l erreicht. Aus der Gleichung für die sorbierte Stoffmenge s je Masse Boden

$$s = S_A \; c \tag{3}$$

ergibt sich bei linearem Ansatz [14] für die Sorption bis c_{gr} der Adsorptionsbeiwert

$$S_A = S_K \; G_T \; M_K / (W \; c_{gr} \; v) \tag{4}$$

Die Auswertung der Gleichung (4) mit dem Referenzsickerwasser nach Tabelle 4 ergibt einen Sorptionsbeiwert $S_A = 0{,}54$. Der Desorptionsbeiwert S_D beträgt ca. 50 % des Adsorptionsbeiwertes. Anionen werden kaum sorbiert, daher sind die Sorptionsbeiwerte gleich Null. In den Phasen II und III ist die Sickerwasserfassung intakt und das Wasser staut sich im Mittel 0,05 m auf der Basisabdichtung in Anlehnung an [21].

In Phase IV findet keine Sickerwasserfassung mehr statt und der Sickerwasserpegel steigt bis zum Gleichgewichtszustand an.

Die wesentlichen Ausgangsdaten für die Risikoanalyse gemäß den Grundsätzen der Tabelle 1 sind für die in der TA Si beschriebenen Stoffe in Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6a: Ausgangsdaten für die Risikoanalyse Regelabdichtung Deponieklasse II der TA Si

Schicht		Phase II		Phase III		Phase IV	
	Dicke	n_w	k_f	n_w	k_f	n_w	k_f
	cm		m/s		m/s		m/s
A	100						
B	0,25				10^{-12}		–
C	50	–	–	0,4	$1,8 \cdot 10^{-8}$	0,40	$1,8 \cdot 10^{-8}$
D	5.000	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}
B	0,25	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-12}	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-12}	–	–
E	75	0,40	$1,34 \cdot 10^{-9}$	0,40	$1,34 \cdot 10^{-9}$	0,40	$1,34 \cdot 10^{-9}$
F	300	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}

Tabelle 6b: Ausgangsdaten für die Risikoanalyse für eine alternative Abdichtung nach Lit. [24] der Deponieklasse II der TA Si

Schicht		Phase II		Phase III		Phase IV	
	Dicke	n_w	k_f	n_w	k_f	n_w	k_f
	cm		m/s		m/s		m/s
A	100						
B	0,25				10^{-12}		–
C	50	–	–	0,23	10^{-10}	0,23	10^{-10}
D	5.000	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}	0,50	10^{-7}
B	0,25	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-12}	$5 \cdot 10^{-4}$	10^{-12}	–	–
E	75	0,23	$5 \cdot 10^{-10}$	0,23	$5 \cdot 10^{-10}$	0,23	$5 \cdot 10^{-10}$
F	300	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}	0,38	10^{-6}

Bezeichnung der Schichten A, B, C, D, E, F siehe Tabelle 2

Mit den beschriebenen Grundsätzen und den Rechenwerten der Tabelle 6 wurden die Emissionen und Stauhöhen für die Phasen II bis IV errechnet. Tabelle 7 zeigt die Maximalwerte der Emissionen, Tabelle 8 die Maximalwerte der Stauhöhen.

Tabelle 7: Maximale Emissionen in den Phasen II bis IV einer Deponieklasse II der TA Si

	Phase II + III		Phase IV Bemessungswerte	
	Kationen [g/m²/a]	Anionen [g/m²/a]	Kationen [g/m²/a]	Anionen [g/m²/a]
Technische Barriere	0,27	0,66	955	832
Geologische Barriere	0	0,25	955	832

Tabelle 8: Maximaler Aufstau im Deponiekörper

	II	III	IV
Aufstau im Deponiekörper [m]	0,05	0,05	3,69

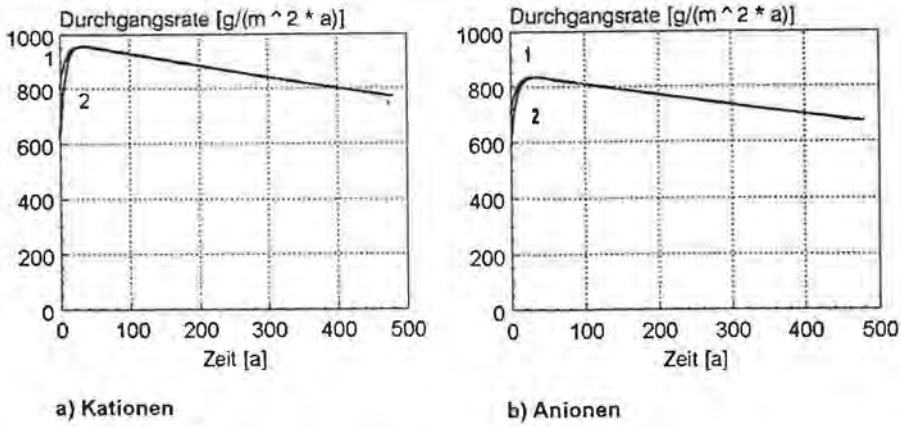


Bild 5: Emissionen Regelabdichtungssystem Phase IV
a) Kationen b) Anionen
1: Emission in die geologische Barriere
2: Emission in den Untergrund

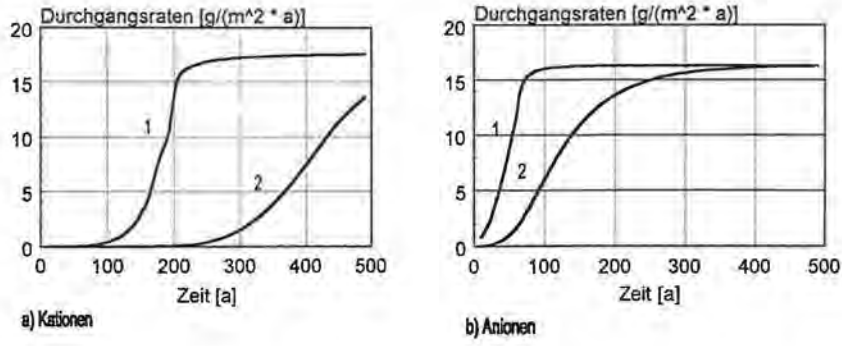


Bild 6: Emissionen modifiziertes Abdichtungssystem Phase IV
a) Kationen b) Anionen
1: Emission in die geologische Barriere
2: Emission in den Untergrund

Für die Phase IV ist der Emissionsverlauf für Anionen und Kationen über einen Zeitraum von 500 Jahren dargestellt (Bild 5). Die Untersuchungen zeigen, daß nach Ausfall der Folienabdichtung und der Drainagesysteme durch Alterung die Schadstoffemissionen erheblich ansteigen werden. Bezogen auf das Schadstoffinventar einer Hausmülldeponie sind diese Emissionswerte entschieden zu hoch. Es kann sich außerdem ein erhebliches Gefährdungspotential in Form von Stauwasser ansammeln. Grund für dieses Ergebnis ist eine nicht auf das Stofftransportphänomen abgestimmte Konstruktion der Oberflächen- und Basisabdichtung von Deponien nach TA Si. Bildet man die Oberflächenabdichtung als Konvektionsdichtung und die Basisabdichtung als Diffusionsdichtung aus, so erhält man unter gleichen Randbedingungen mit den Materialwerten aus [24] gemäß Tabelle 6b, die um ein Vielfaches niedrigeren Emissionswerte (Tabelle 9, Bild 6) und keinen Aufstau im Deponiekörper (Tabelle 10).

Tabelle 9: Maximale Emissionen in den Phasen II bis IV der Deponieklasse II der TA Si unter Verwendung der Materialien gemäß Tabelle 6b

	Phase II + III		Phase IV	
	Kationen [g/m²/a]	Anionen [g/m²/a]	Kationen [g/m²/a]	Anionen [g/m²/a]
Technische Barriere	0	0,1	17,1	16,3
Geologische Barriere	0	0,1	13,8	16,2

Tabelle 10: Maximaler Aufstau im Deponiekörper der Deponieklasse II der TA Si unter Verwendung der Materialien gemäß Tabelle 6b

Phase	II	III	IV
Aufstau im Deponiekörper [m]	0,05	0,05	0

Eine Risikoanalyse des Regelabdichtungssystems der Deponieklasse II nach TA Si zur Gewinnung von "zulässigen Emissionen" zeigt erhebliche Schwächen dieses Abdichtungssystems infolge nicht abgestimmter Konstruktionsdaten von Oberflächen- und Basisabdichtung. Durch richtige Auswahl der Materialien und Einbauverfahren für die Oberflächen- und Basisabdichtung können die Emissionen in den Untergrund auf weniger als 2 % der Emissionen der Regelabdichtung nach TA Si gedrückt werden. Die HDPE-Folien weisen, solange sie intakt sind, ein gutes Rückhaltevermögen auf. Dies täuscht bei den Regelabdichtungssystemen nach TA Si eine nicht vorhandene Sicherheit vor.

Bezeichnung:

D	Diffusionskoeffizient [m^2/s]	k_f	Durchlässigkeitsbeiwert im Feld
D_0	Diffusionsgrundwert [cm^2/s]	i	hydraulischer Gradient [-]
x	Transportweg [m]	n	Porenanteil [-]
d	Diffusionsbeiwert [-]	t	Zeit [s]
S	Sorptionsmenge [kg/m^3]	n_w	Anteil der wassergefüllten Poren [-]
S_A	Adsorptionsbeiwert [cm^3/g]	c	Porenwasserkonzentration [g/l]
S_K	Kationenaustauschkapazität [eq/kg]	c_{sr}	Grenzkonzentration [g/l]
S_D	Desorptionsbeiwert	G_T	Tonmineralanteil in der Dichtungs-
s	sorbierte Stoffmenge je kg Boden [kg/kg]		schicht [-]
		M_K	molare Masse des Kations [g/mol]
c	Lösungskonzentration [kg/m^3]	W	Wertigkeit [-]
k	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]	v	Sicherheitsbeiwert

Literaturverzeichnis

[1] Darcy, H.: Les fontaines public de la ville de Dijon Dalmont, Paris, 1856

[2] Fick: Poggendorff's Annalen der Physik 94, 59, 1856

[3] Langmuir: The adsorption of gases on plain surfaces of glass, mica and platinum, Journal of American-Chemical-Society, V. 40, p. 1361 - 1403, 1918

[4] Finsterwalder, K.: "Die Abfall-Lagerstätte für geologische Zeiträume - eine innovative Deponielösung", Workshop Ruhr Universität Bochum, 1988

[5] Finsterwalder, K., Mann, U.: Vortrag "Emissionsabschätzungen für Deponien nach dem Entwurf TA Siedlungsabfall, TNO Kongreß in Berlin, Mai 1993

[6] Finsterwalder, K.: "Systemzulassung bei Abdichtungssystemen für Deponien" in: Jessberger, H.L. (Hrsg.), Neuzeitliche Deponietechnik, S. 187 - 193, Bochum

[7] Finsterwalder, K.: "Emissionsabschätzungen für Deponien nach TA Siedlungsabfall (Entwurf Nov. 1991)", Zeitschrift wlb Wasser, Luft, Boden, 1992

[8] Finsterwalder, K.: Vortrag "Entwurf und Umsetzung von Einkapselungsmaßnahmen bei Altlasten" anläßlich des 3. Altlasten-Seminars, Prof. Kohler, in Regensburg, April 1992

[9] Finsterwalder, K.: Vortrag "Stofftransport durch mineralische Abdichtungen" anläßlich des Abfallwirtschaftlichen Kolloquiums in Merseburg/Saale, Oktober 1992

[10] Finsterwalder, K.: Vortrag "Stofftransport durch mineralische Abdichtungen", Fachtagung "Abdichtung von Deponien und Altlasten", März 1992 in Berlin (Prof. Thomé-Kozmiensky)

[11] Finsterwalder, K., Beine, R. A.: Vortrag "Abdichtungssysteme aus DYWIDAG Mineralgemisch - Grundlagen und Erfahrungen" anläßlich des 8. Nürnberger Deponieseminars Mai 1992

[12] Finsterwalder, K., Piepenbreier, G.: Vortrag "Prognose über den Schadstoffaustrag beim Einsatz von gemischtkörnigen Böden im Endlagerbereich als Verdämmungsmaterial", Kongreß Felsmechanik, Aachen, 1991

[13] Rudat, D., Mann, U.: Vorträge an der BAM/Berlin anläßlich der 1. Arbeitstagung 1991 des vom BMFT geförderten Verbundvorhabens "Deponieabdichtungssysteme" über Versuche und Berechnungen zum Schadstofftransport.

[14] Mann, U.: "Stofftransport durch mineralische Deponiebasisabdichtungen: Versuchsmethodik und Berechnungsverfahren; Schriftenreihe des Institutes für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Januar 1993

[15] Finsterwalder, K., Mann, U.: "Stofftransport durch mineralische Abdichtungen"; Neuzeitliche Deponietechnik, Jessberger (Hrsg.), Balkema, Rotterdam, pp 209 - 221, 1990

[16] Finsterwalder, K.: "Stofftransport-Prozesse in Deponieummantelungen von Altlasten - Ihr Einfluß auf den Entwurf von Abdichtungen", in: Jessberger, H.L. (Hrsg.), Erkundung und Sanierung von Altlasten, Rotterdam 1989

[17] Demmert, S.: Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsdichtung im Rahmen der Risikobetrachtung von Abfalldeponien. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 21

[18] TA Siedlungsabfall: Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, Stand Juni 1993

[19] Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA): LAGA-Informationsschrift "Sickerwasser aus Hausmüll- und Schlackendeponien", Mitteilung 10, 10.1984

[20] Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK): "Bodenkundliche Grunduntersuchungen im Felde zur Ermittlung von Kennwerten meliorationsbedürftiger Standorte - Teil II: Ermittlung von Standortkennwerten mit Hilfe der Grundansprache der Böden", Regeln zur Wasserwirtschaft Heft 116/1982

[21] Ramke, H.-G.: "Hydraulische Beurteilung und Dimensionierung der Basisabdichtung von Deponien fester Siedlungsabfälle - Wassergehalt, hydraulische Kennwerte, Berechnungsverfahren -", Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Mai 1991

[22] Finsterwalder, K., Beike, M.: "Kennwerte einer Deponie mit Regelabdichtung nach TA Siedlungsabfall für Deponieklasse II zur Beurteilung der Gleichwertigkeit von alternativen Systemen - Emissionsberechnungen", DYWIDAG UMWELTSCHUTZTECHNIK GmbH, Arbeitsunterlage, 1994

[23] August, H.; Tatzky-Gerth, R.; Preuschmann, R.; Jakob, J.: "Permationsverhalten von Kombinationsdichtungen bei Deponien und Altlasten gegenüber wassergefährdenden Stoffen, Forschungs- und Entwicklungsvorhaben 10203412 des UBA", Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) Berlin-Dahlem, August 1992

[24] D.U.T.-Broschüre "DYWIDAG-Mineralgemisch, das flexibel einsetzbare Abdichtungsmaterial auf mineralischer Basis"

Verfügbare Technologien zur Reinigung kontaminierter Böden

Manfred Nußbaumer

1 Einleitung

Kontaminiertes Erdreich ist ein Zeugnis jahrzehntelanger industrieller Tätigkeit. Aus dem sorglosen Umgang mit umweltgefährdenden Stoffen und deren unsachgemäßer Ablagerung, oft in der Unkenntnis deren Gefährlichkeit, entstanden die sogenannten Altlasten. Hierzu zählen die mit umweltgefährdenden Stoffen belasteten ehemaligen Industriestandorte sowie Altablagerungen, von denen Umweltgefahren ausgehen.

Zur Gefahrenabwehr für Mensch und Umwelt ist eine große Anzahl dieser kontaminierten Standorte zu sanieren. Weiterhin ergibt sich die Notwendigkeit der Entfernung der Schadstoffe bei der Wiedernutzbarmachung ehemals industriell genutzter Flächen.

Die Sanierung von Altlasten wird prinzipiell unterschieden in Sicherungsmaßnahmen und Reinigungsmaßnahmen. Bei der Sicherung wird der Schadstoffherd durch geeignete Maßnahmen von der Umwelt abgeschlossen. Hierunter wird insbesondere die allseitige Umschließung von Altlasten mit Dichtungen verstanden. Zu den Reinigungsmaßnahmen zählen die Grundwasser- und Bodenreinigung; dabei werden die Schadstoffe von Grundwasser und Boden getrennt.

Die Bodenreinigungsverfahren können prinzipiell in zwei Kategorien eingeteilt werden. Zum einen in sogenannte in-situ-Maßnahmen, bei denen der Boden am Ort bleibt und zum anderen in sogenannte on-site oder off-site-Verfahren, bei denen der kontaminierte Boden ausgekoffert wird. Letztere Verfahren werden am Sanierungsstandort - on-site - oder an einer zentralen Reinigungsanlage - off-site - durchgeführt.

2 In-Situ-Verfahren

Bei der in-situ-Reinigung von Altlasten wird die kontaminierte Bodenmasse nicht ausgekoffert, sondern es werden mit geeigneten Verfahren die Schadstoffe entzogen oder in unschädliche Stoffe umgewandelt.

Grundsätzlich ist bei der Anwendung von Verfahren zur in-situ-Bodenreinigung eine exakte Kenntnis der Geologie und der Schadensausbreitung nötig. Das Vorliegen unterschiedlicher Bodenschichten kann in-situ-Maßnahmen erheblich erschweren oder gar unmöglich machen.

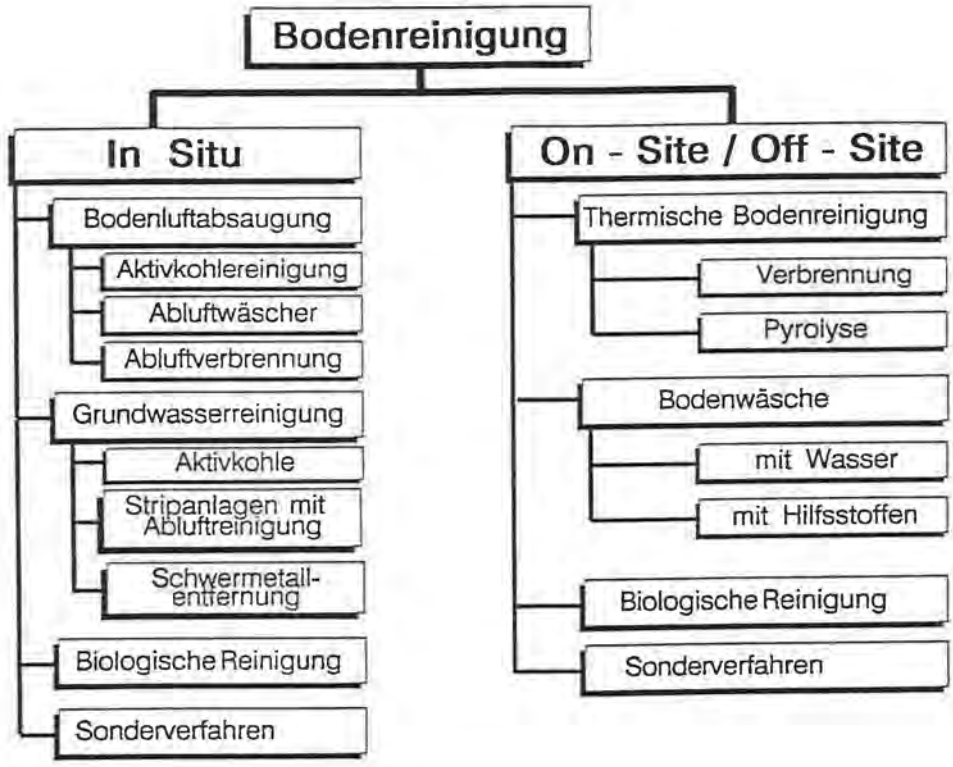


Abb. 1: Übersicht über Bodenreinigungsverfahren

Dabei ist selbst die Mikroschichtung des Bodens zu beachten, um Vorzugs- oder Kurzschlußströmungen auszuschließen, damit nicht Pakete von ungereinigten Schichten im Untergrund verbleiben. Bei in-situ-Verfahren ist die homogene Schadstoffbeseitigung und deren Kontrolle nicht einfach. Die Schadstoffkonzentrationen im abgesaugten Medium - Bodenluft bzw. Grundwasser - geben nur unzureichend Auskunft über die im Boden verbliebene Schadstoffkonzentration.

Wegen des von der Natur geschaffenen Bodenaufbaus ist eigentlich immer davon auszugehen, daß der Untergrund inhomogen und z. T. auch anisotrop ist . Deshalb kann wohl nur in Ausnahmefällen von einer Reinigung ohne Imperfektion ausgegangen werden.

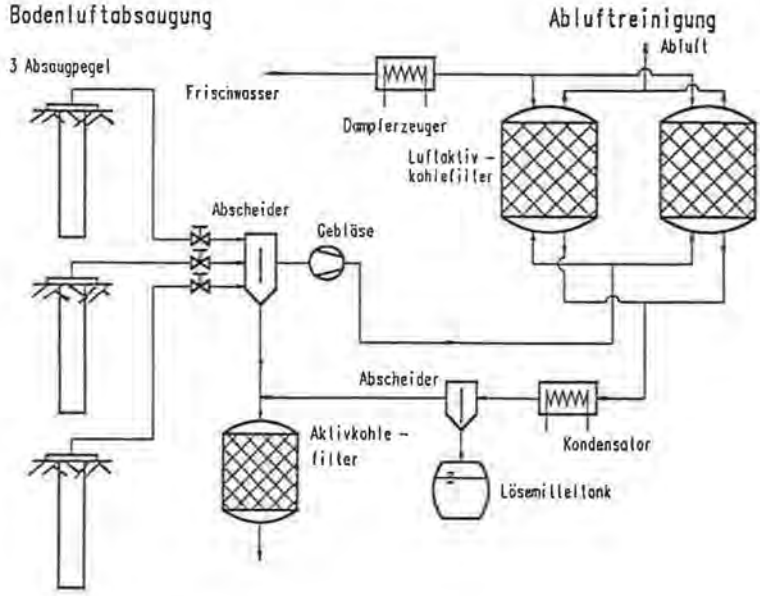


Abb 2: System einer Bodenluftreinigung

2.1 Bodenluftabsaugung

Die Bodenluftabsaugung ist zur Sanierung von Altlasten geeignet, die in der ungesättigten Bodenzone verunreinigt sind. Voraussetzung für den Reinigungserfolg ist ein hoher Durchlässigkeitskoeffizient (K_f-Wert), d. h. eine gute Luftdurchlässigkeit des Bodens. Nur bei einer ausreichenden Luftgeschwindigkeit ist ein Abtransport der Schadstoffe möglich. Weiterhin ist die Bodenluftabsaugung auf Schadstoffe begrenzt, die eine hohe Flüchtigkeit mit der abgesaugten Bodenluft aufweisen.

Liegen alle diese Voraussetzungen vor, kann das Verfahren angewendet werden.

Ausreichende Reinigungsleistungen können somit bei leichtflüchtigen Schadstoffen wie Trichlorethylen (Tri) und Perchlorethylen (Per) erzielt werden. Bereits bei Benzinverunreinigungen sind der begrenzten Flüchtigkeit dieses Stoffes wegen lange Absaugzeiten notwendig, um einen erkennbaren Reinigungserfolg zu erreichen.

Unterschieden werden kann die Bodenluftabsaugung nach den dafür eingesetzten Reinigungsverfahren. Vorwiegend wird Aktivkohlereinigung verwendet. Mit der Abluftreinigung über Aktivkohle können adsorbierbare Schadstoffe entfernt werden. Hier sind insbesondere

Kohlenwasserstoffe, wie z. B. Benzol, zu nennen. Weiterhin ist die Abluftreinigung durch Wäsche oder Verbrennung möglich.

Die abgesaugte Bodenluft erfüllt nach Anwendung eines dieser Verfahren i. a. die gesetzlichen Anforderungen (TA-Luft) und kann in die Atmosphäre abgegeben werden.

Teilweise wird heute noch Bodenluftabsaugung ohne Luftreinigung angewandt. Damit gelangt der vorher im Boden eingeschlossene Schadstoff in die Atmosphäre. Aus ökologischen Gesichtspunkten sollte ein solches Vorgehen auf Ausnahmefälle beschränkt bleiben.

2.2 Grundwasserreinigung

Die Grundwasserreinigung ist geeignet zur Reinigung von Altlasten in der mit Porenwasser gesättigten Bodenzone. Auch hier ist zwingende Voraussetzung, daß der Boden einen hohen K_f-Wert aufweist und somit das abzusaugende Grundwasser eine gewisse Grenzgeschwindigkeit erreicht. Entfernt werden können mit der Grundwasserreinigung vornehmlich wasserlösliche Schadstoffe oder flüssige in Phase vorliegende Verunreinigungen, wie z. B. auf der Grundwasseroberfläche schwimmende Öllinsen.

Bei hoher Viskosität der Schadstoffe ist eine Reinigung nur bei sehr großen K_f-Werten möglich. Der erzielbare Reinigungsgrad hängt weiterhin sehr stark von der Adsorption des Schadstoffes an den Bodenkörnern ab. Für Stoffe wie Tri und Per sind i. a. gute Reinigungsgrade zu erwarten. Mittlere Reinigungsgrade ergeben sich z. B. bei Benzol oder Benzin, schwierig wird die Reinigung bei Stoffen mit Viskositäten wie Motorenöle.

Das abgepumpte Grundwasser wird in der Mehrzahl der Sanierungen mit einem oder mehreren der folgenden Verfahren gereinigt.

Aktivkohlereinigung

Die Reinigung des Grundwassers über Aktivkohle ist geeignet zur Entfernung von adsorbierbaren Schadstoffen, wie chlorierten Kohlenwasserstoffen, Ölen, Phenolen u. a. Die Reinigungsgrade sind meist ausreichend, jedoch können Probleme mit der Standzeit der Aktivkohle auftreten.

Stripverfahren

Beim Strippen des abgesaugten Grundwassers werden die im Wasser enthaltenen Schadstoffe in die Gasphase überführt. Hierdurch können insbesondere leichtflüchtige Schadstoffe, wie Tri und Per oder Benzol in die Stripluft überführt werden. Diese ist analog der abgesaugten

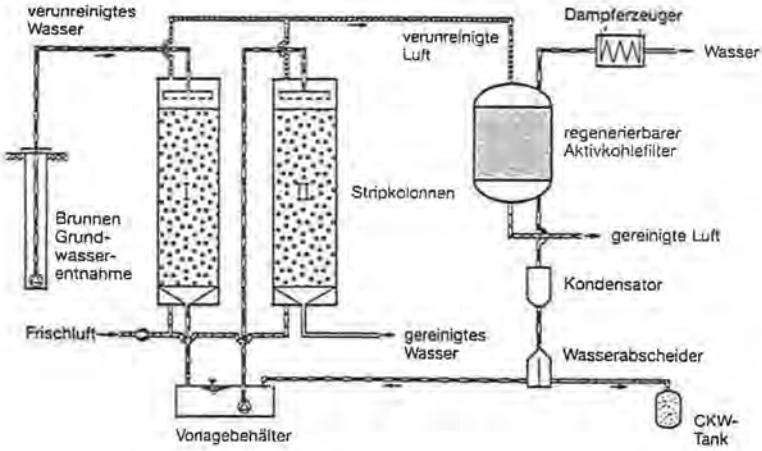


Abb. 3: Stripverfahren nach Züblin

Bodenluft zu reinigen. Die dabei erzielbaren Reinigungsgrade hängen nicht nur von dem Schadstoff, sondern auch von den sonstigen Wasserinhaltsstoffen ab.

Schwermetallentfernung

Wasserlösliche Schwermetallverbindungen können mit dem Grundwasser abgesaugt und dann mittels geeignetem Verfahren aus dem Wasser entfernt werden. Hierzu bieten sich u. a. Fällungsverfahren, Ionenaustauschverfahren und Membranverfahren an.

Das gereinigte Grundwasser kann, wenn es den Einleitbedingungen, z. B. nach ATV 115, genügt, in die Kanalisation oder Vorfluter nach erfolgter wasserrechtlicher Genehmigung abgegeben werden.

2.3 Bodenreinigung

Biologische Verfahren

Die biologische Reinigung von Böden ist beschränkt auf organisch abbaubare Schadstoffe. Wichtig ist weiterhin eine ausreichende Permeabilität des Bodens sowie die erforderliche Versorgung der Mikroorganismen mit Sauerstoff, Wasser und Nährstoffen. Die Grenze für die erforderliche Permeabilität des Bodens dürfte bei Mittelsand liegen. Insbesondere bei hohen Konzentrationen oder in Phase vorliegenden Schadstoffen ergeben sich Probleme für die biologische Bodenreinigung in-situ.

Vorzugsweise können mit diesen Verfahren Mineralöle wie z. B. Benzin abgebaut werden. Der erreichbare Reinigungsgrad hängt u. a. von der Homogenität von Boden und Schadstoffverteilung sowie der Schadstoffkonzentration ab. Selbst bei optimalen Milieubedingungen und langer Sanierungsdauer ist es oft schwierig, den gewünschten Reinigungsgrad zu erreichen.

Der Einsatz gezüchteter oder genmanipulierter Mikroben ist mit großer Vorsicht zu vorzunehmen. Ähnlich wie bei der Entwicklung und Anwendung eines Medikamentes sollten die Auswirkungen des Einsatzes solcher nicht standortspezifischer Mikroben grundsätzlich in Reihenversuchen nachgewiesen werden, da schädliche Stoffe und zugeführte Mikroben ganze Grundwasservorkommen auf lange Zeit unbrauchbar machen können.

Sonderverfahren

Weitere Verfahren zur in-situ-Reinigung von Altlasten stellen Spezialitäten einzelner Anbieter dar. Zu nennen ist z. B. die in-situ-Bodenwäsche mit Hochdruckstrahl. Für dieses Verfahren gelten sowohl die Ausführungen zu in-situ-Reinigung und der on-site/off-site-Bodenwäsche.

3 On-Site/Off-Site-Verfahren

Zu unterscheiden sind on-site- Verfahren, bei denen die Reinigungsanlage am Sanierungsstandort (bei der Altlast) steht bzw. die off-site-Sanierung, die dadurch gekennzeichnet ist, daß der kontaminierte Boden zu einer Reinigungsanlage transportiert wird.

Bodenreinigungsverfahren, denen der Bodenaushub zugeführt wird, haben den Vorteil der direkten Kontrolle des Reinigungserfolges und der schnellen Entfernung des kontaminierten Bodens aus dem zu sanierenden Standort.

3.1 Thermische Bodenreinigungsverfahren

Die thermische Bodenreinigung ist grundsätzlich bei jeder Bodenzusammensetzung geeignet. Einschränkungen können sich bei gewissen Verfahren ergeben.

Grundsätzlich kann die thermische Bodenreinigung unterschieden werden in Verfahren mit indirekter Erhitzung des Bodens - der Pyrolyse - und solchen mit einer direkten Erhitzung - der Verbrennung.

Pyrolyse

Bei der Pyrolyse werden verdampfbare Stoffe aus dem Boden ausgetrieben. Abhängig von der dabei angewandten Maximaltemperatur können auch Böden mit polyzyclischen aromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK) behandelt werden. Damit konzentriert sich die Anwendungsbreite

auf gaswerkstypische Verunreinigungen. Die Wiederverwertung des pyrolytisch gereinigten Bodens ist abhängig von dem erreichten Reinigungsgrad. Bei hohen Schadstoffkonzentrationen könnten Probleme mit dem im Boden verbliebenen Pyrolysekoks auftreten, da dieser nach TA-Abfall als besonders überwachungsbedürftiger Abfall zur Ablagerung auf Sonderabfalldeponien eingruppiert ist.

Verbrennung

Bei der Verbrennung in oxidierender Atmosphäre werden sämtliche organischen Schadstoffe im wesentlichen zu CO_2 und H_2O aufoxidiert. Diese T echnik ist für sämtliche organischen Schadstoffe geeignet. Für Schwermetalle ist dieses Verfahren in gewissen Fällen ebenfalls anwendbar. Mit dieser Technik ist auch die Reinigung von heterogenen Massen aus Altablagerungen möglich, insbesondere bei Verwendung der Drehrohrtechnologie zur Bodenbehandlung. Damit ergibt sich hierfür die breiteste Anwendungsmöglichkeit aller Reinigungsverfahren. Mit diesem Verfahren werden sehr hohe Reinigungsgrade erreicht. Die Abluftreinigung ist meist mehrstufig, die Bedingungen der TA-Luft sind einzuhalten.

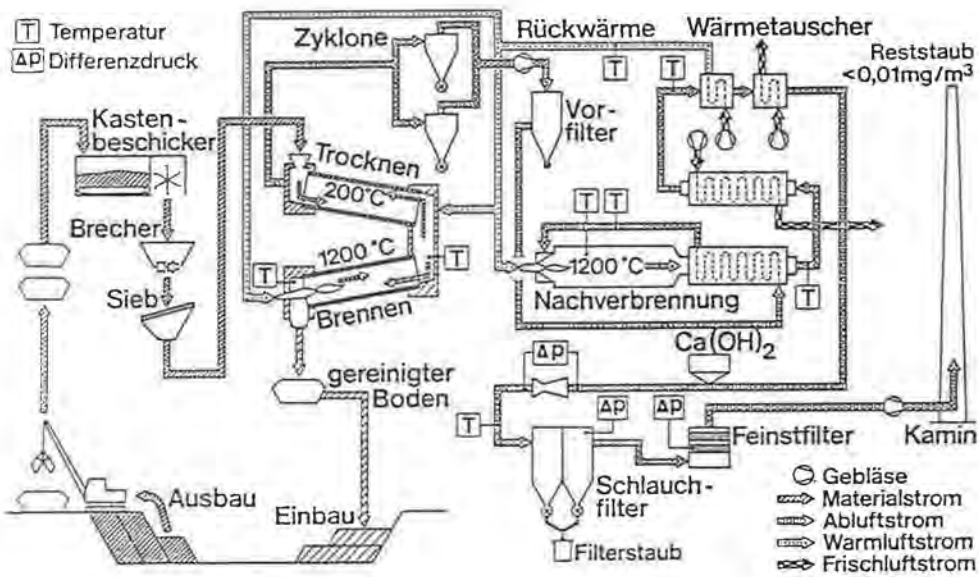


Abb. 4: Verfahrensschema Thermische Bodenreinigung im Hochtemperaturbereich System Züblin

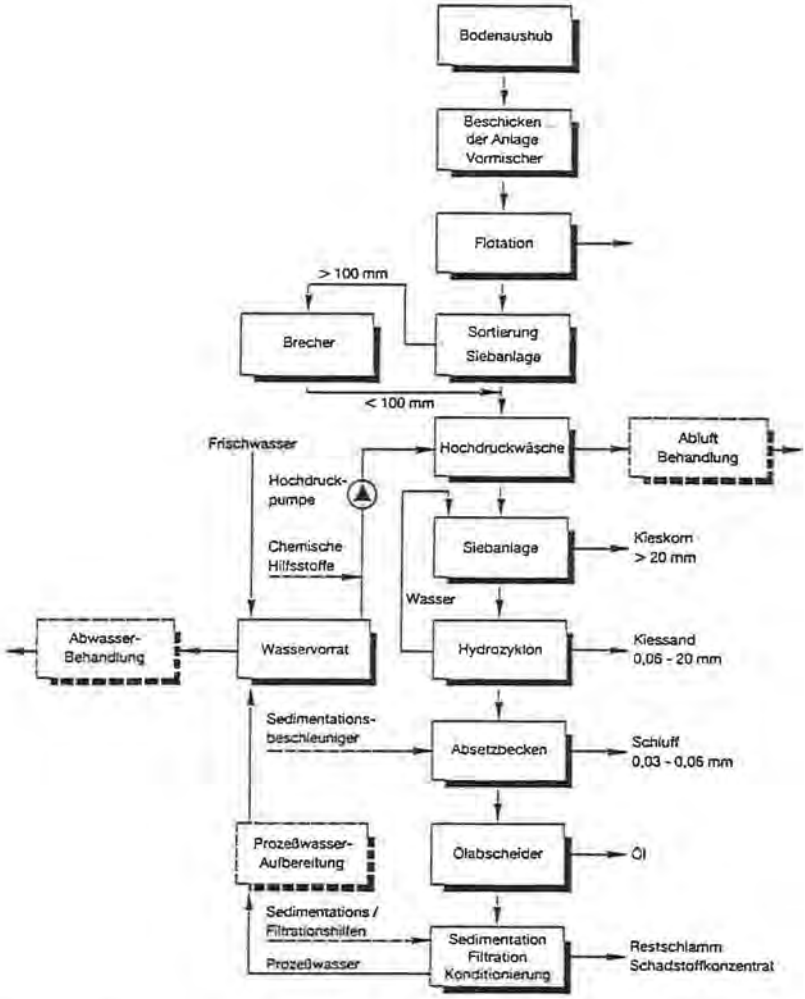


Abb. 5: Verfahrensablauf der Hochdruck-Bodenwäsche

3.2 Bodenwaschverfahren

Für das Bodenwaschen ist nur nichtbindiger Boden geeignet, der einen geringen Anteil an abschlämmbaren Bestandteilen (Ton- und Schlufffraktion) aufweist. Die enthaltenen abschlämmbaren Bestandteile sind der Reinigung durch Wäsche nicht zugänglich und sind nach deren Abtrennung gesondert zu entsorgen. Damit wird die Wirtschaftlichkeit bei ton- und schluffreichen Böden eingeschränkt. Mit der Bodenwäsche sind emulgierbare und eluierbare Stoffe aus dem Boden entfernbar.

Der erreichbare Reinigungsgrad ist geringer als der bei der thermischen Bodenreinigung. Die Forderung von sehr geringen Restkonzentrationen z. B. bei PAKs, PCBs oder Dioxinen kann mit diesem Verfahren in Einzelfällen nicht erfüllt werden. Mit speziellen Waschhilfsstoffen kann eine gewisse Reinigungsleistung auch bei schwermetallhaltigen Böden erreicht werden.

3.3 Biologische Verfahren

Die biologische Bodenreinigung ist im on-site- oder off-site-Verfahren ebenso wie bei in-situ-Maßnahmen auf biologisch abbaubare Stoffe begrenzt. Je nach Durchführungsart wird ein spezielles Substrat zum Boden hinzugemischt, welches die biologische Aktivität fördert und bindige Böden auflockert.

Die unter Punkt 2.3 ausgeführten Gesichtspunkte gelten auch für die on-site und off-site-Reinigung. Bei einer Basisabdichtung der Behandlungsfläche kann die Gefahr für das Grundwasser ausgeschlossen werden. Vor dem Wiedereinbau sollte ein Nachweis über die Umweltneutralität erbracht werden, um Gefahren für das Grundwasser auszuschalten.

Verfahren, bei denen Schadstoffe ungehindert in die Atmosphäre austreten können, sind ungeeignet, da solche Maßnahmen nur eine Schadstoffverlagerung bewirken.

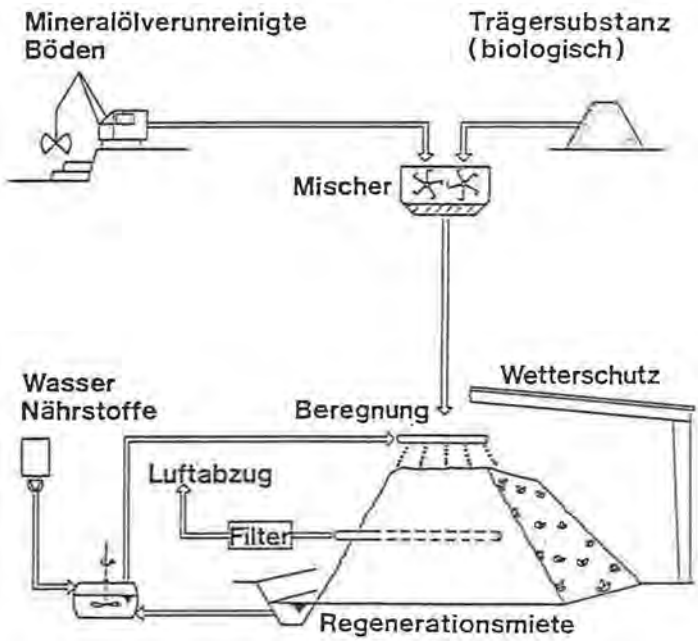


Abb. 6: Verfahrensschema Biologische Bodenreinigung

3.4 Sonderverfahren

Physikalische Bodenreinigung

Die physikalischen Bodenreinigungsverfahren stellen Spezialverfahren für einige engbegrenzte Fälle dar. So können leichtflüchtige Schadstoffe in einem Desorptionsreaktor entfernt werden. Hierfür ergeben sich ähnliche Einschränkungen, wie sie für die Bodenluftreinigung (Punkt 2.1) genannt wurden. Lediglich die Einschränkung, daß der Boden in der ungesättigten Zone und einen hohen K_f-Wert aufweisen muß, gilt für die physikalische Bodenreinigung im Desorptionsreaktor nicht.

Verfestigung

Die Verfestigung von kontaminiertem Boden mit Bindemitteln ist im eigentlichen Sinne kein Bodenreinigungsverfahren, da die Schadstoffe im Boden verbleiben und lediglich die Eluierbarkeit reduziert wird. Zum Einsatz kommen vorwiegend alkalische, hydraulische Bindemittel.

4 Zusammenfassung

Die Altlastensanierung läßt sich unterteilen in Sicherungsmaßnahmen und Bodenreinigungsverfahren. Die Reinigung von Böden kann prinzipiell in-situ oder nach Ausheben des Bodens on-site bzw. off-site erfolgen.

Die in-situ-Verfahren lassen sich unterscheiden in Bodenluftreinigung, Grundwasserreinigung und biologische Verfahren. Die Bodenluftabsaugung ist für leichtflüchtige Schadstoffe in der ungesättigten Bodenzone bei durchlässigen Bodenschichten geeignet. Die Grundwasserreinigung hingegen für die gesättigte Bodenzone in Böden mit hohem K_f-Wert für wasserlösliche Schadstoffe. Eine Kombination aus beiden Verfahren wird häufig angewendet. Die biologische in-situ-Sanierung ist für organisch abbaubare Stoffe in geringer Konzentration bei Böden mit hohem K_f-Wert anwendbar.

Die on-site- bzw. off-site-Reinigung von kontaminertem Erdreich kann auf thermischem Wege, durch Bodenwaschen, durch Mikroorganismen oder physikalische Verfahren erfolgen. Die thermische Bodenreinigung besitzt die weitesten Einsatzbereiche, ist für die meisten Böden mit vornehmlich organischen Schadstoffen geeignet und weist die geringsten Restkonzentrationen im gereinigten Boden auf. Das Bodenwaschen ist auf sandige und rollige Böden beschränkt und dort für die Entfernung von emulgierbaren bzw. eluierbaren Schadstoffen einsetzbar.

Die biologische on-site/off-site Bodenreinigung ist beschränkt auf biologisch abbaubare Stoffe, die nicht in Phase vorliegen. Geotechnische Einschränkungen können durch Zugabe von Auflockerungsmitteln gemindert werden.

Die physikalische Bodenreinigung ist beschränkt auf spezielle Anwendungsgebiete, z. B. Entfernung leichtflüchtiger Kohlenwasserstoffe.

5 Literatur

Franzius; Sanierung kontaminierter Standorte; Erich-Schmidt-Verlag; 1987

Thomé-Kozmiensky; Altlasten 3, EF-Verlag; 1989

Thomé-Kozmiensky; Altlastensanierung in der Bundesrepublik Deutschland; Chem.-Ing.-Tech. 62; 1990

Battermann, Werner. Beseitigung einer Untergrundkontamination mit Kohlenwasserstoffen durch mikrobiellen Abbau; gwf-Wasser/Abwasser 125, Heft 8; 1984

Jessberger, H. L.; Überblick über die Sanierungsmöglichkeiten von Altablagerungen und kontaminierten Standorten; Seminar "Altlasten und kontaminierte Standorte" der Ruhr-Universität Bochum 1986

Jessberger, H. L.; Erkundung und Sanierung von Altlasten; Balkema, Rotterdam; 1989

Wichert; Technologie der Altlastensanierung; Umwelt; 1986

Deckwer, Weppen; Technologie zur Sanierung von Bodenkontaminationen und Altlasten; Chem.-Ing.-Tech. 59; 1987

Firmenschrift ZÜBLIN: "Erste Ergebnisse der mobilen Verbrennungsanlage <System Züblin>"; 1988

Firmenschrift ZÜBLIN: "Thermische Bodenreinigung"; 1988

Beanspruchung erdverlegter flexibler Rohrleitungen

Roland Stiegeler

1 Einleitung

Der Leitungsbau ist fast so alt wie die zivilisierte Menschheit. Bereits im Altertum verstanden es die Griechen und später die Römer, mittels Leitungen ihre Städte mit Wasser zu versorgen. Während die frühen Leitungen meist noch aus offenen Steingerinnen bestanden, wurden die ersten geschlossenen Leitungen meist aus Holz oder gebranntem Ton hergestellt. Die ersten Druckleitungen waren mit Blei ausgekleidete Dükerleitungen, die auch aus der Römerzeit bekannt sind.

Heute werden Rohrleitungen außer aus Steinzeug, Stahl und Beton auch aus zahlreichen Kunststoffen, wie z.B. PVC-U, PEHD, PP u.a. hergestellt. Durch die Weiterentwicklung der Kunststofftechnik ist es heute möglich, Kunststoffrohrleitungen in beliebig langen Rohrschüssen herzustellen. Im Vergleich zu Rohrleitungen aus Stahl, Steinzeug oder Beton besitzen Kunststoffrohre bei gleichen Nenndurchmessern ein wesentlich geringeres Metergewicht. Dies verschafft Kunststoffrohrleitungen insbesondere im Hinblick auf Transport und Verlegung einen Wettbewerbsvorteil, so daß zunehmend in fast allen Bereichen Kunststoffleitungen eingesetzt werden. Darüber hinaus weisen verformungsfähige Kunststoffleitungen oft ein günstigeres Tragverhalten auf als steife Rohre aus Beton oder Steinzeug.

Dieser Beitrag soll dem Leser einen allgemeinen Überblick über das Tragverhalten von flexiblen Rohrleitungen und bekannte Berechnungsmöglichkeiten vermitteln. Abschließend wird auf Großversuche an flexiblen Sickerrohrleitungen zur Entwässerung von Deponien hingewiesen.

2 Das Tragverhalten von Rohrleitungen

2.1 Allgemeines

Das Tragverhalten eines Rohres ergibt sich aus einer Wechselwirkung zwischen dem Rohr und dem rohrumgebenden Boden. Der auf das Rohr wirkende Erddruck ist zunächst als ursächliche Belastung anzusehen. Infolge des Erddrucks entstehen im Rohrquerschnitt Spannungen und abhängig von der Steifigkeit des Rohrwerkstoffes sowie des Rohrquerschnitts Verformungen. Nach außen gerichtete Rohrverformungen gegen das rohrumgebende Erdreich wecken in

Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit einen Reaktionsdruck im Boden, den sogenannten Bettungsreaktionsdruck. Entgegengesetzte, nach innen gerichtete Rohrverformungen bewirken hingegen eine Entspannung des rohrumgebenden Bodens und führen somit in der Regel zu einer Rohrentlastung. Die endgültige Druckverteilung auf die Rohrwandung ist das Resultat des sich einstellenden Gleichgewichts aller Spannungen und Verformungen im Bereich des Rohrkörpers. Die Größe und Verteilung der Erddrücke und Rohrverformungen wird geprägt von den mechanischen Eigenschaften des rohrumgebenden Bodens und des Rohrmaterials sowie von der Größe und der Querschnittsform der Rohrleitung.

2.2 Rohrwerkstoff und Tragverhalten

Die vorgenannten allgemeinen Zusammenhänge machen deutlich, daß aus statischer Sicht das Rohr und der rohrumgebende Boden ein mehrfach statisch unbestimmtes System darstellen. Die Beanspruchungen innerhalb dieses Systems sind in erster Linie abhängig von dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Rohrquerschnitt und Boden. Aus diesem Grund weisen Rohrleitungen aus sehr steifen Werkstoffen, wie z.B. Beton und Steinzeug, im Vergleich zu Rohrleitungen aus flexiblen Kunststoffen ein unterschiedliches Tragverhalten auf.

Steife Rohrwerkstoffe, die dem Rohrquerschnitt im Vergleich zur Bodensteifigkeit eine wesentlich größere Ringsteifigkeit verleihen können, bewirken nur geringe Rohrverformungen und daher meist vernachlässigbar kleine Bettungsreaktionsdrücke. Die große Rohrringsteifigkeit führt im Rohr-Boden-System zu Lastkonzentrationen im Rohrbereich und bedingt eine Lastabtragung, die in erster Linie über den steifen Rohrkörper erfolgt.

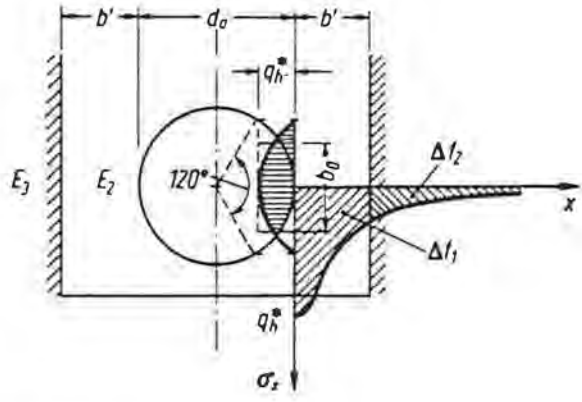


Bild 1: Ausbreitung des Bettungsreaktionsdruckes [10]

Die sogenannten "flexiblen Rohrleitungen" weisen im Vergleich zur Steifigkeit des rohrumgebenden Bodens eine wesentlich kleinere Ringsteifigkeit auf. Sie zeigen in der Regel deutliche Verformungen und wecken im rohrumgebenden Boden Bettungsreaktionsdrücke, die stützend auf den Rohrquerschnitt wirken (vgl. Bild 1). Flexible Rohrleitungen sind im Gegensatz zu biegesteifen Rohrquerschnitten somit auf die Stützung des rohrumgebenden Bodens angewiesen.

3 Berechnungsverfahren

3.1 Berechnungsansätze

Bei der Entwicklung von Berechnungsansätzen für biegesteife und flexible Rohrleitungen besteht die schwierigste Aufgabe in der zutreffenden Bestimmung der auf den Rohrquerschnitt wirkenden Belastung, die sich überwiegend aus Erddrücken zusammensetzt. Ist die Rohrbelastung bekannt, so kann die Ermittlung der Schnittkräfte und Verformungen nach den üblichen Regeln der Statik erfolgen. Für kreisrunde Rohrquerschnitte existieren für die unterschiedlichsten Belastungsarten allgemeine geschlossene Lösungen. Eine umfangreiche Auswahl hierzu findet sich in [1].

Die auf eine Rohrleitung wirkenden Erddrücke sind von der Art der Rohrleitung, von der Bodenart und insbesondere von den Einbaubedingungen, u.a. von der Lage im Graben oder im Damm, abhängig. Die in diesem Zusammenhang zu lösenden erdstatischen Probleme waren Gegenstand zahlreicher Forschungen, die von Marston [2], Spangler [3] und Schlick [4] bereits seit den Zwanziger Jahren in den USA betrieben wurden. Roske [5] und vor allem Marquart [6] machten diese Arbeiten in Deutschland bekannt. Insbesondere die neueren Arbeiten von Watkins [7], Leonhardt [8] [9] [10] [11] und der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. (ATV) [12] beschäftigen sich vor allem auch mit dem Tragverhalten flexibler Rohrleitungen. Die Rechenansätze und vereinfachenden Rechenannahmen, die diesen Arbeiten zugrunde liegen, werden im folgenden zusammenfassend geschildert, was einen Einblick in die Komplexität dieser analytischen Lösungen geben soll.

Ein für die Berechnung von flexiblen Rohrleitungen allgemein anerkanntes Berechnungsverfahren, welches das Verformungsverhalten von Rohr und Boden sowie deren gegenseitige Beeinflussung berücksichtigt und Eingang in das Arbeitsblatt A-127 der ATV gefunden hat, geht auf Ansätze von Leonhardt [10] zurück.

Ausgehend von der in der Scheitelebene eines erdverlegten Rohres wirkenden Flächenlast aus dem Eigengewicht der Überschüttung $p_E = \gamma \cdot h$ ergeben sich für die Belastung der Rohrleitung

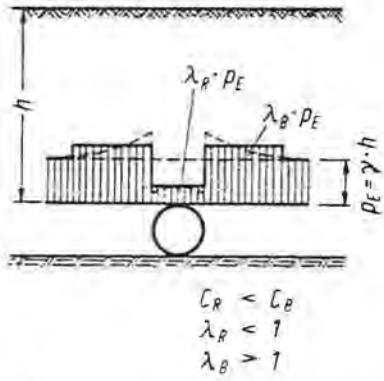


Bild 2: Erdlastumlagerung [10]

in Abhängigkeit von der Rohrsteifigkeit und der Steifigkeit der angrenzenden Bodenbereiche Spannungsumlagerungen, so daß für die Größe der Rohrbelastung von einem Wert $q_{vR} = p_E \cdot \lambda_R$ ausgegangen werden kann. Bei gleicher Steifigkeit des Rohrkörpers und des Bodens ist der Beiwert $\lambda_R = 1$. Der sogenannte Konzentrationsfaktor λ_R gibt demnach das Vielfache einer über dem Rohr liegenden Bodensäule an, die von zwei vertikalen Tangentialebenen an den Rohrkörper begrenzt wird. Ist die Verformbarkeit des flexiblen Rohres größer als die des Bodens, wirken in diesen Ebenen nach oben gerichtete, lastverringernde Schubkräfte $Q_{(r)}$, die durch einen Konzentrationsfaktor $\lambda_R < 1$ berücksichtigt werden (vgl. Bild 2). Aus Gleichgewichtsgründen wird die Spannung neben dem flexiblen Rohr um einen Konzentrationsfaktor

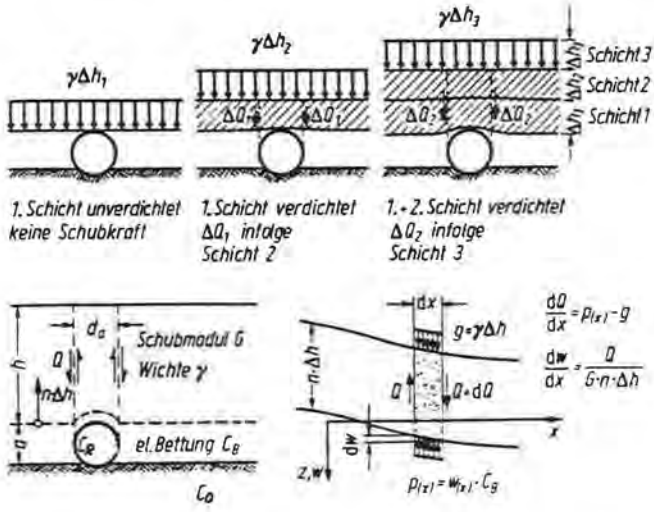


Bild 3: Schubsteifer Balken auf elastischer Bettung [10]

$\lambda_B > 1$ erhöht, so daß sich für die Bodenspannung neben dem Rohr ein Wert von $q_{vB} = p_E \lambda_B$ ergibt.

Mit dem von Leonhardt entwickelten Modell des "schubsteifen Balkens auf elastischer Bettung" [9] (vgl. Bild 3) können die rohrentlastenden Schubkräfte quantifiziert und mit weiteren Vereinfachungen die Größe des Konzentrationsbeiwerts λ_R berechnet werden. Das Modell faßt die gesamte über der Rohrscheitelebene liegende Überschüttung als elastisch gebetteten "schubsteifen Balken" auf. Der Bettungsmodul wird im Rohrbereich mit dem Wert C_R, in den seitlich angrenzenden Bodenbereichen mit dem Wert C_B und unterhalb des Rohres mit C_0 angesetzt. Dem Rechenmodell liegen die folgenden vereinfachenden Annahmen zugrunde :

1) Der "schubsteife Balken" überträgt keine Biegemomente
2) Die Schubverformungen sind volumenkonstant
3) Mit der lagenweisen Überschüttung des Rohres erhöht sich die Schubsteifigkeit des "schubsteifen Balkens", wobei nur fertig verdichtete Schüttlagen Schubkräfte übertragen.
4) Unterhalb der Rohrscheitelebene werden keine Schubkräfte übertragen

Ausgehend von dem Gleichgewicht einer infinitesimal schmalen Lamelle des "schubsteifen Balkens" können mit dem Lösungsweg in [9] die Schubkräfte $Q_{(r)}$ in den vertikalen Tangentialebenen ermittelt werden. Der gleiche Ansatz liefert auch eine Lösung für die Verteilung der vertikalen Druckspannungen in der Rohrscheitelebene.

Die rohrentlastenden Schubkräfte $Q_{(r)}$, die die Grundlage für die Ermittlung der Konzentrationsbeiwerte λ_R und λ_B bilden, werden von Leonhardt wie folgt angegeben (vgl. Bild 3):

$$Q_{(r)} = \gamma \cdot h \cdot \sqrt{\frac{G \cdot h}{C_B}} \cdot \left(1 - \frac{C_B}{C_R} - \frac{C_B}{C_0}\right) \cdot \sum_{n=1}^{n=i-1} \frac{\sqrt{n}}{1 + \sqrt{\frac{C_B}{C_R}} \cdot \coth\left(\sqrt{\frac{C_R}{G \cdot h}} \cdot \frac{r}{\sqrt{n}}\right) + \frac{\sqrt{C_B \cdot G \cdot h} \cdot \sqrt{n}}{C_0 \cdot r}}$$

mit G: Schubmodul des "schubsteifen Balkens"

Während Annahmen bezüglich des Bettungsmoduls C_B im Bereich des rohrumgebenden Bodens für die einzelnen Bodenmaterialien aufgrund von Erfahrungswerten getroffen werden können, sind bei flexiblen Rohrleitungen für die Angabe der Bettungssteifigkeit C_R im Rohrbereich umfangreichere Überlegungen erforderlich, da diese Rohre bei Belastung eine vertikale Durchmesserverringerung $-\Delta d_v$ und gleichzeitig eine horizontale Durchmesservergrößerung

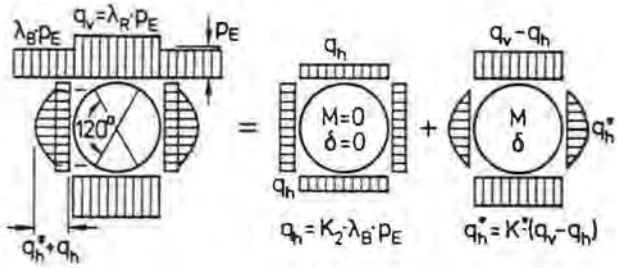


Bild 4: Aufteilung der Rohrbelastung [1]

$+\Delta d_h$ erfahren. Der aufgrund der Erdlast ohnehin vorhandene Erddruck q_h und der durch die Durchmesservergrößerung geweckte Bettungsreaktionsdruck q_h^* behindern die Rohrverformung.

Ein Lösungsweg für die Ermittlung der Steifigkeit im Rohrbereich C_R und die Angabe des Konzentrationsbeiwertes λ_R wurde in [10] ebenfalls von Leonhardt aufgezeigt. Hierbei sind die wichtigsten vereinfachenden Annahmen, daß der Bettungsdruck im Sohlbereich des flexiblen Rohres rechteckförmig über die ganze Rohrbreite verteilt ist ($2\alpha = 180°$), der Erddruck q_h über die gesamte Rohrhöhe gleichmäßig wirkt und der Bettungsreaktionsdruck q_h^* lediglich von der Belastungsdifferenz $(q_v - q_h)$ erzeugt wird. In Bild 4 sind diese Annahmen graphisch dargestellt. Die Belastung eines flexiblen Rohres wird demnach in einen allseitig gleichen, Normalkräfte erzeugenden Belastungsanteil der Größe q_h und einen Biegemomente erzeugenden Belastungsanteil $(q_v - q_h)$ und q_h^* aufgeteilt.

Bei den vorgenannten Ansätzen wird stets davon ausgegangen, daß die Festigkeit des Bodens an keiner Stelle der Überschüttung überschritten wird. Allerdings können bereits kleine Verformungen des flexiblen Rohres zum Plastifizieren der angrenzenden Bodenbereiche führen, so daß für den Konzentrationsfaktor λ_R ein unterer Grenzwert festzulegen ist. Die für Gräben modifizierte Silotheorie bietet hierfür einen guten Ansatz, wonach sich der untere Grenzwert für die Erdlast über einem flexiblen Rohr für einen Reibungsboden mit Kohäsion wie folgt ergibt:

$$\text{min. } q_{vR} = \gamma\, h\, \kappa_f \qquad \text{mit } \kappa_f = \left(1 - \frac{2c}{\gamma d_a}\right) \cdot \kappa \qquad \text{und} \qquad \kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot h/d_a \cdot \tan\varphi}}{2 \cdot K_1 \cdot h/d_a \cdot \tan\varphi}$$

hierin bedeuten:

h: Höhe der Überschüttung

γ: Wichte des Bodens

K_1: Seitendruckbeiwert
d_a: Außendurchmesser des Rohres
φ, c: Scherparameter des Bodens

Die geschilderten Betrachtungen beziehen sich auf den Einbau flexibler Rohrleitungen in Dammschüttungen. Für Grabensituationen können zur Ermittlung der Erdauflast die vorgenannten Formeln der Silotheorie analog angewendet werden. Die Belastung auf das flexible Rohr ergibt sich dann zu $q_{vR} = p_E \lambda_R \kappa$, wobei für $d_a = b$ (Grabenbreite) und für $\varphi = \delta$ (wirksaner Wandreibungswinkel zwischen Grabenwänden und Verfüllung) zu setzen ist.

Für den überwiegenden Teil aller üblichen Anwendungsfälle liefern diese Berechnungsansätze gute Ergebnisse.

3.2 Numerische Rechenverfahren

Neben analytischen Rechenverfahren, die für die elektronische Datenverarbeitung aufbereitet wurden, wie z.B. Rechenprogramme auf der Grundlage der Berechnungsansätze nach ATV-127, sind als rein numerische Methoden Berechnungen nach dem Federbettungsmodell und nach der Finite Elemente Methode (FEM) zu nennen.

Bei der Berechnung nach dem **Federbettungsmodell** wird der Rohrquerschnitt als geschlossenes Stabtragwerk und der rohrumgebende Boden als elastische Federbettung der Tragwerksstäbe abgebildet (vgl. Bild 5). Die Steifigkeit der Federbettung wird aus dem Bettungsmodul k_s

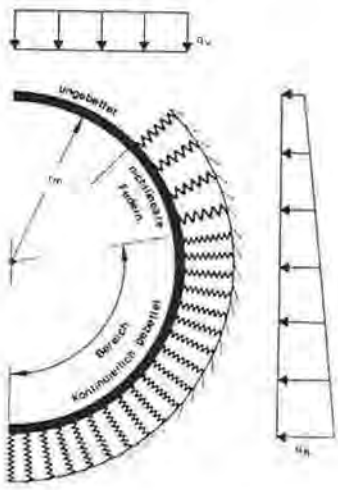


Bild 5: Federbettungsmodell [15]

ermittelt, der für kreisförmige Rohrquerschnitte in Abhängigkeit vom Verformungsmodul des Bodens E_v und dem mittleren Rohrradius r_m nach der Formel $k_s = 0.6\ E_s/r_m$ [MN/m³] berechnet werden kann. Da Bodenmaterialien keine Zugkräfte übertragen, kann bei den meisten Rechenprogrammen eine Zugkraftübertragung in der Federbettung ausgeschlossen werden. Mit dem Federbettungsmodell läßt sich zwar eine abschnittsweise unterschiedliche Bettung des Rohrquerschnitts relativ gut nachvollziehen, doch ist es nicht in der Lage, die im Boden infolge von Rohrverformungen tatsächlich stattfindenden Lastumlagerungen zu berücksichtigen. Es ist deshalb empfehlenswert, einen Belastungsansatz zu wählen, der diese Lastumlagerung bereits beinhaltet, was einen Rückgriff auf die in Abschnitt 3.1 beschriebenen Lastansätze bedeutet (z.B. Lastansatz nach ATV-127). Erfahrungsgemäß ergeben sich nach dem Federbettungsmodell insbesondere bei der Ermittlung von Langzeitverformungen unter Berücksichtgung eines geringen Kriechmoduls für das Rohrmaterial zu große Rohrverformungen im Scheitelbereich.

Bei der Berechnung nach der **Finite-Element-Methode** wird das Rohr ebenfalls als Stabwerk abgebildet. Der rohrumgebende Bodenkörper wird in endliche Volumenelemente unterteilt, die an ihren Knotenpunkten mit den jeweiligen Nachbarelementen (u.a. auch mit den Stabwerkselementen des Rohrquerschnitts) gekoppelt sind (vgl. Bild 6). Hierdurch ist es möglich, das Spiel der Spannungen und Dehnungen auch in der Rohrumgebung rechnerisch zu erfassen. Üblicherweise werden diese Berechnungen unter Berücksichtigung linear elastischer Stoffgesetze,

Bild 6: FE-Modell

sowohl für das Rohrmaterial als auch für den Boden durchgeführt, was insbesondere bei hohen Belastungen zu Ungenauigkeiten in der Berechnung führen kann, da Bodenmaterialien im Grenzzustand plastifizieren und somit ein elastisch-plastisches Materialverhalten aufweisen.

4 Berechnungsergebnisse

In der Vergangenheit wurde versucht, die in Abschnitt 3 vorgestellten Berechnungsverfahren zu optimieren und anhand von Meßergebnissen zu kalibrieren. Ebenso sind immer wieder Vergleiche zwischen den einzelnen Rechenverfahren angestellt worden. Die jüngsten Vergleichsrechnungen wurden von Zanzinger/Gartung/Hoch [14] im Rahmen einer Grundsatzuntersuchung für die besondere Situation von Sickerrohrleitungen in Deponien durchgeführt. Hierbei wurden zwischen den Ergebnissen aus Berechnungen nach ATV A-127 und nach FEM teils größere Unterschiede festgestellt, die umso größer ausfielen, je geringer die Rohrringsteifigkeit und desto unterschiedlicher die Steifigkeiten der rohrumgebenden Bodenmaterialien angesetzt wurden. Besonders bemerkenswert ist, daß teilweise trotz rechnerisch etwa gleichgroßer Rohrdurchmesserverformungen bei den entsprechenden Spannungsnachweisen sehr große Unterschiede zwischen den Ergebnissen der beiden Berechnungsverfahren auftraten. Ebenso wurden die maßgeblichen Schnittgrößen nach ATV im Sohlbereich und nach FEM im Kämpferbereich ermittelt. Auch die rechnerisch ermittelten Lastumlagerungen wiesen erhebliche Unterschiede

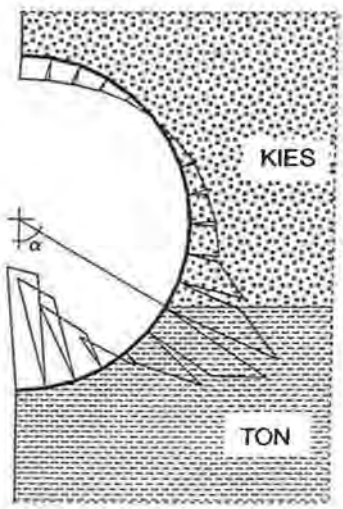


Bild 7: Momentenvergleich gemäß FEM [15]

auf. Ein typisches Beispiel für die nach dem FE-Modell berechnete Momentenverteilung für ein flexibles Rohr auf einem Auflager aus Ton zeigt Bild 7.

Auch die mit dem Federbettungsmodell ermittelten Berechnungsergebnisse lassen sich nur für bestimmte Randbedingungen mit den Ergebnissen aus den anderen Berechnungsverfahren in Übereinstimmung bringen. Im allgemeinen werden mit diesem Rechenmodell die größten Rohrverformungen errechnet.

Insgesamt kann davon ausgegangen werden, daß die großen Unterschiede in den Rechenergebnissen sich auf die in den verschiedenen Rechenmodellen zugrunde gelegten, teils idealisierten Bettungsreaktionsdrücke, Rohrverformungen und Lastumlagerungen zurückführen lassen.

Aufgrund dieser Unstimmigkeiten liegt es nahe, für unterschiedliche Einbausituationen vergleichende Belastungsversuche durchzuführen, die die möglichen Ursachen dieser Differenzen aufdecken helfen und insbesondere auch eine Beurteilung des Grenzzustandes im Rohr-Boden-System erlauben. Dies gilt besonders für die außergewöhnliche Einbausituation von Sickerrohrleitungen in Deponien und den dort auftretenden hohen Belastungen.

5 Grenzzustände und Bemessung

Bei der üblichen Rohrbemessung ist ein Grenzzustand definiert als ein Spannungs- bzw. Verformungszustand, in dem die Materialfestigkeit im Rohrquerschnitt erreicht ist bzw. in dem unzulässig große Verformungen des Rohrquerschnitts auftreten. Die Bemessung erfolgt durch den Nachweis, daß die für den konkreten Anwendungsfall rechnerisch ermittelten Werte kleiner sind als die zulässigen Werte. Diese sind als Fraktilwert (zul. Verformung) angegeben oder lassen sich unter Berücksichtigung der entsprechenden Sicherheitsbeiwerte aus den Grenzwerten (z.B. Materialkennwerte) berechnen.

Die Bemessung steifer Rohrquerschnitte erfolgt über den Nachweis zulässiger Rohrmaterialspannungen bzw. einen besonderen Tragfähigkeitsnachweis.

Flexible Rohre werden üblicherweise mit einem Nachweis zulässiger Verformungen und einem Stabilitätsnachweis sowohl für Kurzzeit- als auch für Langzeitverhältnisse bemessen. Ein Spannungsnachweis wird in der Regel nur für Kurzzeitverhältnisse geführt. (Es werden die für kurzzeitige bzw. langzeitige Beanspruchungen gültigen Materialkennwerte des Rohrwerkstoffes verwendet).

Bei diesen Nachweisen, insbesondere bei den Spannungsnachweisen, stehen die Material- und Festigkeitskennwerte der Rohrmaterialien im Vordergrund. Ob bzw. unter welchen Voraussetzungen bei flexiblen Rohrleitungen das Versagen des Rohr-Boden-Systems von einem Scherbruch bzw. der Plastifizierung des rohrumgebenden Bodenmaterials ausgelöst werden kann, wird bei diesen Nachweisen nicht untersucht.

Um diesen Versagensmechanismus zu verdeutlichen, soll zunächst kurz auf die Festigkeitseigenschaften der rohrumgebenden Bodenmaterialien eingegangen werden, die insbesondere bei hohen Belastungen bestimmend für die Tragfähigkeit des Rohr-Boden-Systems sein können.

Nach Mohr tritt der Bruchzustand eines Bodenelements (Grenzzustand) ein, sobald die im Bodenelement maximal übertragbare Scherspannung erreicht wird. Mit dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb gilt für einen Boden, dessen Festigkeit durch Reibung φ' und Kohäsion c' gegeben ist (vgl. Bild 8):

$\tau = \sigma' \tan\varphi' + c'$ und

als Beziehung zwischen der größten Hauptspannung σ_1 und der kleinsten Hauptspannung σ_3 :

$$\sigma_1' = \sigma_3' \left(\frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos\varphi'}{1-\sin\varphi'} \right)$$

Im Rohr-Boden-System sichert der Rohrkörper den auf ein Bodenelement wirkenden Seitendruck (kleinste Hauptspannung). Steigt infolge zunehmender Belastung die größte Hauptspan-

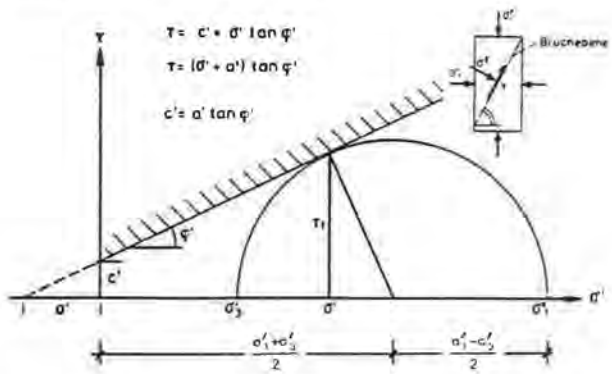


Bild 8: Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb

nung im Bodenelement stärker an als der zwischen Rohr und Boden auftretende Kontaktdruck, so wird der Boden in unmittelbarer Rohrumgebung immer stärkeren Scherbeanspruchungen ausgesetzt. Sobald der Kontaktdruck zwischen Rohr und Boden kleiner wird als die für die Stabilität eines Bodenelements bzw. der angrenzenden Bodenbereiche erforderliche kleinste

Hauptspannung, treten in diesen Bodenzonen Scherbrüche bzw. Plastifizierungen auf. In einem System mit mehreren unterschiedlichen Bodenmaterialien wird zuerst der Bodenbereich mit den geringsten Scherfestigkeitseigenschaften versagen. Durch die Plastifizierung des Bodens erhöhen sich die auf das Rohr wirkenden Drücke, bis diese von dem Rohrquerschnitt nicht mehr aufgenommen werden können. Dies hat ein Versagen des gesamten Rohr-Boden-Systems zur Folge. Der Bruch des Systems beginnt demnach in dem Bodenbereich mit den geringsten Scherfestigkeitseigenschaften. Diese Betrachtungsweise hat insbesondere Bedeutung für Rohr-Boden-Systeme mit verschiedenen Bodenmaterialien von stark unterschiedlicher Scherfestigkeit, wie sie bevorzugt im Deponiebau im Bereich der Sickerwasserentsorgungssysteme auftreten.

6 Großmaßstäbliche Belastungsversuche an Deponiesickerrohren aus PEHD

Der vorgenannte Bruchmechanismus, bei dem das Versagen des flexiblen Rohres durch eine weitgehende Plastifizierung im rohrumgebenden Bodenmaterial das Versagen des Rohr-Boden-Systems auslöst, wurde im Rahmen von Belastungsversuchen an flexiblen Sickerrohrleitungen zur Entwässerung von Deponien am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München beobachtet.

Mit einer speziell für hohe Lasten konstruierten Belastungseinrichtung (vgl. Bild 9) können in einem Bodenkörper eingebaute Rohre mit Flächenlasten bis zu 3000 kN/m² beaufschlagt werden. Die Belastungseinrichtung besteht aus 4 Stahlwandtafeln, einem Deckel- und einem Bodenteil. Zusammen bilden diese Bauteile einen prismatischen Kasten (Hohlkörper) mit den Innenabmessungen a / b / h = 1.5 m / 1.0 m / 2.0 m, in den Bodenmaterial und die zu prüfende Rohrleitung eingebaut werden. Über das Deckelbauteil, das als Stempel wirkt, wird die Last auf den prismatischen Bodenkörper aufgebracht. Die unabhängige Auflagerung der Wandscheiben und des Bodenteils ermöglicht genaue Angaben hinsichtlich der Wandreibung zwischen dem Bodenkörper und den Wandscheiben. Durch ein Fenster ist die Beobachtung und Vermessung des inneren Rohrquerschnitts sowie die Feststellung der absoluten Verschiebung des Rohrquerschnitts während des Belastungsvorganges möglich.

Der Erdkörper, in den die untersuchten Sickerrohrleitungen eingebettet wurden, war entsprechend DIN 19667 (Dränung von Deponien) aufgebaut (vgl. Bild 9). Im Gegensatz zum üblichen Aufbau sind die Auflager- und Einbettungsbedingungen für die Rohrleitung hier sehr

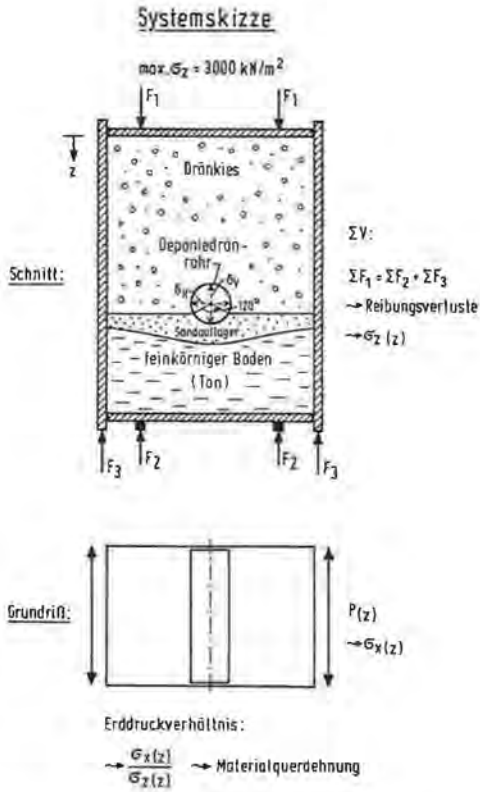


Bild 9: Systemskizze der Belastungseinrichtung

heterogen. Das Rohr liegt auf einem Sandauflager über bindigem Bodenmaterial von etwa steifer Konsistenz und ist mit grobkörnigem Dränmaterial überschüttet.

Bislang wurden Kurzzeitversuche, bei denen die Oberflächenlast auf den Erdkörper innerhalb ca. 20 min bis auf 3000 kN/m² gesteigert wurde, und Langzeitversuche, bei denen die zeitabhängigen Rohrverformungen bei konstanter Belastung des Erdkörpers über einen Zeitraum von 6 bis 8 Wochen beobachtet wurden, durchgeführt.

Der oben beschriebene Versagensmechanismus des Rohr-Boden-Systems wurde anhand zweier vergleichender **Kurzzeitversuche** mit unterschiedlicher Sandauflagerqualität und -dicke studiert. Ab Belastungsbeginn verformten sich die kreisrunden Rohre zunächst elliptisch. Bei höheren Laststufen konnte in der unteren Rohrhälfte, also im Rohrauflagerbereich, eine zunehmende Abflachung des Rohrquerschnitts (Vergrößerung des Krümmungsradius) festgestellt werden (vgl. Bild 10). Das Versagen des Rohr-Boden-Systems erfolgte durch einen Aufbruch der Rohrsohle (vgl. Bild 11). Beim Ausbau der einzelnen Bodenschichten wurde festgestellt,

Bild 10: Aufwölbung der Rohrsohle

daß es sich nicht um ein Stabilitätsversagen des Rohrquerschnitts, sondern um einen Scherbruch in dem unter dem Sand-Rohrauflager anstehenden tonigen Bodenmaterial handelte (vgl. Bild 12). Infolge der Bodenverformungen während des Bruchvorgangs im Tonmaterial wurde das Sandauflager angehoben und die Rohrleitung von unten eingedrückt. Beim zweiten Belastungsversuch wurde die Dicke und die Zusammensetzung des Rohrauflagermaterials verbessert. Unter sonst gleichen Einbaubedingungen konnte zwar wiederum eine Vergrößerung des Krümmungsradius im Auflagerbereich beobachtet, aber trotz höheren Lasten kein Bruch des Rohr-Boden-Systems erzeugt werden (vgl. Bild 10).

Weitere interessante Beobachtungen wurden während der durchgeführten Langzeitversuche unter konstanter Last gemacht. Nach der Lastaufbringung traten in einem Beobachtungszeitraum von 8 Wochen die größten Rohrverformungen noch während der Konsolidationsphase der rohrumgebenden Bodenmaterialien, insbesondere im Rohrauflagerbereich auf. Bild 13 zeigt die Rohrquerschnittsmessungen beim Einbau des Rohres (1), nach der Überschüttung des Rohres mit Dränkies (2), nach der Lastaufbringung (3) und nach ca. 8 Wochen Beobachtungszeitraum (4). ergleicht man die nach der FE-Methode rechnerisch ermittelten Biegebeanspruchungen des Rohrquerschnitts (vgl. Bild 7) mit den in Großversuchen beobachteten Verformungen (vgl. Bild 13) und Bruchvorgängen (vgl. Bild 11 und 12), so ist qualitativ eine gute Übereinstimmung gegeben.

Bild 11: Aufbruch der Rohrsohle (Blick durch das Beobachtungsfenster)

Bild 12: Sohlaufbruch im Tonmaterial (Blick auf die Tonoberfläche)

7 Folgerungen aus den Belastungsversuchen

Das in diesem Beitrag zusammenfassend beschriebene Tragverhalten von flexiblen Rohrleitungen und die Meßergebnisse im Rahmen von großmaßstäblichen Belastungsversuchen zeigen, daß die lastabhängigen Rohrverformungen in großem Maße von den Steifigkeitseigenschaften des rohrumgebenden Bodens abhängen. Unterschiedliche Auflagerungs- und

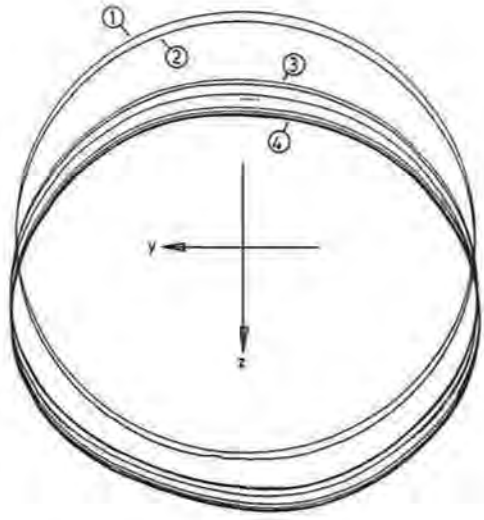


Bild 13: Rohrquerschnittsmessungen mit festem Bezugspunkt

Einbettungsbedingungen führen zu verschiedenen Verformungsfiguren, die nur für über den Rohrumfang einheitliche Einbettungsbedingungen als elliptisch angenommen werden können. Die größten Rohrbeanspruchungen treten in Bereichen des Rohrquerschnitts auf, wo die Biegelinie gegenüber dem Ausgangszustand die größten Veränderungen der Krümmungsradien aufweist. Rechnerisch und versuchstechnisch sind diese Zonen in der Regel im Bereich von deutlichen Wechseln der Einbettungsbedingungen (bei Deponiesickerrohren im Kämpferbereich) festzustellen. Darüber hinaus sind für die zeitabhängigen Verformungen flexibler Rohrleitungen insbesondere auch die Konsolidationseigenschaften der rohrumgebenden Bodenmaterialien in großem Maße mitbestimmend.

Da sich anhand von großmaßstäblichen Belastungsversuchen gezeigt hat, daß im Grenzzustand des Rohr-Boden-Systems mit zunehmender Plastifizierung der rohrumgebenden Bodenmaterialien Bruchvorgänge ausgelöst werden, ist es ratsam im unmittelbaren Rohrbereich möglichst scherfeste Bodenmaterialien zu verwenden. Besondere Bedeutung hat dies für Sickerrohrleitungen in Deponien. Aufgrund der besonderen Einbaubedingungen (vgl. DIN 19667) sind die Auflagerqualität und -Dicke entscheidend für die Verformung des Rohres und bestimmend für die Tragfähigkeit des Gesamtsystems Rohr-Boden. Mit einem hoch scherfesten Auflagermaterial, das eine Steifigkeit aufweist, die vergleichbar mit der Steifigkeit des rohrumgebenden Dränkiesmaterials ist, lassen sich für flexible Rohrleitungen geringste Beanspruchungen und maximale Tragfähigkeiten des Gesamtsystems erreichen.

8 Literatur

[1] Hornung / Kittel: Statik erdüberdeckter Rohre, Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1989

[2] Marston, A: The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments - Bulletin Nr. 96 Iowa Engineering Experiment Station, Iowa State College, Ames, Iowa 1930

[3] Spangler, M.G.: The supporting strength of rigid pipe culverts - Bulletin Nr. 170 Iowa Engineering Experiment Station, Iowa State College, Ames, Iowa 1950

[4] Schlick, W.J.: Tests of clay and concrete load bearing pipe, ASTM Proc. 28, 1928

[5] Roske, K.: Betonrohre nach DIN 4032, Bauverlag, Wiesbaden, 1961

[6] Marquart, E.: Beton- und Eisenbetonleitungen - ihre Belastung und Prüfung, Verlag W. Ernst & Sohn, 1934

[7] Watkins, R.K. / Smith, A.B.: Ring deflection of buried pipe. - Journal American Water Works Association, Vo. 59 (1967) Nr. 3, Seite 367 bis 378

[8] Leonhardt, G.: Die Belastung von erdverlegten Rohren unterschiedlicher Steifigkeit unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens des umgebenden Bodens. - 3R international 16 (1977), Nr. 3/4, Seite 176 bis 180

[9] Leonhardt, G.: Die Belastung von starren Rohrleitungen unter Dämmen - Mitteilungen , Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau und Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Hannover, Heft 4, Eigenverlag 1973

[10] Leonhardt, G.: Die Erdlasten bei überschütteten Durchlässen - Die Bautechnik 56 (1979) Nr.11, Seite 361 bis 368, Berlin, Verlag Ernst & Sohn

[11] Leonhardt, G.: Einige Bemerkungen zum statischen und bodenmechanischen Konzept des ATV-Arbeitsblattes A 127 - Korrepondenz Abwasser 31 (1984) Nr. 6, Seite 523 bis 527 - St. Augustin: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA)

[12] ATV-Arbeitsblatt A 127: Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen, Ausgabe Dezember 1988 - St. Augustin: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA)

[13] Klöppel, K. / Glock, D.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu Traglastproblemen biegeweicher, in die Erde eingebetteter Rohre, Veröffentlichung des Institutes für Statik und Stahlbau der TH Darmstadt, Heft 10, 1970

[14] Zanzinger, H. / Gartung E. / Hoch, A.: Grundsatzuntersuchung über die statische Berechnung von Rohrleitungen in Sickerwasserentsorgungssystemen bei Abfalldeponien, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 61, Eigenverlag, 1992

[15] Hoch, A. / Lottner, U. / Zanzinger, H.: Statische Berechnung von Rohrleitungen in Sikkerwassersystemen bei Abfalldeponien, Müll und Abfall 1/1993, Seite 25 bis 35

Straßenbau und Gewässerschutz
- Stand und Entwicklungstendenzen -

Wolfgang Heide

1 Einleitung

Straßenbau und Wasserversorgung sind gesetzlich geregelte Aufgaben der Daseinsvorsorge für die Allgemeinheit.

Das Bundesfernstraßengesetz (l) bestimmt in § 3 (Straßenbaulast), daß die Straßenbaulastträger nach ihrer Leistungsfähigkeit die Bundesfernstraßen zu bauen, zu unterhalten, zu erweitern oder sonst zu verbessern haben. Dabei sind die sonstigen öffentlichen Belange einschließlich des Umweltschutzes zu berücksichtigen. Gleiche Regelungen enthalten die Straßengesetze der Bundesländer.

Oberster Grundsatz der Wassergesetze - Wasserhaushaltsgesetz (2), Landeswassergesetze - ist, daß alle Gewässer (Grundwasser und oberirdische Gewässer) vor nachteiligen Einwirkungen zu schützen sind. Eines besonderen Schutzes bedürfen Wassergewinnungsgebiete für die öffentliche Wasserversorgung und staatlich anerkannte Heilquellen. Der steigende öffentliche und industrielle Wasserverbrauch, die starke Zunahme des Verkehrsaufkommens aufgrund steigender Motorisierung und neuer Siedlungs- und Gewerbegebiete führen häufig zu Interessenüberschneidungen zwischen Wassergewinnung und Straßenbau. Die Träger der beiden verschiedenen Aufgaben müssen bei ihren Planungen und Bauten aufeinander Rücksicht nehmen. Das gilt besonders für Straßen in Wassergewinnungsgebieten. Die erste, für beide Seiten sehr wertvolle Grundlage zur Koordinierung der verschiedenen Belange wurde durch das im Jahre 1971 von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen herausgegebene "Merkblatt für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten" geschaffen. Es stellte eine gute Arbeitsgrundlage für eine Abstimmung zwischen Wasserversorgung und Straßenbau dar. In den Folgejahren gesammelte Erfahrungen, wissenschaftliche Erkenntnisse und technische Weiterentwicklungen waren für die federführende Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau" der Forschungsgesellschaft für Straßenwesen Anlaß, die Fortschreibung des "Merkblatts" zu veranlassen. Die Neufassung erschien im Jahre 1982 nunmehr im Range einer Richtlinie und in der Fachwelt unter dem Kürzel "RiStWag" bekannt (3).

2 Straßen- und verkehrsbedingte Belastungen der Gewässer

Die durch Straßen in Wassergewinnungsgebieten ausgehenden Belastungsquellen können in drei Gruppen zusammengefaßt werden,

- die Straße als Bauwerk, von ihrer Herstellung bis zum endgültigen Vorhandensein im Wassereinzugsgebiet,
- die Straße in ihrer normalen Zweckbestimmung mit Straßenbetrieb, -verkehr und -unterhaltung ,
- die Verkehrsunfälle mit ihren Zufälligkeiten.

Die Gefährdung der Gewässer kann dabei ausgehen von:

- Baustoffen
- Baustelleneinrichtungen
- Erd- und Gründungsarbeiten
- Straßenunterhaltung und Straßenbetrieb
- Straßenverkehr

Die Beeinträchtigungsgefahr nimmt im allgemeinen mit der Entfernung vom Verunreinigungsort ab, weil die schädlichen Stoffe verdünnt, teilweise zurückgehalten oder abgebaut werden. Was die Belastung des Straßenumfeldes betrifft, findet sich nach (4), in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung sowie vom Alter der Straße, eine deutliche Anreicherung von verkehrsbedingten Schmutzstoffen am Straßenrand, die mit zunehmendem Abstand vom Fahrbahnrand und im Boden mit zunehmender Tiefe abnimmt. Danach ist der durch Stoffe vom Straßenverkehr beeinträchtigte Geländestreifen am Straßenrand 2 m breit. Bis maximal 20 m ab Fahrbahnrand nimmt die Konzentration der Spurenstoffe rasch ab und sinkt in noch größerem Abstand langsam aufdie Höhe der geogenen bzw. anthropogenen Grundlast des untersuchten Gebietes ab.

Die verkehrsbedingten Belastungen stammen im einzelnen aus

- Reifenabrieb,
- Tropfverlusten,
- Emissionen der Kraftstoffverbrennung,
- Abrieb von Bremsbelägen,
- Abrieb von Fahrbahnbelägen,
- Streugut.

Von der Menge her stellen der Fahrbahnabrieb und das Streugut den Hauptanteil des Schmutzpotentials dar. Die Menge der verkehrsbedingten Verschmutzungen ist von der Verkehrsbelastung abhängig, nicht aber die Verschmutzung der Straßenabflüsse. In Abhängigkeit von Witterung, Wind und Verkehr verbleibt nur ein Teil der Schmutzstoffe aufder Straßenoberfläche. Dadurch hält sich auch die Verschmutzung des Straßenoberflächenwassers in Grenzen. Der Differenzbetrag wird an die Atmosphäre abgegeben bzw. verbleibt im Straßenumfeld (5) (6).

3 Festsetzung von Wasserschutzgebieten

Wassergewinnungsgebiete können im Interesse der öffentlichen Wasserversorgung von den Wasserbehörden in verwaltungsmäßig festgesetzten Verfahren als Wasserschutzgebiete rechtlich festgesetzt werden (§ 19 Wasserhaushaltsgesetz). Die naturwissenschaftlichen Grundlagen für den Gewässerschutz sind vom DVGW/LAWA-Ausschuß[1] "Wasserschutzgegebiete" in den "Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete" (7) zusammengestellt worden. Wasserschutzgebiete werden nach dem Grad des Schutzbedürfnisses in Zonen eingeteilt:

- Fassungsbereich Schutzzone I
- Engere Schutzzone Schutzzone II
- Weitere Schutzzone Schutzzone III

Weitere Unterteilungen der einzelnen Schutzzonen sind möglich.

4 Maßnahme beim Zusammentreffen von Straßenbau und Gewässerschutz

Ist ein Zusammentreffen von Gewässerschutz und Straßenbau nicht zu vermeiden, sind Vorkehrungen zu treffen, die eine nachteilige Beeinträchtigung des Gewässers weitestgehend ausschließen.

In Abhängigkeit vom

- Grad des Schutzbedürfnisses (Wasserschutzzone),
- der Untergrundbeschaffenheit und
- der Lage der Straße (Damm, Einschnitt oder geländegleich)

sind unterschiedliche Anforderungen an Art und Umfang der zu ergreifenden Maßnahmen zu stellen. Generell sind heute zwei Fälle zu unterscheiden:

---

[1] DVGW- Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches
LAWA - Länderarbeitsgemeinschaft Wasser

a) Maßnahmen an bestehenden Straßen

b) Maßnahmen bei Neu-, Aus- und Umbau von Straßen

4.1 Bestehende Straßen in Wassergewinnungsgebieten

4.1.1 Ausgangslage

Ein Rechtsstreit über die Kostenträgerschaft für Maßnahmen an bestehenden Straßen in Wasserschutzgebieten hat zu einem höchstrichterlichen Urteil an die Adresse der Straßenbaulastträger geführt. Ausgelöst wurde der Rechtsstreit durch eine Auflage des Regierungspräsidenten (RP) Münster im Zusammenhang mit einem Bewilligungsbescheid, der die Förderung von Wasser aus mehreren Brunnen beinhaltet. Durch die zu den Brunnen gehörende Schutzzone III A führt auf einer Länge von 2 km die B 219. In dem Bescheid des RP wurde den Stadtwerken Münster aufgegeben, die "erforderlichen Schutzmaßnahmen" für das Wasserwerk durchzuführen und die dafür entstehenden Kosten zu tragen. Eine Klage der Stadtwerke gegen diesen Passus hatte in allen Instanzen Erfolg.

Das Bundesverwaltungsgericht begründet: In einem Gebiet, in dem die Möglichkeit zur Wasserförderung von Anfang an gegeben sei, ist die Straße der latente Störer, d. h. an die Stelle des bis dato praktizierten Prioritätsgrundsatzes setzte die Rechtssprechung das Verursacherprinzip (Urteil verkündet am 13.09.1985, Aktenzeichen: BVerwG 4 c 47.82/OVG 19 A 2248/80).

Die Auswirkungen dieses Urteils für die Straßenbaulastträger sind gravierend, da die Finanzmittel für Entwässerungsreinrichtungen und Schutzmaßnahmen an bestehenden Straßen, sofern die Maßstäbe der RiStWag zugrunde gelegt werden, kurzfristig keinem Baulastträger zur Verfügung stehen. Allein in Hessen liegen von den klassifizierten Außerortsstraßen ca. 300 km in der Schutzzone II und 2 500 km in der Schutzzone III.

4.1.2 Folgerungen für die Praxis

Im Rahmen einer vom Arbeitsausschuß "Bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten" der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen veranlaßten Erfahrungssammlung (8) - Projektleitung: Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München/Ingenieurdienst Nord, Oyten - wurde auch der Frage nachgegangen, ob die Maßstäbe der RiStWag aufbestehende Straßen in Wasserschutzgebieten ohne weiteres übertragbar sind. Bautechnische Maßnahmen bedeuten in der Regel einen Eingriffin das vorhandene Straßenumfeld (Vegetation, belebte Bodenzone). Während bei Neu-,

Um- und Ausbau einer Straße den Auswirkungen des Straßenbaues aufein Gewässer mit Hilfe des Instrumentariums der RiStWag zu begegnen ist, muß bei bestehenden Straßen von anderen Randbedingungen ausgegangen werden, d. h. Eingriffe aufgrund bautechnischer Maßnahmen (Entwässerung, Abdichtungen) können hier durchaus eine negative Beeinträchtigung eines funktionierenden Ökosystems zur Folge haben.

Eine Bearbeitergruppe des Arbeitsausschusses hat deshalb im Vorgriff auf die Fortschreibung der RiStWag ein Papier erarbeitet, das Hinweise für Maßnahmen an bestehenden Straßen in Wassergewinnungsgebieten enthält. Zunächst wird ein Verfahren zur Ermittlung des Gefährdungsgrades beschrieben. Der Gefährdungsgrad kennzeichnet die von der bestehenden Straße ausgehende Beeinträchtigung einer Wassergewinnungsanlage. Es werden unterschieden:

- sehr geringe Gefährdung
- geringe Gefährdung
- mittlere Gefährdung
- starke Gefährdung

Für die Ermittlung des Gefährdungsgrades sind die Parameter wie

- Wasserbeschaffenheit,
- Hydrologische Gegebenheiten,
- Verkehrliche Merkmale,
- Straßenbauliche Merkmale

zu analysieren und qualitativzu bewerten. Die Gewichtung und Bewertung dieser Parameter sowie die Bestimmung des Gefährdungsgrades ist gemeinsam von ortskundigen Vertretern der Wasserwirtschafts- und Straßenbauverwaltung vorzunehmen.

Wegen der voraussehbaren großen Zahl von Straßenabschnitten gleichen Gefährdungsgrades ist eine Dringlichkeitsreihung erforderlich. Hierzu sind die für die Bestimmung des Gefährdungsgrades maßgebenden Kriterien nochmals vergleichend zu betrachten und zusätzlich die wasserwirtschaftliche Bedeutung des Wasservorkommens zu berücksichtigen.

Wegen der im Einzelfall sehr unterschiedlichen Bedeutung der einzelnen Einflußgrößen, wurde die ursprünglich ins Auge gefaßte Vorgabe eines bestimmten Bewertungsverfahrens nicht weiter verfolgt, da kein praxisgerechter Algorithmus zu finden war.

Als Maßnahmen kommen im Einzelfall in Abhängigkeit vom Gefährdungsgrad und der jeweiligen Wasserschutzzone solche verkehrlicher, betrieblicher oder bautechnischer Art infrage. Um

ein systematisches Vorgehen zu erleichtern, wurden tabellarisch entsprechende Zuordnungen getroffen. Die "Hinweise" wurden 1993 von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen" veröffentlicht (9).

4.2 Neu-, Um- oder Ausbau von Straßen in Wassergewinnungsgebieten

4.2.1 Kriterien für Schutzmaßnahmen

Beim Neu-, Um- oder Ausbau von Straßen in Wassergewinnungsgebieten sind die bereits zitierten RiStWag maßgebend. Ziele der Gefahrenabwehr sind:

1. schadlose Ableitung des Oberflächenwassers
2. Schutz des Gewässers vor Unfallfolgen

Auf welche Weise diesen Zielsetzungen Rechnung zu tragen ist, hängt davon ab, in welcher Wasserschutzzone die Straße liegt und sofern es sich um die Wasserschutzzone III handelt auch von der Untergrundbeschaffenheit. Hierzu einige Anmerkungen:

Die Beurteilung der Untergrundbeschaffenheit erfolgt auf der Grundlage des Arbeitsblattes 101 des DVGW-Regelwerkes (7). Danach werden im Hinblick aufdie Schutz- und Reinigungswirkung der Deckschicht und des Grundwasserleiters unterschieden zwischen

- günstiger Untergrundbeschaffenheit,
- mittlerer Untergrundbeschaffenheit und
- ungünstiger Untergrundbeschaffenheit.

Die Tatsache, daß die Anforderungen an die Untergrundbeschaffenheit - wie sie aus dem Arbeitsblatt W101 in die RiStWag übernommen wurden - für den Anwender nicht präzise genug sind, gibt Veranlassung, solche Formulierungen wie

- gut reinigende Deckschichten,
- ausreichende reinigende Wirkung des Grundwasserleiters

näher zu erläutern. Ein entsprechender Vorschlag steht im RiStWag-Ausschuß zur Diskussion.

Das Arbeitsblatt W101, das aus dem Jahre 1972 stammt, wird derzeit vom DVGW überarbeitet. Die Untergrundbeschaffenheit soll nach den Vorstellungen des DVGW bei der Festsetzung der Wasserschutzzonen künftig keine Rolle mehr spielen. Der Entfall dieser Regelungen hätte auch für die RiStWag erhebliche Auswirkungen. DVGW und LAWA haben allerdings erkennen lassen, daß ein Verbleib dieser Regelung in den RiStWag von den genannten Gremien akzeptiert würde.

4.2.2 Maßnahmenarten

Um den angemessenen Schutz des Gewässers innerhalb eines Wasserschutzgebietes zu gewährleisten, kommen entwässerungstechnische Maßnahmen und Abdichtungen zur Anwendung. Lösungsmöglichkeiten sind im Abschnitt 5 der RiStWag beschrieben. Die entwässerungstechnischen Maßnahmen reichen vom ungesammelten und breitflächigem Ableiten des Oberflächenwassers über Seitenstreifen und Böschungen in der Schutzzone III B bis zum

- Sammeln mittels Hochborden und Straßenabläufen,
- Ableiten in dichten Rohleitungen,
- ggf. Reinigen (Leichtflüssigkeitsabscheider)

in der Schutzzone II.

Aufgabe der Abdichtungen ist es, Schadstoffe aus

- Straßenbetrieb,
- Straßenunterhaltung und
- Verkehrsunfällen

vom Grundwasser fernzuhalten oder seinen Eintritt in das Grundwasser zeitlich so zu verzögern, daß eine Beseitigung der Gefahr möglich ist.

Damm- und Einschnittsböschungen sowie Mittelstreifen sind in Schutzzone III A bei mittlerer und ungünstiger Untergrundbeschaffenheit und in Schutzzone II generell abzudichten. In Schutzzone II ist darüber hinaus die gesamte Verkehrsfläche abzudichten, wenn über dem Grundwasserleiter keine ausreichende schützende Überdeckung vorhanden ist. Wegen der Bedeutung der Abdichtungen als bautechnische Maßnahme der Gefahrenabwehr seien zu den Dichtungsmaterialien, von denen die mineralischen Abdichtungen aus natürlichen Böden und die Kunststoffdichtungsbahnen in den RiStWag kurz behandelt werden, einige Ausführungen gestattet.

a) Mineralische Abdichtungen

aa) Mineralische Abdichtungen aus natürlichen Böden

Böden, die als mineralische Abdichtung eingesetzt werden, haben nach RiStWag folgende Kriterien zu erfüllen:

- Mindestanteil an den Korngrößen ≤ 0,02 mm 15 Gew.-%,
  ≤ 0,06 mm 20 Gew.-%
- ersatzweise gilt $k_f < 10^{-7}$ m/s.

Untersuchungen haben dagegen ergeben, daß allein der Durchlässigkeitsbeiwert für die Dichtheit maßgebend ist. So haben vielfach Böden, die den Vorgaben der RiStWag an die Kornverteilung nicht entsprechen, sehr wohl eine ausreichende Dichtheit, d.h. $k_f < 10^{-7}$ m/s. In den RiStWag kommt desweiteren nicht zum Ausdruck, daß ein Zusammenhang zwischen Trockendichte, Wassergehalt und Durchlässigkeit besteht und für die Dichtheit des Bodens maßgebend ist. Die Durchlässigkeit nimmt bei gleicher Trockendichte mit steigendem Verdichtungswassergehalt ab. Folgerichtig wäre deshalb eine Anforderung an den

Verdichtungswassergehalt zu stellen. Die neueren Erkenntnisse basierend auf Forschungsarbeiten am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München (10) werden bei der Fortschreibung der RiStWag zu berücksichtigen sein.

ab) Künstlich zusammengesetzte Böden

Vielfach stehen für Abdichtungen keine geeigneten natürlichen Böden zur Verfügung oder die Kosten für deren Beschaffung sind unverhältnismäßig hoch. In solchen Fällen kann die künstliche Aufbereitung z.B. durch Zumischen von Bentonit eine Lösung sein. Bentonit ist ein spezieller Ton und besteht hauptsächlich aus dem Tonmaterial Montmorillonit. Die für eine Abdichtung wichtigsten Eigenschaften von Bentonit sind:

- Quellvermögen 350 - 800 %
- hohes Wasserbindungsvermögen (Selbstschutz gegen Austrocknung)
- langsames Quellen, das nach der Verdichtung zu einer zusätzlichen Verspannung des Dichtungssystemes führt

Beispiel: Zur Abdichtung einer Kreisstraße in Hessen, die durch die Schutzzone II verläuft, wurde folgendes System gewählt:

Untere Lage: 30 cm Steinerde, deren Korngerüst durch die Zugabe von 3 % Bentonit gedichtet wird, $k_f = 1{,}03 \times 10^{-8}$ m/s

Obere Lage: 30 cm bindiger Felszersatz aus der Baustelle, $k_f = 10^{-6}$ m/s

Das Bentonit/Steinerde-Gemisch wurde in einem Mischer bei optimalem Proctor - Wassergehalt aufbereitet. Einzubauen und zu verdichten waren die Lagen auf 100 % Proctordichte.

b) Dichtungsbahnen:

ba) Kunststoffdichtungsbahnen

In die RiStWag 1982 aufgenommen wurden aus der Gruppe der Dichtungsbahnen solche aus Kunststoffen. Anforderungen werden an Zugfestigkeit und Reißdehnung gestellt sowie eine Mindestdicke von 2 mm gefordert. Für die biologische und/oder chemische Beständigkeit fehlen Anforderungen. Das Heranziehen der für den Deponiebau geltenden Regularien - z.B. (11) - ist unbefriedigend, da hier andere Lastfälle relevant sind. Deshalb wird im Rahmen einer Froschungsarbeit geklärt werden, welche Anforderungen sinnvollerweise für die Abdichtung von Straßen zu formulieren sind. Bisherige Erfahrungen mit 2 mm dicken Kunststoffdichtungsbahnen haben gezeigt, daß insbesondere bei oberflächennaher Anordnung eine Reihe Punkte bei der Planung zu beachten sind und Probleme bereiten können, z. B.:

- Durchdringung von Schächten und Abläufen
- Anordnung von Leitpfosten
- Anpassung der Dichtungsbahn an die Geometrie der Unterlage (hohlraumfreie Auflage)
- Wärmeempfindlichkeit (Aufwölbung bei Sonneneinstrahlung)
- Fügetechnik

Weniger problematisch ist die Anordnung der Kunststoffdichtungsbahnen in der sogenannten Tiefenlage, d. h. unter den Entwässerungseinrichtungen. Voraussetzung sind ein ausreichender Flurabstand des Grundwasserleiters und ggf. eine entsprechende Topographie, um die Dichtungsbahnen in das anschließende Gelände einbinden zu können.

bb) Bentonitmatten

Bentonitmatten bestehen aus folgenden 3 Einzelkomponenten:

- Schutzschicht aus mechanisch verfestigtem Vliesstoff(d = 3,0 mm)
- Bentonitschicht als Dichtungselement (dtr = 2,00 mm)
- Stützschicht aus zwei mechanisch verfestigten Vliesstoffen (d = 6,5 mm)

Die Einzelkomponenten werden durch Vernadelung zu einer festen Struktur verbunden. Die Durchlässigkeit liegt bei $k_f = 9 \times 10^{-11}$ m/s. Die mechanischen Anforderungen entsprechen denen für Kunststoffdichtungsbahnen (siehe RiStWag Abschnitt 5.2.5.2).

c) Asphaltdichtungen

Asphaltdichtungen, die besonders im Wasserbau ihren Platz haben, kommen im Straßenbau selten zum Einsatz. Sie dürften dann eine Alternative darstellen, wenn wegen nicht ausreichender, schützender Überdeckung des Grundwassers auch der Bereich unter der Verkehrsfläche abzudichten ist (siehe RiStWag Abschnitt 5.2.3.6).

Ein solches Dichtungssy stem kam z. B. aufder A 7 im Schutzgebiet des Egauwasserwerkes bei Heidenheim zur Anwendung. Wird die Asphaltdichtung in einem solchen Fall mit der unteren bituminösen Tragschicht des vollgebundenen Aspahltoberbaues gemäß RStO 86/89 kombiniert, kann eine solche Lösung durchaus wirtschaftlich interessant sein.

Wegen der Doppelfunktion Tragschicht/Dichtungsschicht sind bei der Konzeption der Asphaltdichtung folgende Regularien heranzuziehen:

- Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen - RStO 86/89, Tafel 4
- Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau - ZTVT-StB 86, Abschnitt 4.3 und Tabelle 4.2
- "Empfehlung für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau

5 Überarbeitung der RiStWag

Grundlage der Überarbeitung der RiStWag ist - wie bereits an anderer Stelle ausgeführt - die vom Arbeitsausschuß 5.14 der FGSVveranlaßte Erfahrungssammlung (8). Hinzu kommen abgeschlossene, laufende und beantragte Forschungsarbeiten zu den Themen

- Eignung natürlicher Böden als Dichtungsstoffe für Verkehrsflächen in Wasserschutzgebieten.
- Eignung von Kunststoffdichtungsbahnen als Abdichtungsmaterial für Straßen in Wassergewinnungsgebieten.
- Langzeitverhalten von oberflächennahen Bodenabdichtungen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten.

- Qualitativer und quantitativer Einfluß von Absetzanlagen aufden Betrieb von Versickerungsbecken.
- Sicherheitsbewertung bautechnischer Maßnahmen zum Grundwasserschutz auf probabilistischer Grundlage.
- Anwendung von Bentonitdichtungsmatten zum Grundwasserschutz an Verkehrswegen und -flächen.

Zur Diskussion stehen bei der Fortschreibung der RiStWag unter anderem:

- Wasserwirtschaftliche Anforderungen an Baustoffe, insbesondere Recyclingbaustoffe
- Grundwasserschutzprogramm der LAWA
- Klare Darstellung der Schutzziele
- Einrichtung von Emittentenmeßstellen zur Gefahrenabwehr
- Hinweischarakter der Beispiele; es muß deutlicher werden, daß die zeichnerische Darstellung nur das Prinzip darstellen soll.
- Einsatz von Bepflanzungen zur Gefahrenabwehr
- Anforderungen an Leichtstoffabscheider

Der RiStWag-Ausschuß ist zur Zeit mit der Überarbeitung der Richtlinien beschäftigt. Es wird angestrebt, eine erste komplette Entwurfsfassung Mitte 1995 den einschlägigen Gremien des Straßenbaues und Wasserfaches zur Erörterung vorzulegen. Ziel ist es, die Neufassung der RiStWag im Laufe des Jahres 1996 dem BMVzur Einführung übergeben zu können.

6 Schlußbetrachtung

Die Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau" der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen hat bereits vor über 25 Jahren die Probleme, die sich aus dem Zusammentreffen von Straßenbau und Gewässerschutz ergeben, erkannt und bereits 1971 die Anwender mit einer Handlungsanleitung in Form eines Merkblattes ausgestattet. Die Folgezeit war geprägt von der Weiterentwicklung dieses ersten Regelwerkes, betrieben als interdisziplinäre Aufgabe zahlreicher Fachgebiete, was z. B. in der aktiven Mitwirkung von LAWA und DVGWseinen Ausdruck fand.

Die Schwierigkeit der gemeinsam zu lösenden Aufgabe bestand und besteht darin, die unter bestimmten Bedingungen im Einzelfall notwendigen Schutzmaßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten so zu optimieren, daß dem Grundsatz der sparsamen und wirtschaftlichen Verwendung der zur Verfügung stehenden Haushalts- oder besser Steuermittel Rechnung

getragen wird. Dieses war und ist ein besonderes Anliegen der Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau" und ihres Leiters Prof. Dr.-Ing. Floss.

7 Schrifttum

(l) Bundesfernstraßengesetz vom 19.04.1994 Bundesgesetzblatt, Jahrgang 1994, Teil I. S. 854 ff.

(2) Wasserhaushaltsgesetz vom 23.09.1986 Bundesgesetzblatt, Jahrgang 1986, Teil I, S. 1529 ff.

(3) Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten, Ausgabe 1982

(4) Golwer, A.: Untersuchungen über die Belastung des unterirdischen Wassers mit anorganischen toxischen Spurenstoffen im Gebiet von Straßen, Schriftenreihe: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik des BMV, Heft 391/1983

(5) Krauth, Kh.: Untersuchungen über die Beschaffenheit des Oberflächenwassers von Bundesautobahnen, Teile I und II, Schriftenreihe: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik des BMV, Heft 363

(6) Grottker, M.: Beschaffenheit von Straßenoberflächenwasser bei mittlerer Ver kehrsbelastung, Forschungsbericht des Umweltbundesamtes Nr. 10204 339/01

(7) DVGW: Regelwerk, Arbeitsblätter 101 - 103 Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete ZfGW-Verlag GmbH, Frankfurt/Main

(8) Heyer, D., Scheufele, G.: Auswertung und Beurteilung bisher in der Praxis angewandter bautechnischer Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten, Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 104, Kirschbaum- Verlag Bonn

(9) Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Hinweise für Maßnahmen an bestehenden Straßen in Wasserschutzgebieten, Ausgabe 1993

(10) Heyer, D., Geotechnische Untersuchungen von Abdichtungsmaterialien, Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 104, Kirschbaum- Verlag Bonn

(11) Richtlinien über Deponiebasisabdichtungen aus Dichtungsbahnen, Ministerialblatt des Landes Nordheim- Westfalen, 38. Jahrgang (1985), Nr. 60

Die Zukunft im Spezialtiefbau

Manfred Stocker

1 Einleitung und Rückblick

Die gestellte Aufgabe entbehrt nicht eines gewissen Reizes, zumal wir alle uns heute bereits darüber Gedanken machen müssen, was in 10 bis 20 Jahren in die Tat umgesetzt sein soll. Auf der anderen Seite ist es auch mit einem gewissen persönlichen Risiko verbunden, wenn sich die Entwicklung völlig anders darstellt - und der Verfasser dies noch erleben sollte. Diese Gefahr ist jedoch sehr gering, da in unserer schnellebigen und informationsfreudigen Zeit eine 10 Jahre alte Literatur kaum mehr gelesen wird.

Jedem Blick in die Zukunft muß ein Rückblick in die Vergangenheit gestattet sein, um die Perspektive richtig einschätzen zu können. Einzelne Spezialtiefbautechniken gibt es schon seit weit mehr als 1000 Jahren, wie Bewehrte-Boden-Bauwerke, Rammpfähle sowie Schacht- und Brunnengründungen. Als eigenes Fachgebiet, entsprechend dem Tunnel- und Stollenbau, dem Bergbau oder dem Brunnenbau, gibt es den Spezialtiefbau erst seit Mitte der fünfziger Jahre. Von dieser Zeit an wurde er wissenschaftlich von den überall neu gegründeten Hochschulinstituten für Grundbau und Bodenmechanik begleitet. Nach dem Kriege fand besonders in Europa, USA und Japan ein wirtschaftlicher Aufschwung statt, der dem Spezialtiefbau einen äußerst günstigen Markt und damit Entwicklungsbedarf bot. Deshalb fand in den letzten vier Jahrzehnten auch eine überdurchschnittliche Innovation statt (Bild 1, Bild 2).

2 Zukünftiger Bedarf

Der Bedarf und die Entwicklung hängen immer sehr eng zusammen. Relativ einfach zu erkennen ist wohl der zukünftige Bedarf:

in den neuen Bundesländern:

- für tiefere und größere Baugruben infolge der zunehmenden Verdichtung und zum Teil Neukonzipierung der Ballungszentren
- für Denkmalschutzaufgaben und Altbausanierungen
- für modernen Verkehrswegeausbau, insbesondere für den schienengebundenen Verkehr
- für Abwasser- und Kanalbauten

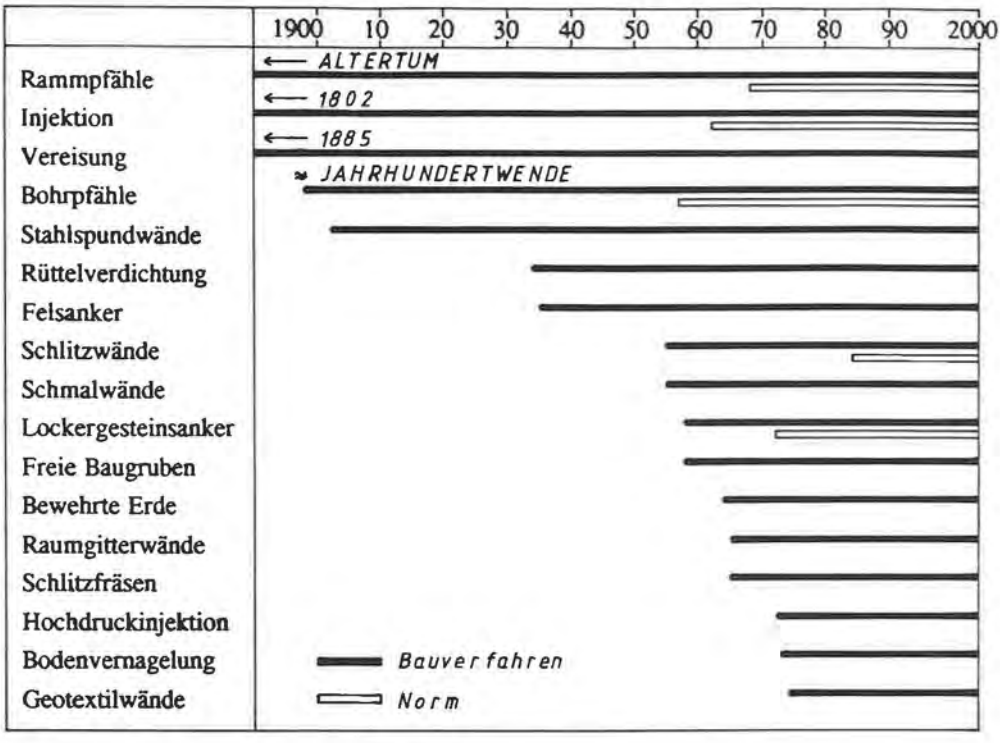


Bild 1: Entwicklung von Spezialtiefbau-Verfahren und -Normen

Bild 2: Pfahlarbeiten im Deutschen Museum in München, 1955

in Gesamtdeutschland:

- für Abkapselungen oder Beseitigung von Altlasten, sicher eine der größten bisherigen öffentlichen Aufgaben

Hierzu sollen einige Zahlen genannt sein:

Das Gesamtbauvolumen betrug 1993 in Deutschland rund 500 Mrd. DM [1].

Das Bauhauptgewerbe (Hoch-, Tief-, Spezialtiefbau) ohne Maurer, Zimmerer, Dachdecker und ohne Ausbaugewerbe, verarbeitendes Gewerbe, Ingenieur- und Architektenleistungen hatte hierbei einen Anteil von ca. 185 Mrd. DM (149 Mrd. DM in Westdeutschland und geschätzte 36 Mrd. DM in Ostdeutschland). Der reine Spezialtiefbau wurde mit 2,5 Mrd. DM/Jahr geschätzt, das sind etwa 1,35 % bezogen auf das Bauvolumen des Hoch-, Tief- und Spezialtiefbaus.

Der Baubedarf für den Umweltschutz wird mit 6 - 7 % vom gesamten Baubedarf angegeben [2]. Rechnet man den Teil, der von der Spezialtiefbaubranche ausgeführt werden könnte, mit 1 %, so ergäbe dies ein Bauvolumen von 5 Mrd. DM/Jahr.

Der Bedarf an Spezialtiefbau, zumindest in Deutschland, scheint damit für die nächsten beiden Jahrzehnte gesichert zu sein. Schwieriger ist abzuschätzen, ob die Finanzierung dieser Aufgaben möglich ist, was wiederum von der politischen Entwicklung abhängt. Wieviel Geld werden wir in den nächsten beiden Jahrzehnten benötigen für unseren Schuldendienst, das Sozialsystem, für die Hilfe an Dritte-Welt-Länder, für die Unterstützung der ehemaligen kommunistischen Nachbarländer und für die Sanierung unserer größten Altlasten, wobei zumindest die letztere Aufgabe zum Teil wiederum der Bau- bzw. Spezialtiefbaubranche zugute käme.

Wie sieht die Entwicklung international aus? Der Bedarf in Europa wird sicherlich am größten in Deutschland sein infolge der Vereinigung von Ost und West. Die seit 1993 erfolgte Integration der Europäischen Gemeinschaft wird auf den Bedarf und auch auf den Marktanteil der deutschen Bauwirtschaft keinen großen Einfluß haben.

Der Bedarf an Bau- und Spezialtiefbauarbeiten in unseren östlichen, ehemals kommunistischen Nachbarländern wird verhältnismäßig ähnlich groß und ähnlich gelagert sein wie in den neuen Bundesländern. Gerade in jüngster Zeit ist besonders in den Metropolen ein hoffnungsvoller Aufschwung festzustellen. Ich glaube, daß sich durch internationale Zusammenarbeit besonders in Rußland eine starke Bautätigkeit auch mit Beteiligung europäischer Baufirmen entwickeln wird.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß bedarfsmäßig die Zukunft für den Spezialtiefbau sehr positiv aussieht. Ich versuche nun, auf einzelne Fragenkomplexe und Fachgebiete technisch etwas näher einzugehen, sowohl für Deutschland als auch auf internationaler Ebene.

3 Technische Entwicklungen und Ziele

3.1 Tiefgründungen

In Deutschland wird es in bezug auf den Bedarf keine allzu großen Änderungen geben. Festzustellen ist ein Trend zu Pfählen mit größeren Durchmessern, d.h. von 1,50 m bis 2,50 m. Die Technik wird für diesen Durchmesserbereich und die in Deutschland zumeist sehr dicht gelagerten Böden mit sehr schweren Verrohrungsanlagen, schweren Seil- und Hydraulikgreifern und kräftigen Drehbohranlagen antworten.

Für sehr große Lasten werden auch mehr Schlitzwandelemente zur Anwendung kommen.

Vermehrt werden Verdrängungspfähle entwickelt und eingesetzt werden, seien sie gebohrt, vibriert, gerammt oder anderweitig eingebracht. Der Grund liegt in der spezifisch höheren Tragfähigkeit, aber vor allem in der Vermeidung von eventuell zu beseitigendem kontaminiertem Bohrgut.

In Südostasien steigt der Bedarf an sehr tiefen Gründungen mit Pfahllängen von zum Teil mehr als 80 m. Ursache hierfür sind sehr mächtige, wenig tragfähige Böden, die große Erdbebengefahr und der derzeitige Trend zu mehr als 200 m hohen Hochhäusern.

3.2 Schlitzwände

Für statische Schlitzwände wird in Deutschland der Bedarf nicht wesentlich steigen, jedoch werden die Anforderungen an die Wasserdichtigkeit wesentlich größer. Absehbare Entwicklungsrichtungen sind durchgehende, erdseitig verlegte Folienabdichtungen, durchgehende Fugenbewehrungen, wie sie in Südostasien, aus Japan kommend, bereits erfolgreich bekannt sind, oder einfach konstruktiv dickere Wände.

Zufriedenstellende Lösungen zur Abdichtung zwischen Schlitzwänden und Bauwerkssohlen müssen noch entwickelt werden.

In Japan sind bereits Schlitzwände mit Tiefen von 120 bis 150 m voll bewehrt ausgeführt worden mit Dicken von 1,5 m bis 3 m. Solche Wände werden für Tiefgründungen in

Bild 3: Bauer-Fräse für Tiefen von 120 m in Japan

Erdbebengebieten, für Kraftwerke, künstliche Inseln für Verkehrsbauwerke im Meer, Flüssigkeitstanks und ähnliche Aufgaben benötigt (Bild 3).

Als Dichtwände werden auch in Deutschland tiefere und dickere Wände zur Ausführung kommen, sei es im Altlastenbereich zur Abkapselung, im Bergbaubereich zur Verhinderung zu großer Grundwasserabsenktrichter und zur Abdichtung alter oder neuer Staudämme. Technisch ist eine 200 m tiefe Dicht-Schlitzwand heute praktisch ausführbar. Die technischen Möglichkeiten, dabei sehr hart gelagerte Bodenschichten oder Fels zu durchfahren oder in diese Schichten einzubinden, werden immer größer.

Die Schlitzwandgeräte werden im Platzbedarf bei gleicher Leistungsfähigkeit immer kleiner und sind somit auch im innerstädtischen Bereich einsetzbar (Bild 4).

Neben den Fräsen werden auch superschwere Hydraulikgreifer (Gewicht > 10 to) entwickelt für Böden, die für die Fräse nicht sehr geeignet sind, z.B. für dichte Geröllagen.

Bild 4: Bauer-Mini-Fräse für Tiefen von 50 m

In Deutschland werden zum Schlitzen von Zweiphasen-Wänden vornehmlich Bentonitsuspensionen verwendet. In Zukunft könnten diese wohl vermehrt durch Polymere ersetzt oder ergänzt werden - diese sind preiswerter in feinkörnigen Böden und leichter regenerierbar -, vorausgesetzt, es bestehen keine Bedenken hinsichtlich deren Umweltfreundlichkeit.

Dichtwände im Einphasen-Verfahren werden heute in Deutschland mit möglichst geringer Dikke, aber dafür mit sehr aufwendigen, komplizierten und relativ feststoffarmen Mischungen hergestellt. Bei dem immensen Bedarf an zukünftigen Großprojekten müssen diese Mischungen wesentlich billiger werden. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, den Suspensionsverbrauch zu verringern, indem der Aushub wieder zurück in den Schlitz verfüllt wird.

3.3 Injektionen

Der Bedarf an herkömmlicher Injektion als einer der ältesten, neuzeitlichen Spezialtiefbaumethoden wird noch weiter zurückgehen. In Deutschland ist die sogenannte chemische Injektion aus Gründen der Umweltbedenklichkeit fast ganz zurückgedrängt worden. Selbst die üblichen Zementinjektionen finden keine große Anwendung mehr. In Sandböden wird heute oftmals eine Fein-Zementinjektion verwendet. In den klassischen Bereichen der Unterfangung wird die Hochdruckinjektion Ersatz bieten, in den Bereichen der Talsperren-Injektionen häufig auch die Dichtungsschlitzwand. Letztere stellt in vielen Fällen die bessere, sicherere, dauerbeständigere und wirtschaftlichere Methode dar.

3.4 Dichtungssohlen

Der Trend geht derzeit in den Städten zu immer tieferen Baugruben im Grundwasserbereich. Dichtungssohlen ermöglichen in Kombination mit Dichtungswänden einen Aushub ohne Grundwasserabsenkung außerhalb der Baugrube. Es gibt derzeit drei Sohlenarten.

a) Die tiefliegende Dichtungssohle, vornehmlich aus Weichgel (Wasserglas + Natriumaluminate), gilt in bezug auf Umweltbeeinflussung als unbedenklich. Sie benötigt während des Baugrubenaushubes keine zusätzlichen Auftriebssicherungselemente.

b) Die hochliegende Unterwasserbetonsohle muß bei größeren Spannweiten mit Anker- oder Pfahlelementen gegen Auftrieb gesichert werden.

c) Die in jüngster Zeit vor allem in verformungswilligen Böden ausgeführte hochliegende Hochdruckinjektionssohle benötigt ebenfalls Auftriebselemente.

Welche der Sohlenarten sich auf Dauer durchsetzen wird, ist derzeit noch nicht abzusehen. Der Bedarf ist stark zunehmend, wobei derzeit die tiefliegende Injektionssohle als relativ sichere, die Hochdruckinjektionssohle als statisch optimale, aber etwas teure und die Unterwasserbetonsohle als preiswerte, aber risikoreiche Sohle, zumindestens bei großen Spannweiten, gilt.

3.5 Große Baugruben

Die Baugruben werden aus rein wirtschaftlichen Gründen zunehmend größer und tiefer, z.B. derzeit Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin mit mehr als 80.000 m² Grundfläche, 18 m tief und fast ebenso tief unter dem Grundwasserspiegel. Bei diesen Baugrubengrößen werden neue Verformungsprobleme auftreten, die bisher statisch noch nicht voll vorausbestimmbar sind. Außerdem werden hierfür Überleitungskonstruktionen für das Grundwasser unumgänglich, da bei diesen Dimensionen ein Grundwasserspiegelaufstau kaum zu umgehen ist.

3.6 Unterfangungen

Für Unterfangungen, eventuell auch für Hebungen zur Sanierung, entsteht besonders in Deutschland und hier in den neuen Bundesländern, ein großer Bedarf. Nach einer Erhebung [3] sind in den neuen Bundesländern derzeit etwa 1300 historische Bauwerke, wie Kirchen, Schlösser, Burgen, Bürgerhäuser usw. erfaßt. Davon haben 30 % schwere Gründungsschäden. Wenn auch nur ein Bruchteil davon finanziell zur Sanierung beauftragt werden kann, wäre dies für den Spezialtiefbau ein bedeutender Markt. Eine weitere Hochrechnung beleuchtet den Bedarf. Nach Angaben von V. Rizkallah, Leiter des Instituts für Bauschadensforschung e.V., Hannover, wäre ein Sanierungsbedarf von etwa 10 Mrd. DM jährlich auf einen Zeitraum von 35 Jahren erforderlich, wenn 80 % der kulturhistorisch wertvollen Bauten in den neuen Bundesländern saniert würden. Rechnet man für den Spezialtiefbau nur einen Anteil von 5 %, so ergäbe dies immerhin einen Jahresumsatz von 500 Mio. DM.

Derzeit ist zur Unterfangung die Hochdruckinjektion die meistverwendete Methode. Sie ist relativ teuer. Zunehmend Anwendung finden Kleinbohrpfähle, mit deren Hilfe man gezielt auch Hebungen vornehmen kann.

3.7 Anker

Auf dem Ankersektor fanden in den letzten Jahren keine wesentlichen technischen Entwicklungen statt. Es wird sich zunehmend die Erkenntnis durchsetzen, die Anker bei großen tiefen Baugrubenwänden konstruktiv länger zu gestalten als rechnerisch nötig, um größere Bewegungen der Baugrubenwände zu verhindern.

In wenigen Ländern in Europa oder Südostasien ist die Wiederausbaubarkeit des Ankers übliche Praxis. In Deutschland wird sich diese Bauart wahrscheinlich nicht einbürgern, da man mit dem Wiederausbau den Boden unter dem Nachbargrundstück nicht unbedingt verbessert.

3.8 Bodenverdichtung

Auf dem Gebiet der Tiefenverdichtung, insbesonders kohäsionsloser Böden, werden neue Generationen von Großrüttlern für größere Verdichtungsleistungen und -tiefen sorgen. Vor allem im Ausland stehen hier große Projekte an, wie Flughäfen, Industriegebiete in aufgeschüttetem Gelände und Bodenverbesserungen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit

3.9 Spundwände

Die Stahlpreise liegen derzeit relativ niedrig und werden wegen der östlichen Konkurrenz auch in absehbarer Zeit niedrig bleiben. Insofern wird die Spundwand wieder verstärkt Marktchanchen erhalten. Gleichzeitig macht auch die Technik entsprechende Fortschritte: Aufsatzrüttler mit stufenlos verstellbaren Unwuchten, sehr hohen Leistungen und mit großer Lebensdauer erlauben auch im innerstädtischen Bereich einen wirtschaftlichen Einsatz bei geringer Umweltbeeinflussung. Die Erschütterung kann über Frequenz und Unwuchtverschiebung äußerst gering gehalten werden.

3.10 Umweltschutz

Deutschland wird in Kürze eines der führenden Länder auf dem Gebiet des Umweltschutzes sein. Hier ist das Umweltbewußtsein, das öffentliche Verständnis für die Notwendigkeit der Sanierung und auch der Markt bzw. das Geld vorhanden. In den neuen Bundesländern liegen aus DDR-Zeiten Altlasten vor, wie sie vergleichbar kaum in einem anderen westlichen Land anzutreffen sind. Es handelt sich hierbei um Altlasten aus der Schwerindustrie, der chemischen Industrie, dem militärischen Sektor, dem Kohlebergbau und vor allem dem Uranabbau. Der Spezialtiefbau kann einen großen Teil der Sanierung kontaminierten Bodens und Grundwassers übernehmen. Hierbei kommen in Frage: Einkapselungen, in-situ-Reinigungen auf der Basis Boden/Luft-Absaugung, biologische in-situ-Reinigung, Immobilisierung, Abdichtungen, Grundwasserentnahmen und -reinigung, Filterwände oder Mixed-in-Place-Methoden. Der Spezialtiefbau kann und wird sich hierbei eine Erweiterung seines Betätigungsfeldes schaffen.

3.11 Geräteentwicklung

Die Geräteentwicklung wird in den nächsten Jahren weiterhin enorme Fortschritte machen: leistungsstärker, schneller, wirtschaftlicher, weniger Erschütterungen, stark verbesserter Lärmschutz (Bild 5). Gleichzeitig werden die Tätigkeiten, die der Gerätefahrer ausführt, seien es Pfähle, Schlitzwände, Hochdruckinjektion u.ä., mehr und mehr auf einem Bildschirm im Fahrerhaus angezeigt und gleichzeitig elektronisch dokumentiert (Bild 6). Der Bauleiter und der Bauherr werden somit ein Qualitätsdokument unmittelbar nach Herstellung des Produktes in Händen haben (z.B. Tiefe, Schneiddruck, Umdrehungszahl, eingepreßte Suspensionsmenge beim HDI-Verfahren pro Säule, oder z.B. die rechnerisch über den Betonverbrauch ermittelte Pfahlkontur eines Schnecken-Ortbeton-Pfahles). Diese Entwicklung ist bereits im Gange und wird im Zuge der derzeit europaweit laufenden Qualitätsmanagement-Bewegung verstärkt

Bild 5: Bauer-Drehbohrgerät BG 30, Pfahldurchmesser 1800 mm

weitergeführt. Neben der Aufzeichnung werden natürlich auch Meßgeräte für die Qualitätskontrolle, z.B. Vertikalität von Pfählen usw. weiterentwickelt.

Mit der Aufzeichnung des Bohrfortschrittes werden zukünftig bei entsprechender Auswertung auch vergleichende Bodenansprachen an jedem Schlitzwandstich oder Pfahlstandort möglich sein. Abweichungen vom Gutachten werden dadurch leichter aufgezeigt.

Automatische Bohrvorgänge sind theoretisch damit programmierbar und steuerbar. Inwieweit sich dies als sinnvoll, arbeitspsychologisch erstrebenswert und wirtschaftlich erweist, wird die Zukunft zeigen.

3.12 Statik

Die statischen Berechnungsmodelle und -methoden haben sich in den letzten Jahren nicht wesentlich geändert oder verbessert. Standsicherheiten sind relativ sicher zu bestimmen. In der Frage der Verformungen ist die Wissenschaft und Praxis nicht viel weiter gekommen. Es wird

Bild 6: Schaltpult und Monitor einer modernen Schlitzwandfräse MBC 30

zwar heute im Spezialtiefbau bereits viel mit Methoden der kinematischen Elemente oder Finiten Elemente gerechnet, aber es scheint damit nicht möglich zu sein, wegen der Inhomogenität des Bodens und der schwierigen Boden-Stoff-Gesetze, die Verformungen quantitativ richtig zu erfassen - qualitativ allerdings schon. Hier wird auch in der Zukunft viel mehr Wert gelegt werden müssen auf Baustellenmessungen und -beobachtungen sowohl von seiten der Firma als auch des Bauherrn.

3.13 Europäisches Normensystem

Das europäische Normensystem wird in den nächsten 20 Jahren Unruhe, vielleicht auch Unsicherheit bei den Spezialtiefbauern hervorrufen. Mit Einführung des neuen Teilsicherheitsystems wird es einige Einlaufschwierigkeiten sowohl national als auch international geben. Es wird je nach Land und Verfahren zu Schwankungen im Sicherheitsniveau, zu einem erhöhten Rechenaufwand und zu weniger Übersichtlichkeit kommen. Die ursprünglich löbliche Idee, ein

gemeinsames, für ganz Europa gültiges Normensystem zu erstellen, wird derzeit dadurch wieder in Frage gestellt, daß über sogenannte Nationale Anpassungsdokumente unterschiedliche Regelungen hinsichtlich der Sicherheitsfaktoren getroffen werden dürfen. Dies kann und wird nicht im Sinne eines offenen, europaweiten Wettbewerbs sein. Allerdings führen solche Unsicherheitsperioden zu fruchtbaren Phasen des praktischen und wissenschaftlichen Hinterfragens und Untersuchens, so daß auf längere Sicht die europäischen Nationen sich auf ein einheitliches, allgemeingültiges Normensystem auch im Spezialtiefbau einigen werden.

3.14 Qualität

Die derzeitige europäische Qualitätsbewegung (Qualitätszertifikate für Unternehmen, Lieferanten, Labors, Büros u.ä.) wird zweifellos zu einer verbesserten Qualität im Spezialtiefbau führen und damit auch zu weniger Schäden und weniger Auseinandersetzungen zwischen allen am Bau Beteiligten. Es werden mehr Verifizierungsmessungen, Beweissicherungen und Dokumentationen, wie unter 3.12 beschrieben, gefordert werden und damit wird wieder Wissen gewonnen und die Entwicklung vorangetrieben.

Zu erwähnen ist dabei z.B. die ständige Meßbarkeit des Korrosionsschutzes von Dauerankern nach Schweizer System, das nun auch in der europäischen Ankernorm festgelegt ist. Somit wird dieses System auch in Deutschland Eingang finden.

3.15 Umweltschutz

Die zunehmende Sensibilisierung auf dem Gebiet des Umweltschutzes bedingt, daß auch im Spezialtiefbau alles hinterfragt werden wird: tiefe Bohrungen, Verbindung von Grundwasserstockwerken, Unbedenklichkeit in der Frage der Verwendung von Beton, Dichtwand- oder Einpreßstoffen, Lärm, Staub, Schmutz und Erschütterung auf und neben Baustellen, Gesundheitsgefährdung von Arbeitern.

Auch die Entsorgung von Stoffen, wie z.B. gebrauchter Bentonit- oder HDI-Suspensionen, führt heute bereits zu erheblichen Anteilen an den Gesamtkosten. Hier werden in Zukunft vermehrt Entwicklungen stattfinden, um auf Baustellen anfallende Reststoffe, wie z.B. oben genannte Suspensionen, möglichst vollständig zu regenerieren. Hierbei wurden gerade in jüngster Zeit große Fortschritte mit Entsandungsanlagen und Zentrifugen erzielt. Solche Umweltaufgaben werden in Zukunft die bautechnische Entwicklung besonders beeinflussen.

3.16 Vertragswesen

Die Spezialtiefbauprojekte werden mit zunehmender Größe und Schwierigkeit zwangsläufig immer risikoreicher, der Abstand zwischen Bauherrn und Ausführendem immer größer. Zwischen beiden Parteien sind bereits heute mehrere Zwischeninstanzen eingeschaltet, wie Planer, Projektverfasser, Projektsteuerer, Finanzierungsgesellschaften, Prüfer, Gutachter. Dies wird sich zwar nicht ändern, aber die Form der Verträge wird sich unter Umständen ändern. Qualität und Qualitätsfähigkeit werden beim Ausführenden als sicher vorausgesetzt, z.B. durch ein Qualitätszertifikat, maßgebend werden nur noch der Termin und die Kosten sein. Nun kann es, besonders auf europäischer Ebene und unter europäischem Einfluß, zu zwei Systemen kommen:

a) Dem "amerikanischen" System, bei dem der Planer für das gesamte System bis hin zum ausführungsreifen Bauplan verantwortlich ist und der Unternehmer nur noch nach Plan fertigt. Dieses System hat den Nachteil, daß eine Weiter- bzw. Neuentwicklung kaum mehr vorangetrieben wird, weil die Motivation hierzu nicht innovationsorientiert verteilt ist.

b) Dem "europäischen" System (Zukunftsentwicklung), bei dem der Bauherr bei Großprojekten die Spezialtiefbauprojekte über sogenannte Funktionalausschreibungen vergibt, so daß z.B. eine große Baugrube oder Gründungsmaßnahme "schlüsselfertig" vom Unternehmer anzubieten und auszuführen ist.

Ich nehme an, daß letzterer Trend sich in Deutschland durchsetzen wird. Dies wird sowohl für den Bauherrn als auch für den Spezialtiefbauunternehmer zu manch schmerzlicher Erfahrung führen. Im Hinblick auf Entwicklung und Fortschritt wird dieser Weg langfristig der erfolgreichere sein, besonders wenn man an den Export unserer Technik denkt. Das Risiko für den Unternehmer wird dabei steigen. Die Vorleistungen des Bauherrn bedürfen noch einer eindeutigen Klärung, wie z.B. Fragen des Baugrundrisikos.

3.17 Ausbildung unserer Spezialtiefbauingenieure

Der Bauingenieur hat seit jeher seine mehr oder weniger krisensichere Stellung in der Gesellschaft und auf dem Arbeitsmarkt. Daran wird sich auch in der Zukunft nichts ändern. Die Ausbildung der Spezialtiefbauingenieure sollte weiterhin auf der Schiene des allgemeinen Bauingenieurs liegen mit einer sehr soliden Ausbildung in den wissenschaftlichen Grundfächern und einer allgemeinen und breiten Ausbildung in den Ingenieurfächern. Zusätzlich sollte der Spezialtiefbauingenieur eine verstärkte Ausbildung in Geologie und Umwelttechnik bzw. -schutz

erhalten. Unsere Projekte binden heute bereits mehr als 100 m in die Erdkruste ein. Fast ebenso tief reichen bereits manche Kontaminationen. Das Bewußtsein und ein Grundwissen über diese Problematik müssen heute an den Hochschulen gelehrt werden. Der Spezialtiefbauer wird in der Zukunft eine wesentlich größere Mitverantwortung an Umweltaufgaben erhalten als bisher. Er soll nicht nur in der Lage sein, gestellte Fachprobleme sach- und termingerecht zu lösen - dies ist eine notwendige, aber nicht mehr ausreichende Forderung an den Bauingenieur - er muß sich auch der Problematik des Gesamtprojektes bewußt sein, damit er sein Problem umwelt- und zukunftsgerecht lösen kann.

Für den Umweltingenieur wäre eine Ausbildung als allgemeiner Bauingenieur mit einem anschließenden drei- bis viersemestrigen Umwelt-Aufbaustudium erstrebenswert.

4 Zusammenfassung

Es wurde versucht, die Zukunftsaussichten für den Spezialtiefbau, dessen Entwicklungschancen und -möglichkeiten für die nächsten 20 Jahre aufzuzeigen. Im Vergleich zu manch anderen Branchen der Wirtschaft hat der Spezialtiefbau in den nächsten 20 Jahren hervorragende Aussichten, was den Marktbedarf und dessen Dringlichkeit im Inland betrifft. Der Spezialtiefbau wird sich hierbei mühelos dem technischen Bedarf anpassen können. Weniger optimistisch ist die Beurteilung der voraussichtlichen Beteiligung auf dem Auslandsmarkt. Hier wird der Trend in einem Rückgang der direkten Bauleistung und einem vermehrten Export von Know-how und Spezialgeräten liegen.

Aus der stürmischen Entwicklungsperiode der Pionierzeit in den fünfziger, sechziger und siebziger Jahren ist der Spezialtiefbau in den letzten beiden Jahrzehnten dieses Jahrhunderts in eine Konsolidierungsphase der Vertiefung und Weiterverbesserung der bekannten Techniken eingetreten und wird allem Anschein nach mit Beginn des neuen Jahrtausends in eine High Tech-Phase überwechseln, was Planungs- und Ausführungsqualität, Geräteeinsatz, Materialausnutzung, Recycling und Umweltfreundlichkeit betrifft.

Der Spezialtiefbau wird sich mehr und mehr der Umwelttechniken zur Sanierung von kontaminierten Böden, Grundwässern und Standorten annehmen. Auf diesem Gebiet steckt die Technik und das Know-how noch in der Pionierzeitphase. Diese wird ebenso wie beim Spezialtiefbau einige Jahrzehnte andauern.

5 Literaturhinweis

[1] Jahresbericht der Deutschen Bauindustrie 1993, Wiesbaden

[2] "Baubedarf Ost, Perspektiven bis 2005", Gutachten im Auftrag des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie e.V., IFO-Institut für Wirtschaftsforschung, München, 1992

[3] "Untersuchung von Hochbauschäden in den neuen Bundesländern", Institut für Bauschadensforschung e.V., Hannover, Heft 8, 1993

Autorenverzeichnis

Dr.-Ing. Dirk Alber	Alber Bau GmbH Postfach 1116 75351 Calw
Dipl.-Ing. Andreas Bauer	wiss. Assistent Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dr.-Ing. Andreas Bauer	Crystal Geotechnik GmbH Schustergasse 14 83512 Wasserburg
Dr.-Ing. Hans Jürgen Baumann	Regierungsdirektor Bayerisches Geologisches Landesamt Heßstraße 128 80797 München
Dr.-Ing. Horst Bergler	Ministerialrat Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern Postfach 220036 80535 München
Dipl.-Ing. Karl Heinz Blume	Bundesanstalt für Straßenwesen Brüderstraße 53 51427 Bergisch-Gladbach
Dipl.-Ing. Gerhard Bräu	Akad. Rat Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dr.-Ing. Gerd Chambosse	Keller Grundbau GmbH Industriestraße 11 82194 Gröbenzell
Dr.-Ing. Klemens Finsterwalder	DYWIDAG Umweltschutztechnik Postfach 810280 81902 München
Dipl.-Ing. Jochen Fillibeck	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dipl.-Ing. Hans Fröhlich	Maxstraße 17 13347 Berlin

Dipl.-Ing. Michael Gahbauer	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dr.-Ing. Gerhard Gold	Crystal Geotechnik GmbH Hofstattstraße 28 86919 Utting
Dipl.-Ing. Norbert Gruber	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Haupt	Landesgewerbeanstalt Bayern, Grundbauinstitut Tillystraße 2 90431 Nürnberg
Dr.-Ing. Georg Heerten	Geschäftsführer Naue Fasertechnik Wartturmstraße 1 32312 Lübbecke
Dipl.-Ing. Wolfgang Heide	Baudirektor Hessisches Landesamt für Straßenbau Wilhelmstraße 10 65185 Wiesbaden
Dipl.-Geol. Hans Oskar Hellerer	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dipl.-Ing. Werner Herboth	Regierungsbaumeister Rhein-Main-Donau AG Leopoldstraße 28 80802 München
Dipl.-Ing. Dirk Heyer	Akad. Rat Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dr.-Ing Klaus Hönisch	IWT Ingenieure + Partner, Ingenieurgesellschaft Wasser- und Tiefbau GmbH Geschäftsbereich Geotechnik Darmstadt Guerickeweg 9 64291 Darmstadt
Dipl.-Ing. Klaus Kirsch	Keller Grundbau GmbH Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach
Prof. Dipl.-Ing. Karl Kling	Präsident der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau Einsteinstraße 1 - 3 81675 München

Dipl.-Ing. Hans Walter Koreck	Akad. Direktor a. D. Josef von Hirsch Straße 31 82152 Planegg
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kröber	Fachhochschule Rheinland-Pfalz, Fachbereich Maschinenbau Finkenherd 4 56075 Koblenz
Dr.-Ing Wolfram Kudla	Geo Alpha Bölckestraße 38 93051 Regensburg
Dipl.-Ing. Helmut Laier	Akad. Direktor Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Prof. Dr.-Ing. Franz List	LTD Baudirektor a. D. Pfeufferstraße 4 81373 München Wasserbautechnischer Fachberater der Ingenieurbüro EDR GmbH - München
Prof. Dipl.-Ing. Karl Listner	Fachhochschule Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen Haardtring 100 64295 Darmstadt
Dipl.-Ing. (FH) Wulfdietrich Mager	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dipl.-Ing. Klaus Martinek	Bundesbahndirektor DB AG, Geschäftsbereich Netz, Regionalbereich München Richelstraße 3 80634 München
Prof. Dipl.-Ing. Ernst Neußner	Ministerialrat Bundesministerium für Verkehr Postfach 200100 53170 Bonn
Prof. Dr.-Ing. E. h. Manfred Nußbaumer	Ed. Züblin AG Albstadtweg 3 70567 Stuttgart
Dr.-Ing. Helmut Ostermayer	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dipl.-Ing. Bernhard Peintinger	Dr.-Ing. Schubert + Partner, Geotechnisches Büro Werner-v.-Siemens-Str. 17 82140 Olching

Dipl.-Ing. Karl-Josef Pierschke	Rheinbraun AG Stüttgenweg 2 50935 Köln
Dipl.-Geol. Detlef Ranis	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dr.-Ing. Siegfried Rettinger	Ingenieursozietät für Umweltschutz & Geotechnik Plankstettenstraße 6 80638 München
Dr.-Ing. Wolfgang Reitmeier	Coplan Ingenieurges. mbH Dipl.-Ing. Peter Kessler Karl-Rolle-Straße 43 84307 Eggenfelden
Dr.-Ing. Friedrich Scheele	Department of Civil Engineering, University of Cape Town, Private Bag Rondebosch, 7700 South Africa
Dipl.-Ing. Franz Schlögl	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dipl.-Ing. Peter Schwarz	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dipl.-Ing. Hans Peter Seidel	Vorstandsmitglied Rhein-Main-Donau AG Leopoldstraße 28 80802 München
Dipl.-Ing. Paul v. Soos	Ltd. Akad. Direktor a. D. Reuß Weg 30 81247 München
Dipl.-Ing. Roland Stiegeler	Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München Baumbachstraße 7 81245 München
Dr.-Ing. Manfred Stocker	Bauer Spezialtiefbau GmbH Wittelsbacherstraße 5 86529 Schrobenhausen
Dr.-Ing. Bernd Thamm	Regierungsdirektor Bundesanstalt für Straßenwesen Brüderstraße 53 51427 Bergisch-Gladbach

Dr.-Ing. Ulrich Trunk	Keller Grundbau GmbH Industriestraße 11 82194 Gröbenzell
Dipl.-Ing. Bernd Vosteen	Baudirektor a.D. Im Vogelsang 20 35452 Heuchelheim
Dipl.-Ing. Joseph Weber	Stadtdirektor a. D. Waldfriedhofstraße 38 a 81377 München
Dr. rer. nat. Dipl.-Geol. Wilhelm Wilmers	Leiter der Baustoff- und Bodenprüfstelle Wetzlar Spinnereistraße 3 35576 Wetzlar
Dr.-Ing. Karlheinz Winter	Rheinbraun AG Stüttgenweg 2 50935 Köln
Dipl.-Ing. Edgar Wittmann	Reg. Baudirektor Bundesministerium für Verkehr Postfach 200100 53170 Bonn

Veröffentlichungen von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss

Floss, R.: Plattendruck- und Proctorversuche bei der Baukontrolle im Straßenbau. In: Straße und Autobahn, Heft 5, 1963

Floss, R., Brand, W.: Der Proctorversuch als Eignungsprüfung und Maßstab für die Güteprüfung (Möglichkeiten und Grenzen). In: Straße und Autobahn, Heft l, 1965

Voss, R., Floss, R.: Die Bodenverdichtung im Straßenbau, 5. ergänzte u. verbesserte Auflage, BAST, 1968

Floss, R., Siedek, P., Voss, R.: Verdichtungs- und Verformungseigenschaften grobkörniger, bindiger Mischböden, 1968

Floss, R.: Beurteilung des Feinkornes von sandig-kiesigen Böden und Zuschlagstoffen mit Hilfe des Sandäquivalentes. In: Mitteilungen BAST, Heft l, 1968

Floss, R.: Bedeutung und Probleme der Bodenverdichtung im Straßenbau. In: Mitteilungen BAST, Heft l, 1968

Floss, R.: Verdichtungs- und Verformungseigenschaften grobkörniger bindiger Mischböden. In: Mitteilungen BAST, Heft l, 1968 .

Floss, R.: Anwendung eines Isotopenmeßverfahrens zur Untersuchung der kapillaren Wasserbewegung in sandig-kiesigen Böden. In: Mitteilungen BAST, Heft 2, 1969

Floss, R.: Erdbautechnische Voraussetzungen für standardisierte Straßenbefestigungen. In: Mitteilungen BAST, Heft 2, 1969

Floss, R.: Hinterfüllung und Entwässerung von Brückenwiderlager und Stützmauern. In: Mitteilungen BAST, Heft 3, 1970

Floss, R.: Vergleich der Verdichtungs- und Verformungseigenschaften unstetiger und stetiger Kiessande hinsichtlich ihrer Eignung als ungebundenes Schüttmaterial im Straßenbau. In: Wissenschaftliche Berichte BAST, 1970

Floss, R.: Dämme auf weichem Untergrund - Möglichkeiten der Untergrundverbesserung. In: Mitteilungen BAST, Heft 4, 1971

Floss, R.: Technologie verschiedener Baustoffe für Straßendämme, Kiestragschichten und Frostschutzschichten. In: Mitteilungen BAST, Heft 4, 1971

Floss, R.: Über den Zusammenhang zwischen der Verdichtung und dem Verformungsmodul von Böden. In: Mitteilungen BAST, Heft 5, 1972

Floss, R.: Organisation und Ausführung der Überwachung von Erdarbeiten. In: Straße und Autobahn (24) , Heft 10, S. 377-387, 1973

Siedek, P., Voss, R., Floss, R.: Die Bodenprüfverfahren bei Straßenbauten. 6. Auflage, 1974

Floss, R.: Betrachtungen zur Frostsicherung und Standardisierung von Fahrbahnbefestigungen. In: Straße und Autobahn, (26) Heft 3, S. 85 - 93, 1975

Siedek, P., Floss, R.: Boden als Baustoff, Erd- und Felsbau. In: Handbuch des Straßenbaus, Bd. 2, 1976

Floss, R., Thamm, B.R.: "Bewehrte Erde" Ein neues Bauverfahren im Erd- und Grundbau. In: Die Bautechnik, 1976

Floss, R.: Zur Einführung der Neuen ZTVR für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 1976. In: Straße und Autobahn, Heft l, 1977

Floss, R.: Zusätzliche Technischen Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 76, 1979

Grasshof, Siedek, P., Floss, R.: Handbuch Erd- und Grundbau, Teil 2 Erdbau und Erddruck, 1979

Floss, R.: Beitr. z. XVI. Weltstraßenkongr., Wien, 5ept. 1979. Ber. d. Bundesrepubl. Deutschland, Thema: II Erdarb. u. Bau v. Fahrbahnbefestigungen. Hrsg.: Nat. Kom. d. BRD d. Int. Ständ. Verb. d. Straßenkongr. AIPCR (engl. u. dt.). S. 39-96.

Floss, R.: Consolidation dynamique de terrains compressibles pour fondations de remblais autoroutiers et ferroviaires. - In: Colloq. Int. sur le Compactage, Paris, Avr. 1980. - Paris: École Nat. et Lab. Cent. des Ponts et Chaussées 1980. Vol.l, S.325 - 330.

Floss, R.: Einbeziehung von Frostschutzschichten bei der Dimensionierung des Straßenoberbaues mit standardisierten Fahrbahnbefestigungen. - Straße u. Autobahn 30, 1979.

Floss, R.: Kommentar der ZTVE-StB 76. - Bonn-Bad Godesberg: Kirschbaum 1979.

Floss, R., Heinisch, H.: Design parameters for artificially improved soils. - In: Proc. VII Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Brighton, 1979. Panelist rep. Vol.4, S. 277-283.

Floss, R., Heinisch, H.: Dynamische und statische Vorkonsolidierung organischer Schluffe und Tone im Untergrund einer Dammschüttung. - In: Proc. 6. Donau-Eur. Konf. f. Bodenmech. u. Grundbau, Sekt.la - Bauen auf schwachem Boden, Varna, 1980. S.97-108.

Floss, R., Thamm, B.: Field measurements of a reinforced earth retaining wall under static and dynamic loading. - In: Colloq. Int. sur le Renf. des Sols, Paris, Mars 1979. Vol.3, S.183-188.

Floss, R.: Forschungsgcsellschaft für das Straßenwesen - Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau. Bericht. Geotech. 3, 1980, S.196-204.

Floss, R., Brüggemann, K., Heinisch, H.: Porenwasserdruck- und Setzungsmessungen in normal konsolidiertem, geschichtetem Untergrund. - In: Vortr. d. Baugrundtag. 1980 in Mainz. - Berlin: Ernst 1981, S.281-302.

Floss, R., Thamm, B.: Erddruck bei Brücken mit Spundwandwiderlagern und gelenkig gelagertem Überbau. - In: Vortr. d. Baugrundtag. 1980 in Mainz. - Berlin: Ernst 1981, S.487-522.

Floss, R.: Tätigkeitsbericht "Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau". - In: Tätigkeitsber. 1981/82 d. Forschungsgesell. f. d. Straßen u. Verkehrsw. S.59 - 64.

Floss, R., Fendrich, L.: Bodenuntersuchungen im Gleisbereich - ein neues automatisiertes Verfahren. Der Eisenbahningenieur 33, 1982, S.214 220.

Grasshoff, H., Siedek, P., Floss, R.: Handbuch Erd- und Grundbau, Tl. 1: Boden und Fels, Gründungen, Stützbauwerke. Düsseldorf: Werner 1982, 481 S.

Floss, R., Heerten, H., Murray, H.R., Zerfass, K-Ch.: Bauen mit Geotextilien. Bericht über die Int. Konferenz über Geotextilien, Las Vegas, USA, August 1982, In: Straße und Autobahn 1983, H. l, S. 14-24

Floss, R.: Podiumsdiskussion "Technik und Erhaltung des Fahrweges bei der Eisenbahn". - In: Vortragsveranstaltung über den Fahrweg bei der Eisenhahn anläßlich des 75jährigen Jubiläums des Bundesbahnzentralamts München, 23.6.1982. - München 1982, S. 43-49. (Mitt. d. Prüfamts f. Bau v. Landverkehrswegen d. TUM, 38)

Floss, R : Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen - Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Bericht, Geotechnik 6, 1983, H.4, S. 38-40

Floss, R., Gruber, N., Obermayer, J.: A dynamic test method for continuous compaction control. In: Improvement of ground. Proc. 8th Eur. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1983, Helsinki, May 23-26, Vol. 1 - Rotterdam: Balkema 1983, S.25-30.

Floss, R., Heerten, H., Murray, H.R., Zerfass, K.-Ch.: Bauen mit Geotextilien. Ber. üb. d. Int. Konf. über Geotextilien, Las Vegas, USA, Aug. 1982. - Straße u. Autobahn 34, 1983, H.l, S.14-24.

Schubert, A., Floss, R.: Development of a testing method for silicagel grouted sands. - In: Improvement of ground. Proc. 8th Eur. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1983, Helsinki, May 23-26. Vol. l. - Rotterdam: Balkema 1983, S.411-414.

Gruber, N., Obermayer, J., Floss, R.: Beschleunigungsmessungen an Vibrationswalzen zum Nachweis der Bodenverdichtung. - In: Vortr.-Bd. z. Sympos. "Meßtechnik im Erd- und Grundbau" München, 23./24.11.1983, Dt. Gesell. f. Erd- u. Grundbau e.V, Essen, 1983, S.71-77.

Floss, R.: Tätigkeitsbericht - Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau. - In: Tätigkeitsber. 1983/1984 (1984) d. Forschungsgesell. f. Straßen- u. Verkehrsw., Köln, S.59-60.

Floss, R., Strobl, T.: Fehlerquellen beim Einbau von Meßwertaufnehmern in eine Erdschüttung und deren Korrektur bei der Auswertung. - In: Vortr.-Bd. z. Sympos. "Meßtechnik im Erd- und Grundbau", München, 23./24.11.1983, Dt. Gesell. f. Erd- u. Grundbau e.V., Essen, 1983, S.265-270.

Floss, R.: Bedeutung der Meßtechnik für die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit von baulichen Anlagen im Erd- und Grundbau. - In: Generalber. z. Sympos. "Meßtechnik im Erd- und Grundbau", München, 23./24. 11.1983, Dt. Gesell. f. Erd- u. Grundbau e.V., Essen, 1984, S.3-7.

Floss, R.: Qualitätssicherung der Baustoffe und der Bauausführungen im Erdbau. - In: Straße u. Autobahn 35 (1984), H.7, S.269-273.

Floss, R., Laier, H., Vogel, W.: Berechnungsmodelle für Verbundsysteme mit Geotextilien als Zugbewehrung in Böden. In: Vortr.-Bd. l. Nat. Sympos. "Geotextilien im Erd- und Grundbau". 28./29.3.1984, Mainz, Forschungsgesell. f. Straßen- u. Verkehrsw., Köln, 1984, S.97-104 und in: Straße u. Autobahn 35 (1984), H.6, S.229-233

Floss, R.: Sicherheitsansätze für Bodenmodelle ohne und mit Bewehrungseinlagen. In: Mitt. d. Inst. f. Bodenmech., Felsmech. u. Grundbau, Techn. Univ. Innsbr. 5 (1984), S. 44-54

Floss, R: Dynamische Verdichtungsprüfung bei Erdbauten. - In: Straße u. Autobahn 36 (1985), H.2, S. 52-57

Floss, R.: Geotextilien im Erd- und Grundbau. - In: Vorträge der Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf. Essen: Dt. Gesell. f. Erd- u. Grundbau e.V., 1985, S.683-703.

Floss, R.: Geotextilien im Erd- und Grundbau. Internationaler Entwicklungsstand - In: Geotextilien in der Geotechnik. Herstellung, Prüfung und Einsatz. Vortr., Statem. m. Diskuss. z. 23. Int. Chemiefasertag. Dornbirn 1984. Wien: Österr. Chemiefaserinst., 1985, S.334-355.

Floss, R.: Qualitätssicherung der Baustoffe und der Bauausführungen - Erdbau und Bodenverfestigung - In: Qualitätssicherung im Straßenbau. FGSV Kolloq., Seeheim, 1984. Köln: Forschungsgesell. f. Straßen u. Verkehrsw., 1984, S.17-21.

Floss, R.: Zur Standsicherheit von Böschungen mit Lebendverbau aus der Sicht von Bodenmechanik und Grundbau. - In: Jb. d. Gesell. f. Ingenieurbiol. 2 (1985), S.35-49.

Floss, R.: Dynamische Verdichtungsprüfung beim Erd- und Straßenbau. - In: Deutscher Straßenkongreß Mannheim 1984. Hrsg.: Forschungsgesell. f. Straßen- u. Verkehrsw. Köln, 1986, S.205-211.

Floss, R.: Bodensysteme mit geotextilen Bewehrungselementen - Wissensstand zur Stabilitätsanalyse. In: Schriftenr. d. Lehrstuhls u. Prüfamts f. Grundbau, Bodenmech. u. Felsmech. d. TUM, Heft 6 (1986), S. 1-41

Voss, R., Floss, R, Brüggemann, K.: Die Bodenverdichtung im Verkehrswege-, Grund- und Dammbau, 1986

Floss, R.: Böschungs- und Sohlsicherungen an Kanälen und Flüssen im Alpenvorland. In: Sanierung von Wasserbauten. Beitr. z. Symp. vom 12.-14. März 1986 in München. Hamburg.. Parey, 1986, S. 57-58. (Schriftenr. d. Dt. Verb. f. Wasserwirtsch. u. Kulturbau 77)

Floss, R.: Geotextiles in Soil Mechanics and Foundation Engineering: A Report on the First German Symposium on Geotextiles. In: Geotextiles and Geomembranes. Vol . 2 (1986), No. 4, S. 337-356

Floss, R., Bauer, A., Bräu, G., Laier, H., Scheu, C.: Tagungsberichte zum III. Internationalen Geotextil-Kongreß Wien, April 1986, In: Bauingenieur 61, 1986, H. 9, S. 404-406

Floss, R., Laier, H., Lang, K.: Prüfung von Geotextilien. In: Bauingenieur 61, 1986, H. 3, S. 101-105

Floss, R.: Soil systems with geotextile reinforcements - State of the art on stability analyses-. In: The Post Vienna Conference on Geotextiles, 28./30. October 1987, Singapore. International Geotextile Society and International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 201-212

Floss, R., Gudehus, G., Lippomann, R., Möbius, W., Wallis, P., Bräu, G., Thamm, B., Lange, G.: Question I: Earthworks, drainage, subgrade. National report Federal Republic of Germany. - In: Proc. XVIII World Road Congr., Sept.13-19, 1987. Brüssel: Permanent Int. Assoc. of Road Congr., 1987 ,S. 403-417.

Floss, R.: Reinforcing elements in steep slopes and verticalfaced earth structures - German state of the art. In: NATO Advanced Research Workshop on Application of

Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, Canada, June 8-12, 1987. Dordrecht: Kluwer Acad. Publ., 1988, S. 561 -567. (NATO ASI ser.: E, 147)

Floss R.: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-Stb) - Einführung in das Schwerpunktthema. In: Vortr.-Bd. 27. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau, 13.-15. Mai 1987, Kaiserslautern, S. 2-9. Bergisch-Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen

Floss, R., Bräu, G.: Geotextilien in Baufahrstraßen. In: K-GEO 88, 1. Kongr. Kunststoffe in der Geotechnik, Hamburg, 29.-30. Sept. 1988, S. 55-68

Floss, R., Heyer, D.: Abdichtungen im Bereich von Verkehrsflächen in Wassergewinnungsgebieten. In: Straßen und Verkehr 2000, Straßenbau u. Straßenerhaltung. Int. Straßen- und Verkehrskonf. Berlin, 6.-9. Sept. 1988, Bd. 2/2. Köln: Forschungsges. f. Straßen- und Verkehrswes., 1988, S. 101-105

Jaecklin, F.P., Floss, R.: Ergänzte Methode zur Bemessung von Geotextilien im Straßenbau auf besonders weichem Untergrund. In: Vortr.-Bd. 1. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik K-GEO 88 Hamburg, 29./30. Sept. 1988, S. 69-76. Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen

Floss, R.: Protection of Waterway Banks and Slopes - State of the Art - Lecture Japan Chapter of the International Geotextile Society, Tokyo, Oct. 1988

Floss, R., Kröber, W.: Flächendeckende dynamische Verdichtungsmeßmethode zur Qualitätssicherung im Erdbau. In: Vortr.-Bd. Baugrundtagung, Hamburg, 27./28. Sept: 1988, S. 193-204. Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen

Alber, D., Floss, R. et al: Stichproben und Zuverlässigkeit von Bodenkenngrößen. Teil V in: Abschlußbericht Grundlagenband Teilband B: Sicherheitsuntersuchung auf probabilistischer Grundlage für Staudämme. Essen: 1988 Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. im Auftrag des Bundesministers für Forschung und Technologie, S. 1-100

Floss, R., Berner, U.: Eine neue Methode zur Bestimmung der horizontalen und vertikalen Durchlässigkeit von ungebundenen Tragschichten. In: Straße und Autobahn 1989, Nr. 5, S. 165-169, Bonn: Kirschbaum-Verlag

Floss, R., Kudla, W.: Qualitätsprüfungen für die Bodenverdichtung auf statistischer Grundlage. In: Straße und Autobahn 1989, H. 6, S. 217-224. Bonn: Kirschbaum-Verlag

Floss, R., Gold, G.: Use of the FEM for the single reinforced two-layer system. In: 4th International Conference of Geotextiles, Geomembranes and Related Products Volume 1: 1990, May 28 - June 1, The Hague, Netherlands, S. 248, Rotterdam: Balkema

Floss, R., Laier, H., Bräu, G.: Dynamic loading of geotextile / soil-systems. In: 4th International Conference of Geotextiles, Geomembranes and Related Products Volume 1: 1990, May 28 - June 1, The Hague, Netherlands, S. 183 - 188, Rotterdam: Balkema

Laier, H., Bräu, G., Floss, R.: Wirkungsweise von Geotextilien unter intensiver dynamischer Beanspruchung. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 595,

Juni 1990, Bundesminister für Verkehr Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg

Laier, H., Bräu, G., Floss, R.: Entwicklung von Laborprüfmethoden zur Bestimmung der Wirkungsweise von Geotextilien im Boden unter dynamischen Beanspruchungen. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 595, Juni 1990, Bundesminister für Verkehr Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg

Floss, R., Reuther, A.: Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze. In: Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, 1990, Heft 17

Floss, R., Kudla, W., Peiker, G.: Die Leitungsgrabensonde - ein Schnellprüfverfahren zur Verdichtungsüberprüfung bei beengtem Arbeitsraum. In: Straße + Autobahn 1990, Nr. 9, S. 334 - 391, Bonn: Kirschbaum-Verlag

Floss, R.: XIX. Weltstraßenkongreß Marrakesch 1991, Thema II, Straßenbau und -unterhaltung (Berichterstatter). - In: Ber. d. Bundesrepubl. Dtld., XIX. Weltstraßenkongr., Marrakesch, 22.-28.9.91. Nat. Kom. d. Bundesrepubl. Dtld. d. int. Ständigen Verb. d. Straßenkongresse (AIPCR), S. 21ff.

Floss, R.: Zur aktuellen Situation bei der Neuanlage von Deponien. - In: Bauen für Bayern. Ausg. 3. München: Bayer. Bauindustrieverb., 1991, S. 3.

Kudla, W., Floss, R., Trautmann, C.: Dynamischer Plattendruckversuch. Schnellprüfverfahren für die Qualitätssicherung von ungebundenen Schichten. - In: Straße u. Autobahn 42 (1991) S. 66-71.

Trunk, U., Floss, R.: Verwendung von Vorinformationen bei der Planung von Krafthauskavernen im Fels. - In: Ber. 7. Int. Kongr. über Felsmechanik, Aachen, 16.-20.9.91. Hrsg.: W. Wittke. Rotterdam: Balkema, 1991 , Vol. 2, S. 1223-1226.

Hofstetter, Floss, R., LIST, F.: Schutz des Grundwassers durch geotextile Dichtungsmatten am Flughafen München. In: 2. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik K-GEO 92 in Luzern, 1992, S. 17 -24, SVG Schweizerischer Verband der Geotextilfachleute c/o EMPA St. Gallen

Bräu, G., Floss, R., Laier, H.: Beschädigungsanfälligkeit von Geotextilien. In: 2. Kongreß Kunststoffe in der Geotechnik K-GEO 92 in Luzern, 1992, S. 263-273, SVG Schweizerischer Verband der Geotextilfachleute c/o EMPA St. Gallen

Floss, R.: Geosynthetic reinforced earth in Germany - Experience with applications -. In: Laboratoire Central des Ponts et Chaussees Centre de Nantes. Seminar 05.-06.10.92 Performance of geotextile reinforced earth under surface loading, Hrsg.: Bundesanstalt für Straßenwesen BAST, 1992.

Floss, R.: Einführung in die Thematik. In: Altlasten Erkundung und Sanierung, Dokumentation des BBIV-Seminars "Erkundung und Sanierung von Altlasten", 26.03.1992 in München. Hrsg.: Bayerischer Bauindustrieverband e.V., 1992, S. 5 - 6

Floss, R.: Der Baugrund - die große Unbekannte. In: Sonderreihe Forschung in Bayern, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen TUM, Heft 4, 1992, S. 20 - 21

Floss, R.: Flächendeckende Qualitätssicherung bei Verdichtungsarbeiten im Erd- und Straßenbau. In: 1. Internationals Symposium "Technik und Technologie des Straßenbaus",

BAUMA 92, 23. Internationale Fachmesse München, 06. - 12.04.1992, Proceedings. Hrsg.: Münchner Messe- und Ausstellungsges. mbH, 1992, S. 35 - 45

Floss, R., Hellerer, H.-O.: Untersuchungen bei Verdacht auf kontaminierten Baugrund. In: Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, TU München, Heft Nr. 108, 1991, S. 23 - 38

Gruber, N., Floss, R., Schmidt, H.: Bau des neuen Flughafens München Hydrogeologische und gründungstechnische Besonderheiten. In: Vortr.-Bd. "Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden", Dresden, 21. - 23.09.1992, Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, 1992, S. 437 - 475

Ständige Beiträge und Überarbeitung:
Floss, R.: Teil F Erd- und Grundbau. In: Der Elsner, Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen 1992. Hrsg.: Elsner, Darmstadt

Berner, U., Floss, R.: Anforderungen an die Durchlässigkeit von ungebundenen Tragschichten. -In: Forschungsbericht aus dem Forschungsprogramm des Bundesministers für Verkehr und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. September 1991. Hrsg.: Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, Heft 619, 1992, S. 49 - 79.

Floss, R., Bräu, G., Gahbauer, M., Gruber, N., Obermayer, J.: Dynamische Verdichtungsprüfung bei Erd- und Straßenbauten. -In: Forschungsberichte aus dem Forschungsprogramm des Bundesministers für Verkehr und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. März 1990. Hrsg.: Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg. Heft 612, 1991.

Floss, R., Berner, U.: Entwicklung eines Verfahrens zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Tragschichten ohne Bindemittel. -In: Forschungsbericht aus dem Forschungsprogramm des Bundesministers für Verkehr und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. September 1991. Hrsg.: Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg. Heft 619, 1992, S. 1 - 45.

Floss, R.: Erdbewehrte Konstruktionen mit Geo-Kunststoffen - Stand der Entwicklung in Deutschland -. Ufer- und Böschungsschutz mit Geotextilien an Wasserstraßen - Deutscher Stand der Technik - . -In: 40 Jahre Spezialtiefbau 1953 - 1993 Technische und rechtliche Entwicklungen, Festschrift für Karlheinz Bauer zum 65. Geburtstag. Hrsg.: Englert, K. u. a. Düsseldorf: Werner-Verlag, 1993, S. 279 - 310.

Floss, R.: Festvortrag anläßlich der Verleihung der Ehrendoktorwürde an Dr.-Ing. Karlheinz Bauer. Hrsg.: Bayerische Bauindustrie, München, August 1993.

Floss, R.: Neue Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien im Erdbau. -In: Deutscher Straßen- und Verkehrskongreß Hamburg 1992. Hrsg.: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Bonn: Kirschbaum Verlag, August 1993, S. 223 - 225.

Floss, R., Kudla, W.: Qualitätsprüfung für die Bodenverdichtung auf statistischer Grundlage. -In: Erd- und Grundbautagung 1989, Vorträge von der FGSV-Tagung am 9. und 10. November 1989 in Würzburg. Hrsg.: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau". 1993, Bonn: Kirschbaum Verlag. Heft 5, S. 53 - 56.

Floss, R., Heyer, D.: Schutz von Grundwasser und Boden an Verkehrsflächen in Wassergewinnungsgebieten. -In: Erd- und Grundbautagung 1989, Vorträge von der FGSV-Tagung am 9. und 10. November 1989 in Würzburg. Hrsg.: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau". 1993. Bonn: Kirschbaum Verlag. Heft 5, S. 37 - 40.

Floss, R.: Vorwort. -In: 3. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik" 15. - 16.03.93 in München. Geotechnik Sonderheft 1993. Hrsg.: R. Floss u. a., Essen 1993. S. 1.

Gold, G., Floss, R.: Felduntersuchungen zur Wirkungsweise einer Bewehrung im Zweischichtensystem. -In: 3. Informations- und Vortragsveranstaltung über "Kunststoffe in der Geotechnik" 15. - 16.03.93 in München, Geotechnik Sonderheft 1993. Hrsg.: R. Floss u. a., Essen 1993. S. 110 - 116.

Fillibeck, J., Floss, R.: Geomembrane Liners for Groundwater Protection in Roads. In: Proceeding Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products Singapore, 5. - 9. September 1994 Volume 1 Reinforcement Applications and Related Research. Hrsg. Southeast Asia Chapter of the International Geotextile Society (SEAC-IGS), S. 81 - 84

Floss, R., Gold, G.: Causes for the Improved Bearing Behaviour of the Reinforced Two Layer System. - In: Proceeding Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products Singapore, 5 - 9 September 1994 Volume 1 Reinforcement Applications and Related Research. Hrsg. Southeast Asia Chapter of the International Geotextile Society (SEAC-IGS), S. 147 - 150

Floss, R.: Bodenqualität mit intelligenten Meßsystemen. -In: Hoch- und Tiefbau, Heft 10, 1993, S. 33

Floss, R.: Teil F Erd- und Grundbau. -In: Der Elsner, Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen 1994. Hrsg.: Elsner, Dieburg, 1994, S. 679 - 782

Floss, R.: Vorwort, Forschungsaktivitäten der Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau" im Zeitraum 1990 bis 1993. -In: Erd- und Grundbautagung 1993 Vorträge der FGSV-Tagung am 29. und 30. April 1993 in Goslar. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau", Kirschbaum Verlag Bonn, 1994, Heft 6, S. 5

Floss, R.: Baugrund und Fundation der Freizeit- und Sportanlagen. -In: Festschrift Marktgemeinde Prien zur Einweihung der Freizeit- und Sportanlagen. Hrsg. Markt Prien a. Chiemsee, 1994

Floss, R.: Meßtechnische Überwachung von Tiefbauwerken. -In: VDI Berichte 1165 Verein Deutscher Ingenenieure, VDI-Gesellschaft Bautechnik Bauwerksüberwachung im Ingenieur- und Industriebau, Tagung Düsseldorf, 27. und 28. September 1994, Hrsg. Verein Deutscher Ingenieure, VDI Verlag, S. 33 - 59

Floss, R. u. a.: Tätigkeitsbericht der Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau. -In: Tätigkeitsbericht 1993 / 1994, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Stand: August 1994, S. 53

Floss, R., Hönisch, K.: Rock mass parameter estimates in cavern design. -In: Proceedings International Symposium on Underground Openings for Public Use, 14 - 17 June 1994, Gjovic, Norway, Hrsg. Norwegian Society of Charterd Engineers, Oslo

Heyer, D., Floss, R.: Abdichtungsmaßnahmen zum Grundwasserschutz an Verkehrsflächen. -In: Vorträge der Baugrundtagung 1994 in Köln. Congress-Centrum Ost Köln Messe 12. - 14. September 1994, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., S. 465 - 475

Heyer, D., Floss, R.: Suitability tests for a composite sealing mat made of geotextiles and bentonite. -In: Proceedings SARDINIA 93 Fourth International Landfill Symposium "Barrier systems, environmental aspects, upgrading and remidiation, siting, monofilis, effects of waste pretreatment, landfilling in developing countries", Vol. I, S. Margherita di Pula (Cagliari), Sardinia, Italy, 11 - 15 October 1993. Hrsg. CISA-Environmental Sanitary Engineering Centre, Cagliari, 1993, S. 389 - 396

Katzenbach, R., Floss, R., Schwarz, W.: New concept for deep excavations in soft lacustrine clay. -In: Proceedings of the XIII ICSMFE, 1994, New Delhi, India

Forschungsvorhaben öffentlicher Auftraggeber

BMV	5.068 G 80 E 5.076 G 83 E	Dynamische Verdichtungsprüfung bei Erd- und Straßenbauten	1980 - 1991
DB	Ing.-Vertrag 4 1801 10255	Untersuchung eines leicht schluffigen Kiessandes unter dynamischer Belastung in Dauerversuchen	1980 - 1982
BMV	5.069 G 80 M	Bestimmung der Langzeitfestigkeit von Böschungen	1981 - 1990
DB	Ing.-Vertrag 4 1801 10047 4 1801 10019	Forschungsversuche zur Ermittlung der Bodensteifigkeit und Massenträgheit der Unterbauten der Sinntalbrücke Schaippach der Neubaustrecke Hannover-Würzburg	1981 - 1990
DFG	Fl 136/1	Dynamische Triaxialversuche	1981 - 1985
BM FT	31A1-7591- RGB 8205/5	Talsperrensicherheitsstudie auf probabilistischer Basis	1982 - 1987
BMV	5.075 G 83 C	Festigkeitsprüfungen an Geotextilien	1982 - 1985
IfBT	IV1-5-360/83 IV1-5-436/85	Axial zyklisch belastete Pfähle	1983 - 1990
BMV	5.078 G 84 A	Wirkungsweise von Geotextilien als Trennlage unter Tragschichten bei intensiver Verkehrsbeanspruchung	1984 - 1987
DFG	Fl 136/2	Einfluß einer Bewehrung auf das Verformungs- und Tragverhalten des Zweischichtensystem	1984 - 1988
IfBT	IV 1-5-420/84	Einfluß des Spannungszustandes auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften silikatgelinjizierter Sande	1984 - 1987
BMV	5.083 G 85 M	Eignung natürlicher Böden als Dichtungsstoffe zum Grundwasserschutz im Bereich von Verkehrsflächen	1985 - 1988
BMV	5.084 G 85 C	Bewertung der Verdichtungsprüfungen im Erdbau auf statistischer Grundlage im Hinblick auf die Gütesicherung	1985 - 1989
Uni. Düsseldorf	1.24.1223.3	Probabilistisch begründete Teilsicherheitsbeiwerte für DIN 4017	1985 - 1986
IfBT	IV 1-5-435/85	Einarbeitung der "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen" in DIN 4017 - Grundbruchberechnungen	1985-1987
BMV	5.086 G 86 C	Entwicklung von Laborprüfmethoden zur Bestimmung der Wirkungsweise von Geotextilien im Boden unter dynamischen Beanspruchungen	1986 - 1990
BMV	5.085 R 86 C	Entwicklung eines Verfahrens zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Tragschichten ohne Bindemittel	1986 - 1989

DFG	Fl 136/5/9	Bituminöse Abdichtungen im Erdstaudammbau	1986 - 1993
UBA	102 02 207	Auswertung und Beurteilung bisher in der Praxis angewandter bautechnischer Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten	1986 - 1989
BMV	5.087 G 87 C	Erprobung des dynamischen Fallplattenversuchs als Schnellprüfverfahren für die Qualitätssicherung im Erdbau und für ungebundene Tragschichten	1987 - 1990
DFG	Fl 136/7	Grundlagenuntersuchungen über Gestaltung und Sicherung von großen Felshohlraumbauten (Kavernen) in Abhängigkeit von Umfang und Güte der felsmechanischen Vorinformationen	1987 - 1993
DFG	Fl 136/4	Materialverhalten bei zyklischer Drehung der Hauptspannungsrichtungen im tordierenden Triaxialgerät	1987 - 1991
DFG	Fl 136/8	Die Bestimmung des Sättigungsverlaufes mineralischer Abdichtungsmaterialien als Grundlage für die Beurteilung der Infiltrationsmöglichkeit von grundwassergefährdenden Substanzen	1988 - 1990
BMV	5.089 G 88 L	Anforderungen an die Durchlässigkeit von ungebundenen Tragschichten	1989 - 1993
BMV	5.090 G 88 H	Qualitätssicherung beim Verfüllen von Leitungsgräben	1989 - 1993
BMV	5.094 G 90 C	Untersuchungen zum Kraftdehnungsverhalten von Geotextilien	1991 - 1994
BMV	5.095 G 89 G	Untersuchungen zur Eignung von Kunststoff-Dichtungsbahnen für die Anwendung als Abdichtungsmaterial bei Straßen in Wassergewinnungsgebieten	1991 - 1994
DFG	Fl 136/10	Untersuchungen zur Materialdämpfung und Superposition in der Bodendynamik	1992 - 1993
Bayer.Staatsmin. f. Landesentw. u.Umweltfragen	E12	Optimierung des Auflagermaterials von Dränrohren in Deponie-Basisabdichtungen	1993 -
BMV	5.101 G 92 G	Sicherheitsbewertung bautechnischer Maßnahmen zum Grundwasserschutz auf probabilistischer Grundlage	1993 -
Bayer. Staatsmin. f. Landesentw. u. Umweltfragen	F58	Untersuchungen zur Beurteilung der Filterwirksamkeit von Geotextilien bei geringer hydraulischer Belastung im Deponiebau	1994 -
BMV	5.102 G 94 L	Untersuchung zur Filterwirksamkeit von Geotextilien bei geringen hydraulischen Gradienten im Straßenbau	1994 -

BMV	Anwendung von Bentonitdichtungsmatten zum Grundwasserschutz an Verkehrswegen und -flächen	1994 -

Schriftenreihe

Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

Heft	1	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982	(vergriffen)
Heft	2	Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983	(vergriffen)
Heft	3	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984	(vergriffen)
Heft	4	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985	(vergriffen)
Heft	5	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985	
Heft	6	Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986	(vergriffen)
Heft	7	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986	(vergriffen)
Heft	8	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986	
Heft	9	Testing of bentonit suspensions	1987	
Heft	10	Beiträge zur Felsmechanik	1987	
Heft	11	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988	(vergriffen)
Heft	12	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988	
Heft	13	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989	
Heft	14	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989	
Heft	15	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989	
Heft	16	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990	
Heft	17	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990	

Heft	18	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993	
Heft	19	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993	
Heft	20	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994	(vergriffen)
Heft	21	Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anläßlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995	