

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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 36

**Beiträge zum
3. Geotechnik-Tag in München**

**Tunnel in offener Bauweise /
spezielle Baugruben**

26.03.2004

München 2004

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	1
Der Spezialtiefbau als Schlüsselgewerk bei offenen Tunnelbauweisen <i>Dipl.-Ing. M. Holfelder, Dipl.-Ing. U. Hestermann, Bilfinger Berger München</i>	3
Tunnel in Deckelbauweise - Tiefbau oder Tunnelbau? <i>Dr.-Ing. J. Schwarz, Walter Bau AG v. m. DYWIDAG</i>	17
Systematische Sicherung einer sich stetig verändernden Ortsbrust bei der Durchpressung eines Bauwerks unter laufendem Eisenbahnverkehr <i>Dipl.-Ing. S. Medel, Bilfinger Berger Mannheim</i>	33
Besonderheiten bei Tunneln parallel zum Hangfuß am Beispiel der Ortsumfahrung Bad Ems <i>Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, TU München, BD Dipl.-Ing. B. Winkler, LSV Rheinland-Pfalz, Koblenz</i>	43
Bau der Rheinquerung A44 in Ilverich <i>Dr.-Ing. Th. Voigt, Ed. Züblin AG, Stuttgart</i>	59
Schlitzwände und Weichgelsohlen für Tunnelbauwerke in Berlin und Köln <i>Dipl.-Geol. M. Baltruschat, Bauer Spezialtiefbau GmbH</i>	75
Tiefe Baugruben und Tunnel im Grundwasser - vorgestellt an Großprojekten aus Norddeutschland <i>Prof. Dr.-Ing. C. Boley, Universität der Bundeswehr München</i>	93

Geotechnische Besonderheiten bei einer großen Baugrube mit Randbebauung in Konstanzer Seeton	111
<i>Dr.-Ing. S. Krieg, Dr.-Ing. W. Lächler, Smolczyk & Partner GmbH, Dipl.-Ing. G. Siebler, Weiske & Partner, Stuttgart</i>	
Laudatio zu Ehren von Herrn Prof. Dr.-tech. Richard Jelinek	131
<i>Prof. Dr.-Ing. M. Nußbaumer, Vorstand der Ed. Züblin AG</i>	
Geotechnik in München - Rückblicke	137
<i>Dipl.-Ing. P. von Soos, München</i>	
Verzeichnis der Vortragenden	163

Vorwort des Herausgebers

Am 26. März 2004 haben wir den dritten "Geotechnik-Tag in München" veranstaltet, diesmal zum Thema "**Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben**". Wieder trafen sich über 400 Vertreter aus Wirtschaft, Forschung und Verwaltung, um Erfahrungen auszutauschen. Die meisten Teilnehmer kamen aus dem süddeutschen und alpinen Raum und wir freuen uns, mit den Münchner Geotechnik-Tagen der Fachwelt unserer Region einen regelmäßigen Treffpunkt bieten zu können.

Die Attraktivität unserer kleinen Veranstaltung liegt vorrangig an der hohen Qualität der Beiträge, die im vorliegenden Mitteilungsheft zusammengefasst sind. An dieser Stelle danke ich nochmals herzlich allen Vortragenden für ihr Engagement.

In diesem Jahr war es uns eine besondere Ehre, den Geotechnik-Tag in München Herrn **Prof. Dr.-Ing. Richard Jelinek**, dem 1. Inhaber unseres Lehrstuhls, zu widmen, der kurz vor der Veranstaltung sein 90. Lebensjahr vollendete. Im letzten Block der Veranstaltung haben wir uns mit Grußworten, einer Laudatio und einem Festvortrag seiner Person und seinen Leistungen zugewandt und anschließend mit allen Tagungsteilnehmer auf ihn angestoßen und alte Kontakte lebendig erhalten.

Die nachhaltige Verbesserung und Erweiterung unserer Verkehrsinfrastruktur erfordert bei mangelndem Platz in den Stadträumen und hohen Anforderungen an den Emissionsschutz in großem Umfang unterirdische Verkehrsbauwerke. Vielfach sind dabei oberflächennahe Gradienten vorteilhaft, für die offene Bauweisen nahe liegend sind. Im ersten Vortrag wird hervorgehoben, dass dazu der Spezialtiefbau das Schlüsselgewerk bildet. In intensiv genutzten Gebieten sollen Straßenräume und vorhandene Gleisanlagen nur möglichst wenig oder kurzzeitig in Anspruch genommen werden, so dass über Deckelbauweisen mit und ohne Druckluft oder Bauen mit Fertigteilen zunehmend Übergänge zu bergmännischen Bauweisen entstehen. Regelmäßig binden entsprechende Baugruben und Bauwerke in das Grundwasser ein und erfordern Bauweisen, die es fernhalten, aber nicht beeinträchtigen sollen. Insgesamt war das Ziel der Programmgestaltung, dass die Vorträge hinsichtlich Bauweisen, Randbedingungen, Problemlösungen und Innovationen ein breites Spektrum bieten. Aus diesem Grund haben wir ergänzend eine besondere Baugrube in sehr weichen Böden, die in Konstanz technisch erfolgreich ausgeführt wurde, einbezogen.

Auch Herr Prof. Jelinek hat bei vielen in offener Bauweise hergestellten Tunnelbauvorhaben in München Verantwortung übernommen. Viele Baumaßnahmen und Verfahren, teilweise solche, die uns heute selbstverständlich sind, andere, die auch heute noch große Herausforderungen darstellen, sind unter seiner Betreuung technisch entstanden und gereift. Nach der Laudatio von Herrn Prof. Dr.-Ing. Nußbaumer hat Herr von Soos, der seinerzeit und bis heute an vielen Maßnahmen beteiligt war und ist, im Festvortrag zu Ehren des Jubilars einen entsprechenden Rückblick gegeben.

München, im Juli 2004, Norbert Vogt

Der Spezialtiefbau als Schlüsselgewerk bei offenen Tunnelbauweisen / spezielle Baugruben

Dipl.-Ing. Martin Holfelder
Bilfinger Berger AG, München, NL Spezialtiefbau

Dipl.-Ing. Uwe Hestermann
Bilfinger Berger AG, München, Tragwerksplanung Ingenieurbau

1 Einleitung

Beispiele des Spezialtiefbaus bei verkehrlichen als auch städtebaulichen Infrastrukturmaßnahmen zeigen:

- Eisenbahn-Tunnel Offenbau, NBS Nürnberg-Ingolstadt - BRD
- Straßen-Tunnel Lilla Bommen, Göteborg - Schweden
- Baugrube Europa-Passage, Hamburg - BRD
- Stadtbahn Köln - BRD

Es wird jeweils ein Kurzüberblick über Spezifika und besondere Bauweisen aufgezeigt.

Alle Baumaßnahmen haben trotz unterschiedlichster Funktion und Konstruktion gemein, daß ausgefeilte Spezialtiefbau-Technik mit dem Know-how der Tragwerksplanung zusammengeführt wurde, um mit optimierter Synergie den vertraglichen und örtlichen Randbedingungen Genüge zu tun.

2 Beispiele für Schlüsselgewerke

2.1 NBS Nürnberg – Ingolstadt Los Nord, Ortsumfahrung Offenbau, ein Tunnel in Druckluftbauweise

2.1.1 Örtliche Lage

Die NBS Nürnberg – Ingolstadt wurde in die 3 Baulose Nord, Mitte und Süd unterteilt. Die Bilfinger Berger AG führte das Los Nord in Arge mit Max Bögl Bauunternehmung aus.

Die Baustelle Offenbau befand sich an der BAB9 zwischen den Anschlussstellen Greding und Hilpoltstein. Sie wiederum umfasste einen Trog Nord, einen Trog Süd, sowie den Tunnel Offenbau.

2.1.2 Wahl der Baumethode

Die entscheidende Frage, die sich einem stellte, war, warum der Tunnel in Druckluftbauweise ausgeführt wurde. Die Antwort lag in der Geologie. Der Tunnel durchschneidet kiesigen Sand sowie verwitterten und unverwitterten Opalinuston. Dabei führten alle Bodenschichten Grundwasser. Das Opalinuston-Wasser ist artesisch gespannt (ca. 2 m über GOK). Eine Wasserhaltung in diesem Boden war ohne Inkaufnahme größerer Setzungsdifferenzen nicht möglich. Aus diesem Grunde musste mit der Druckluftbauweise während des Aushubes für Kräftegleichgewicht gesorgt und das Wasser auf diese Art verdrängt werden.

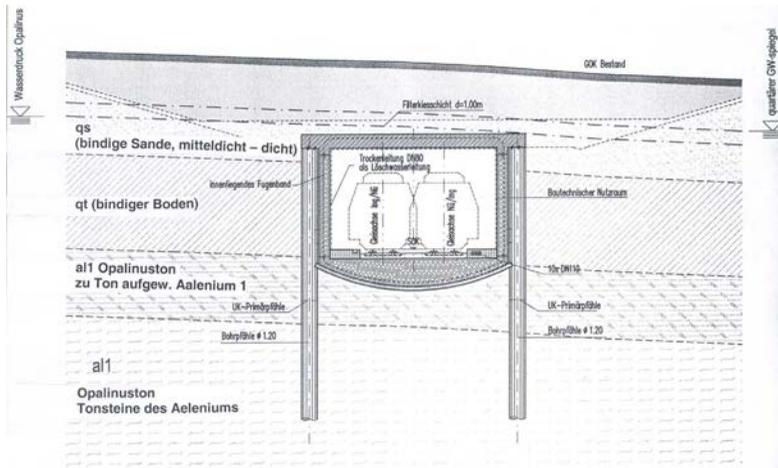


Abbildung 1: Der Tunnel Offenbau im Endzustand

Es handelt sich um ein Deckelbauwerk, eingehängt in eine überschneitene Bohrspfahlwand Du 120, die somit über Reibung und Spitzendruck eine Teilgründung des Gesamtquerschnittes übernimmt. Die Bohrspfahlwand dient dabei gleichzeitig als Außenschale des späteren Bauwerkes.

2.1.3 Bauphasen

Der Tunnel wurde in verschiedenen Bauphasen hergestellt. Zuerst wurden die Bohrspfähle abgeteuft. Anschließend wurde die Tunneldecke betoniert und überschüttet. Darauf hin folgte der Aushub unter Druckluft. Der maximale Luftdruck betrug ~1,0 bar. Im weiteren Verlauf wurde das temporäre Spritzbeton-Tunnelgewölbe hergestellt. Unter atmosphärischen Druck wurden die Bauwerkssohle und die Wände betoniert.

2.1.4 Probebelastung

Im Vorfeld wurde zur Absicherung der Pfahlkennwerte bzw. der Pfahltragfähigkeit und zur Pfahlwandoptimierung (Durchmesser, Länge) eine Pfahlprobebelastung durchgeführt. Dabei wurden bei mehreren Pfählen folgende Belastungen aufgebracht:

- Druck
- Zug
- Zugschwellbelastung
- Druck/Zug Wechselbelastung
- Querkrafteintrag am Pfahlkopf zur Ermittlung der Pfahlbettung

Eine Wärmedämm-Einhausung wurde wegen den geringen Verformungswegen nötig, um Temperatureinflüsse abzumildern.

2.1.5 Bohrtechnik/Pfahlherstellungsablauf

Es kam sowohl die Seilgreifer-Bohrmethode als auch die Drehbohr-Methode zur Herstellung der Pfähle zum Einsatz.

Die Pfähle mussten ab einer bestimmten variablen Tiefe mit Wasserauflast gebohrt werden, um hydraulischen Grundbruch zu vermeiden. Die Wasserzuführung wurde wegen der unterschiedlichen Bohrröh-Höhen in der Höhe automatisch flexibel verstellbar konzipiert, um eine stetige, kontinuierliche Wasserzugabe gewährleisten zu können. Nach Beendigung des Bohrvorgangs wurde die Vermessung der Ist-Lage mit einem Pfahl-Vermessungsschlitten, einer Eigenentwicklung der Bilfinger Berger AG, vorgenommen und dokumentiert. Für jedes Bohrgerät wurde die Ist-Bohrabweichungen im Koordinatensystem über die Achse A und B dargestellt. Aus dem Pfahlneigungsmess-Protokoll generiert man für jeweils 1 Pfahltribbel das sog. Pfahlüberschneidungs-Protokoll, um evtl. Undichtigkeiten frühzeitig zu erkennen.

Nach der Vermessung musste die Bohrlochsohle mittels Bohreimer begradigt und gesäubert werden, um eine tragfähige Pfahlaufstandsfläche zu erhalten. Vor dem Betonieren wurde das verschmutzte Bohrwasser gegen sauberes Wasser ausgetauscht werden Dies war nötig, weil sich das Auflastwasser im Bohrröh beim Bohrvorgang mit Feststoffen anreicherte, was zu ungewollten Einschlüssen im Pfahl hätte führen können.

Der Betoniervorgang erfolgte nach dem Einbau der Bewehrungskörbe im Kontraktorverfahren. Zum Schutz der Pfahlkopfbewehrung gegen Zerstörung bei den Abstemmarbeiten wurde die Bewehrung im Kopfbereich mittels vormontierten Hüllrohren vom späteren Beton getrennt.

2.1.6 Wassermanagement

Eine große Herausforderung stellte die Wasserversorgung dar. Hätte man das gesamte Bohrwasser für bis zu 18 Maschinen aus dem öffentlichen Wassernetz entnommen, so wäre die Gemeinde Offenbau von starken Beeinträchtigungen in der Wasserversorgung betroffen gewesen. Aus diesem Grunde war die Auflage, nur so wenig wie nötig Wasser aus dem Netz zu entnehmen. Dieser große Wasserbedarf führte dazu, dass ein umfangreiches Wassermanagement mit Wasserleitungen und Wasserreinigungsanlage installiert werden mußte. Die Anlage wurde so dimensioniert, dass auch bei Ausfall der Anlage die Bohrarbeiten einen Tag lang weiter ausgeführt werden können.

Vom Bohrgerät kommend ging das Wasser in der Wasseraufbereitungsanlage in die MAB-Schaumburganlage. Dort wurde Sand und Kies durch ein Sieb und eine Zentrifuge separiert. Weiter ging's zur Konditionierung in den Harvestorebehälter und dann in den Klärfixturm, wo mit einem Flockungsmittel die Feinstteile und das Klarwasser getrennt wurden. Der feuchte Schlamm wurde dann noch durch Siebbandpressen geführt, so dass am Schluss erdfeuchtes Filtrat übrig blieb. Weil die Wasseraufbereitung auch in der kalten Jahreszeit im Betrieb war, wurde die komplette Anlage frostsicher eingehaust.



Abbildung 2: Wasseraufbereitungsanlage (schematisch)

2.1.7 Baustellenlogistik

Bei der großen Anzahl von Geräten - teilweise waren bis zu 18 Geräte gleichzeitig auf der Baustelle - war ein wohlüberlegtes und ausgetüfteltes Timing für ein „just-in-time“ Betonieren und Bewehren erforderlich, um das Projekt termingerecht fertigstellen zu können. Damit es nicht zu Stillständen kam und ein optimaler Arbeitsablauf gewährleistet war, spielte die Baustellenlogistik eine Schlüsselfunktion.



Abbildung 3: Baustellenlogistik

Beim Tunnel Offenbau wurden insgesamt ca. 54.000 lfm Pfahlbohrungen Du 90 und ca. 54.000 lfm Du 120 ausgeführt. Dabei wurden ca. 11.300 t Bewehrung und ca. 85.000 m³ Beton eingebaut. Die lichte Höhe und Breite des Rohbaus betrug 11 m bzw. 14,10 m.



Abbildung 4: Luftbildaufnahme Tunnel Offenbau

2.2 Lilla Bommen Tunnel Göteborg – Eine Baugrube in weichen Tonsedimenten

2.2.1 Örtliche Lage

Der Götaleden ist eine wichtige Straßenverbindung zwischen Innenstadt und südlichem Hafen bzw. der Oper. Täglich bewegen sich auf diesem "Mittleren Ring" von Göteborg 65.000 Fahrzeuge. Der Tunnel ist in 3 markante Abschnitte geteilt: einen Felstunnel mit 2 Rampenbereichen. Insgesamt ist er 3 km lang und verursacht Projektkosten von ca. 250 Mio. Euro. Die Fertigstellung ist für das Jahr 2005 geplant. Der Lilla Bommen ist ein Rampenbereich von ca. 300 m Länge, den Bilfinger Berger AG in Arge mit 2 schwedischen Baufirmen im Auftrag hat.

2.2.2 Geologie

Von der Geologie sind besonders 2 Formationen charakteristisch. Zum einen der Lera-Bereich in den Rampen und zum anderen der Granit-Fels im Zentralbereich. Der Lera ist ein nur durch sein Eigengewicht konsolidiertes Tonsediment, also nicht eiszeitlich belastet, welches nach dem Rückzug der Gletscher die Täler der Granitfazies füllt. Er hat bis zu 80% Wassergehalt und besitzt thixotrope Eigenschaften sowie eine flüssige breiige Konsistenz.

2.2.3 Wahl der Baumethode

Für das Baugruben-Design waren somit der Aufbruch der Sohle und die Minimierung der horizontalen Verformung die wesentlichen Bemessungsfaktoren. Die Baugrube ist 40 m breit und bis zu 15 m tief. Unter den erwähnten Randbedingungen hat man sich für eine 2fach ausgesteifte Lösung mit bewehrten Ortbeton-Schlitzwänden entschieden, wobei eine Absteifung des Kopfes als Rohrsteiße oder Deckel und eine Absteifung unter der Baugrubensohle als unbewehrte Quer-Schlitzwandscheibe gewählt wurde. Die Schlitzwanddicke betrug 1,20 m bei einer Tiefe von ca. 23 m. Die Schlitzlänge wurde wegen der Grundbruchgefahr um Lamelle auf 4,50 m begrenzt. Der Abstand der Quer-Schlitzwand-Scheiben von 4,50 m diente als Sohlausteifung und gegen Sohlaufbruch. Dadurch konnte sich ein negatives Bodengewölbe ausbilden. Für die Sohlgründung stellte man Gründungspfähle Du 150 im Fels her.

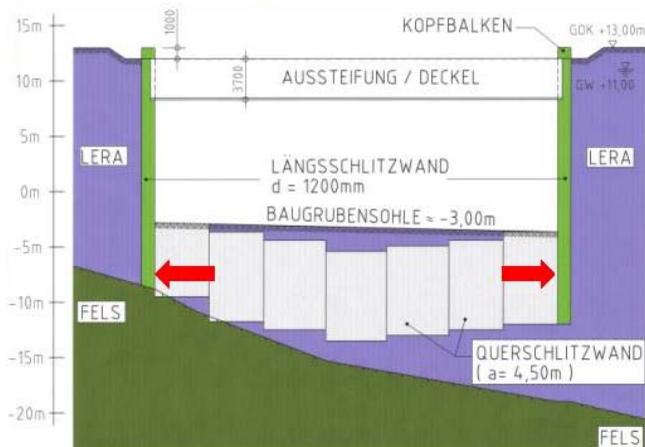


Abbildung 5: Querschnitt der Baugrube Lilla Bommen

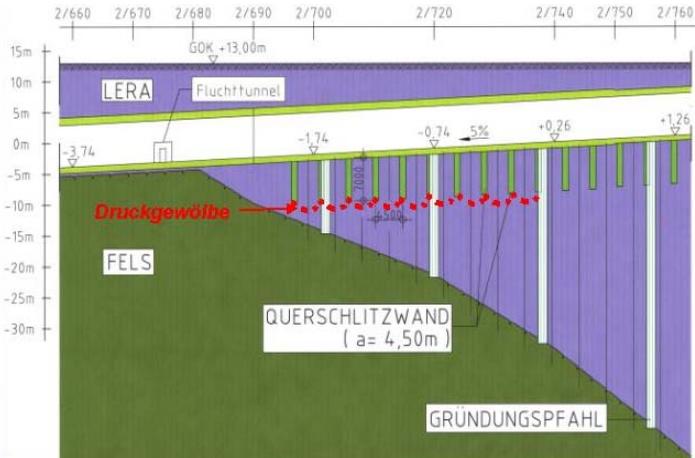


Abbildung 6: Systemlängsschnitt

2.2.4 SW-Probelamelle

Die große Frage war, ob eine Schlitzwand (SW) grundsätzlich ausführbar ist. Daher wurde eine Probelamelle hergestellt mit gleichzeitiger Messung der Baugrundverformung im Schlitzbereich. Die Ergebnisse eines Flügelscherversuchs zeigten keine Veränderung auf. Durch diese Messungen sowie die Porenwasserdruckmessung, die eine Zunahme aufzeigte, konnte die Schlitzwandbauweise als machbar angesehen werden. Da die Schlitzwand im Endzustand auch noch eine Auftriebssicherung darstellte, war zur Ermittlung der mobilisierbaren Verbundspannung ein Zugversuch erforderlich.

2.2.5 QM-Schlitzwandfugen

Eine Besonderheit war die baupraktische Qualitätssicherung der Fuge Längs-SW zur Quer-SW. Bei Stellen, an denen die SW-Vermessung keinen soliden Kontakt der Längs- und Quer-SW aufzeigte, wurde die Fuge mittels Durchbohrverfahren überbohrt, gereinigt und verplombt. Dazu kam ein Spezial-Reinigungsanfänger mit Bohrkronen zum Einsatz, der von Bilfinger Berger selbst gebaut wurde und patentrechtlich geschützt ist. Durch Reinigungsbürsten wurde der Zwischenbereich gesäubert, um somit einen optimalen Anschluss gewährleisten zu können.



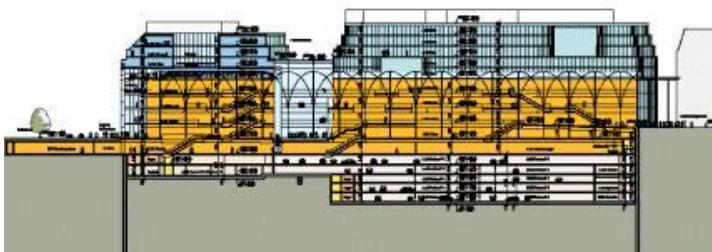
Abbildung 7: Spezial-Reinigungsanfänger mit Bohrkrone (Selbstbau Bilfinger Berger AG)

2.3 Die Europa-Passage: Hamburgs größte und tiefste Baugrube nach dem Krieg

2.3.1 Örtliche Lage

Die Europa-Passage liegt im Bereich der alten Speicherhäuser in unmittelbarer Nähe der Binnenalster und der U-Bahn-Station Jungfernstieg. Der Namensgeber ist das Europahaus, das ein altes Kontorhaus war. Die Abmessungen betragen 12.000 m² Grundfläche. Dies entspricht einer Fläche von ca. 20 Fußballfeldern. Die Passage ist 160 m lang und 20 m hoch. Man kann somit sagen, dieses Projekt stellte eine „Operation am offenen Herzen“ Hamburgs dar.

Bauherr ist die Allianz/Hamburgische Landesbank. Das Gesamtprojektvolumen beträgt ca. 430 Mio. Euro. Die Fertigstellung soll im Jahr 2006 erfolgen.



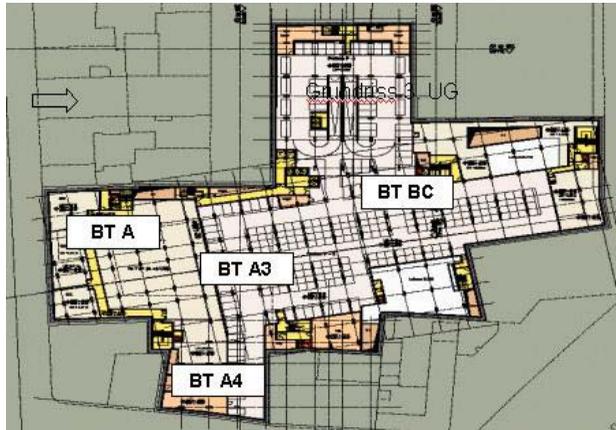


Abbildung 8: Europa Passage



2.3.2 Geologie

Das Grundwasser befindet sich ab 2,50 m unter Geländeoberkante (GOK). Ab GOK standen Geschiebemergel mit Sandschichten und Geröllen an, die vom Glimmerton als Stauer in einer Tiefe ab 27m unterlagert werden.

2.3.3 Wahl der Baumethode

Die Aushubtiefe betrug 13 bis 24 m unter Gelände, dies bedeutete bis zu 5 Untergeschosse. Insgesamt mussten ca. 175.000 m³ Abbruchmassen oberirdisch abgebrochen werden. Die Aushubmasse lag bei ca. 230.000 m³.

Der Ausschreibungsentwurf sah eine Schlitzwand vor, die 7fach zurückzuverankern war. Berechnungen ergaben hierfür eine max. horizontale Verformung von 100 mm, eine max. Setzung von 38 mm sowie eine max. Hebung von 70 mm. Der zweite Ausschreibungsentwurf sollte als ausgesteifte Schlitzwand ausgeführt werden. Der Vorteil lag in der geringeren

horizontalen Verformung (30 mm) und in der geringeren max. Setzung und Hebung (14 mm/50 mm).

Bilfinger Berger AG erhielt den Auftrag mit einem Sondervorschlag. Dies war eine abgesteifte Schlitzwand. Die erste Stufenlage bestand aus vorgespannten Rohrsteifen als Bogen-tragwerk, die zweite bis dritte Steifenlage aus vorgespannten Teildeckeln als späteres Bauwerksbestandteil. Die vierte bis sechste Steifenlage wurde als schlaife Teildeckel ausgeführt, die auch später als Bauwerksbestandteil diente. Berechnungen des Sondervorschlages ergaben eine max. horizontale Verformung von 35 mm, eine max. Setzung von 20 mm sowie eine max. Hebung von 28 mm.

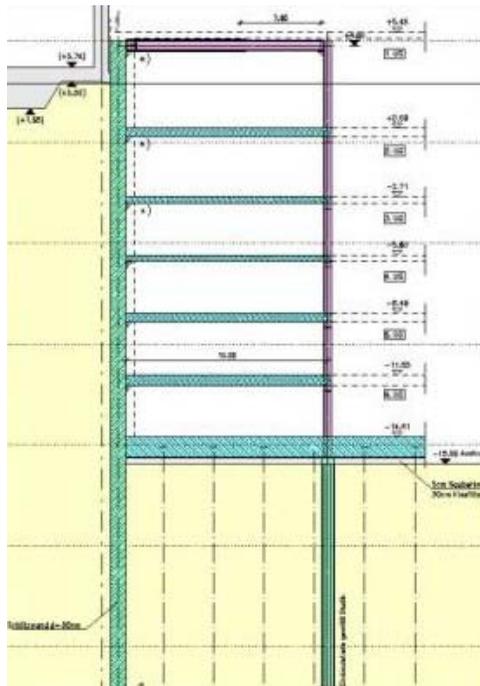


Abbildung 9: Sondervorschlag Bilfinger Berger AG, Schlitzwand abgesteift

Hergestellt wurden schließlich 23.000 m² Schlitzwand (d=80cm) mit Tiefen bis zu 42 m (i.M. 37 m). Zum Einsatz kamen 2 Schlitzwandgeräte. Während des Herstellungsprozesses wurden Bewehrungskörbe mit beachtlichen Ausmaßen verarbeitet: Korblängen bis 38 m mit einem Gewicht von bis zu 15 to. Insgesamt wurden 2.500 to Bewehrung eingebaut. Als Fugenkonstruktion wurde eine Flach-Fugenkonstruktion ausgeführt. Zur Aufnahme der Lasten aus den Teildeckeln und endgültigen Abtragung von Auftriebskräften runden 105 Stück Bohrpfähle D=120 cm mit Bohrtiefen bis zu 45 m, Druck bis 6000 kN, Zug bis 3500 kN und 260 Stück Gewi-Pfähle mit Bohrtiefen bis 50 m – Zug bis 1000 kN das Auftriebskonzept ab. Die Schlitzwand erfüllte somit 2 Funktionen: zum einen diente sie als Verbau und zum anderen als Gründung und Auftriebssicherung im Endzustand. Die Herstellung der Primärstützen zur Auftriebssicherung erfolgte im Drehbohrverfahren, suspensions-gestützt.



Abbildung 10: Blick aufs Baufeld

2.3.4 Baubetriebliche Randbedingung

Eine besonders starke Rolle spielte die Verkehrssituation beim Bauablauf. Zufahrt und Abfahrt erfolgte unter engsten Verhältnissen im Einbahnstraßenbetrieb. Dabei mussten alle Gebäude zugänglich bleiben. Transporte über 7,5 to durften nur nachts in der Zeit von 21 – 6 Uhr durchgeführt werden. Somit kam es bis zu 200 LKW Bewegungen pro Nacht für den Baugrubenaushub.

2.3.5 Emissions-/Immissionssituation

Der große gleichzeitige Geräteeinsatz (2 Schlitzwandgeräte, 2 Drehbohrgeräte, 3 Servicebagger, 4 Hydraulikbagger, sowie 2 Bohrgeräte für die Gewi-Pfähle) verdeutlicht das Thema Lärm.

Grundsätzlich ist anzumerken, dass die Gesetzesauflagen trotz Anwendung modernster Gerätschaften nach dem Stand der Technik nicht einhaltbar sind. Ein Ford Fiesta im Leerlauf hat bereits 61 dB(A) und die Grenze qua Gesetz liegt bei 65 dB(A). Man kann sich gut vorstellen, dass die Spezialtiefbau-Maschinengeräusche und die bohrspezifischen Spitzengeräusche die Gesetzeswerte übertreffen. Hier wünschen sich die Spezialtiefbauer vom Bauherrn, dass dieses Problem nicht nur mit der Bemerkung „ist im LV als Nebenleistung einzurechnen“ abgetan wird. Die Lärmschutzmaßnahmen sind vielmehr im Vorfeld qualifiziert zu planen und dann wie jede herkömmliche Leistung auch explizit auszuschreiben und über einschlägige Positionen zu vergüten. Alle am Bau Beteiligten sparen sich dann leidige Diskussionen mit sich belästigt fühlenden Anliegern.

2.4 In Ausblick auf die Zukunft – die Realisierung der Nord-Süd-Stadtbahn in Köln

Mit der Nord-Süd Stadtbahn in Köln wird zur Zeit eines der größten Infrastrukturprojekte der letzten Jahre realisiert. Bis zum Jahr 2010 werden auf einer Länge von ca. 3,8 km zwei eingleisige Tunnelröhren, 8 Bahnhofsbauwerke, verschiedene Rahmen- und Rampenbauwerke, sowie unzählige Hilfsbauwerke errichtet. Die Rohbaukosten belaufen sich schätzungsweise auf 600 Mio. Euro. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt wird das Los Süd von der Arbeitsgemeinschaft Nord-Süd Stadtbahn Köln unter Federführung der Bilfinger Berger AG errichtet.

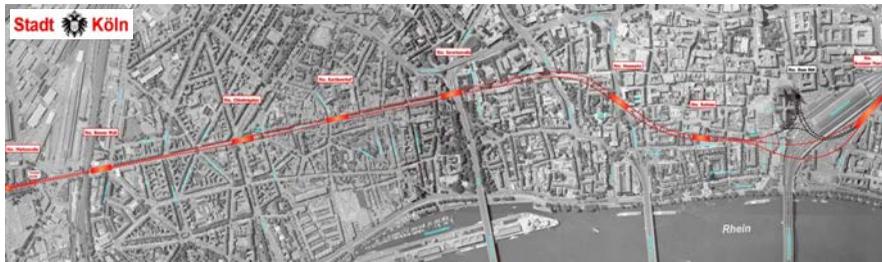


Abbildung 11: Übersicht Nord-Süd Stadtbahn Köln

Die Herstellung der Ingenieurbauwerke erfolgt in der den Kölner Raum charakterisierenden Geologie und Grundwasserverhältnissen. Eine besondere Bedeutung erhält diese Baumaßnahme durch die sehr restriktiven Rahmenbedingungen. Die Lage der einzelnen Baustellen in der Kölner Innenstadt und die Auswirkungen auf die bereits angespannte Verkehrssituation einerseits sowie die strengen Auflagen für die Belastungen der Anwohner andererseits kennzeichnen die Vorgaben der Planung.

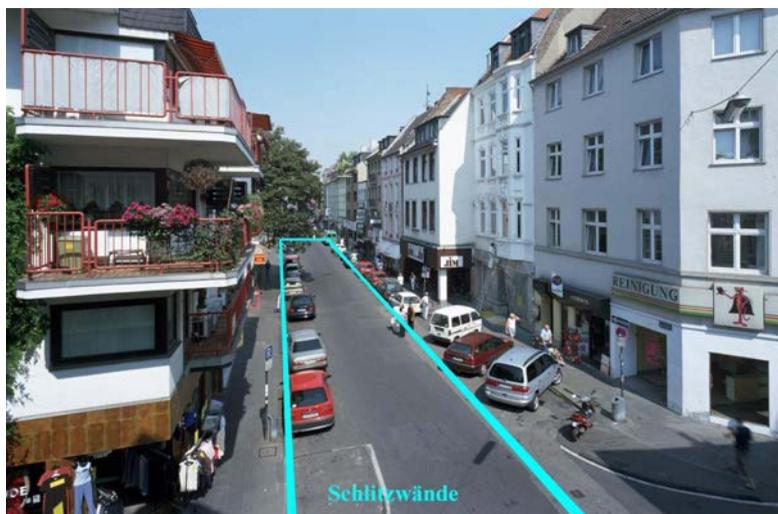


Abbildung 13: Lage eines späteren Bahnhofes in der Innenstadt

Vor diesem Hintergrund besitzt die Planung und Ausführung der Spezialtiefbaumaßnahmen einen besonderen Einfluss auf den Erfolg der Baumaßnahme. Am Beispiel eines unterirdischen Bahnhofsbauwerkes sind die typischen Problemstellungen bei der Herstellung eines innerstädtischen Bauwerkes exemplarisch dargestellt.

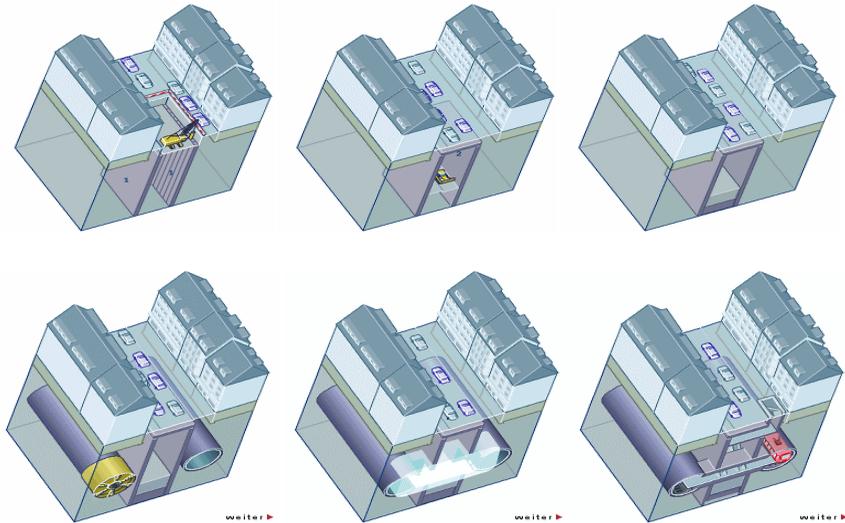


Abbildung 14: Herstellungszyklen eines unterirdischen Bahnhofsbauwerkes

Die herausragende Bedeutung des Spezialtiefbaus lässt sich ebenfalls an der Anzahl der einzusetzenden Bauweisen und der zu erwarteten Baustoffmengen darstellen:

Schlitzwandfläche:	ca. 100.000 m ²
Hochdruckinjektionskörper:	ca. 50.000 m ³
Baugrundvereisung:	ca. 20.000 m ³
Unterwasserbeton:	ca. 10.000 m ³

Für die Nord-Süd Stadtbahn in Köln stellt der Spezialtiefbau das Schlüsselgewerk für die erfolgreiche Realisierung der gesamten Baumaßnahme dar. Nur durch das enge Zusammenspiel der planenden und ausführenden Einheiten kann dieser Erfolg gewährleistet werden.

Tunnel in Deckelbauweise – Tiefbau oder Tunnelbau?

Dr.-Ing. Jürgen Schwarz, Dipl.-Ing. Norbert Swoboda
WALTER BAU-AG vereinigt mit DYWIDAG
Zentrale Technik – Technisches Büro

1 Einführung

Beide Disziplinen, „Tiefbau“ und „Tunnelbau“, haben lange aber sehr unterschiedliche Traditionen. Sehr vereinfacht kann man beiden Disziplinen bestimmte „Etikette“ zuordnen:

Mit dem Tiefbau verbindet man die exakte Wissenschaft, gegründet von Coulomb im 18. Jahrhundert. Der Tiefbauer berechnet die Lasten oder Einwirkungen aus dem Boden und setzt dem das Bauwerk als Widerstand entgegen.

Der Tunnelbauer hat aus dem Bergbau eine jahrhundert alte Tradition. Vorauserkundung im großen Teufen war unmöglich und ist heute noch schwierig. „Vor der Hacke ist es duster“ sagt der Tunnelbauer. Es wird heute mehr denn je beobachtet, die Berechnung steht nicht im Vordergrund. Das Gebirge ist nicht nur Einwirkung, es ist durch seine Mittragwirkung auch Teil des Bauwerks, also Widerstand.

In Tunnelbauwerken, die in Deckelbauweise hergestellt werden, treffen sich Tiefbau und Tunnelbau.

2 S-Bahn Tunnel Unterföhring

2.1 Vorstellung der Baumaßnahme

Das Bauvorhaben „S-Bahn Tunnel Unterföhring“ stellt in seiner Gesamtheit den Lückenschluß des zweigleisigen Streckenausbaus der S-Bahn zwischen dem Ostbahnhof und dem Flughafen München dar. Ähnlich wie in der Nachbargemeinde Ismaning, wird die Strecke im Bereich der Gemeinde Unterföhring in einem Tunnel geführt.

Die Gesamtmaßnahme umfasst die Erstellung des 1426 m langen Tunnels in Deckelbauweise sowie die nördlich und südlich anschließenden Rampenbauwerke in offener Bauweise. Die Wände bestehen beim Tunnelbauwerk aus überschnittenen Bohrpfahlwänden mit einem Durchmesser von 90 cm. Der Tunneldeckel erreicht bei einer maximalen Spannweite von ca. 19,60 m eine Dicke von 1,30 m. Im Rampenbereich werden aufgelöste Bohrpfahlwände mit Vorsatzschale und Kopfbalken ausgeführt. Neben 4 Dükerbauwerken und 2 Notausstiegsbereichen ist auf gesamter Tunnellänge eine Grundwasserwanne in Ortbeton-Massivbauweise herzustellen, die wasserundurchlässig auszubilden ist.

Um den uneingeschränkten S-Bahnbetrieb während der gesamten Bauzeit aufrecht erhalten zu können, wurde auf einer Länge von ca. 2100 m ein eingleisiges Umfahrgleis errichtet. Die zum Teil sehr beengten räumlichen Verhältnisse zu den Anliegern erforderten einen großen Aufwand beim Verbau, sowie die Planung und Ausführung von 2 Behelfsbahnsteigen (2 Verkehrsphasen) und einer Fußgängerhilfsbrücke. Darüber hinaus wurden im Zuge des Umfahrgleises 4 Gleishilfsbrücken erforderlich, u.a. um die unterquerende Zufahrt der Baufahrzeuge in den später zu erstellenden Tunnel zu ermöglichen.



Bild 1: Herstellung der ersten Tunneldeckel, Juli 2003

Die Überführung sämtlicher Versorgungsleitungen im Bereich der Baumaßnahme erfolgt konzentriert an 2 Punkten durch Spartenbrücken mit Spannweiten von bis zu 38 m.

Die ausführende ARGE besteht aus 3 Partnern: Der technisch federführenden WALTER BAU-AG vereinigt mit DYWIDAG, der kaufmännisch federführenden Bauer Spezialtiefbau GmbH sowie der DBG Deutsche Bahn Gleisbau GmbH. Mit der Tragwerksplanung und der Planungsleitung wurde das Technische Büro der Zentralen Technik (ZT TB) der WALTER BAU-AG beauftragt.

2.2 Optimiertes Statisches System als Sondervorschlag

Im Rahmen eines beauftragten Sondervorschlages wurde das statische System des Ausschreibungsentwurfes optimiert. Dabei wird der Tunneldeckel in die Bohrpfehlwand eingespannt. Die Unterschiede der beiden Systeme sind auf den Bildern 2a und 2b dargestellt.

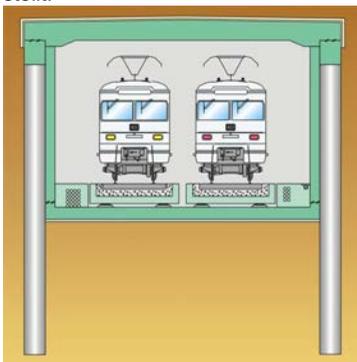


Bild 2a: Ausschreibungsentwurf, Deckel gelenkig gelagert

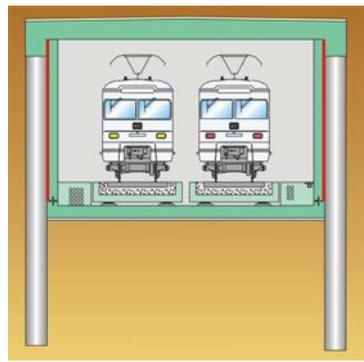


Bild 2b: Sondervorschlag, Deckel eingespannt

Als wesentliche Vorteile des Sondervorschlages sind folgende Punkte zu nennen:

- Reduzierung der erforderlichen Pfahlbewehrung im maßgebenden Bauzustand
- Reduzierung der erforderlichen Bewehrung im Tunneldeckel insbesondere im Endzustand (beides Effekte, die aus der veränderten Völligkeit der Momentenverläufe resultieren, wie sie für monolithische Bauweise typisch ist).
- Vereinfachung bei der Schalung, da die gemäß bauseitigem Entwurf vorgesehenen Anvochtungen am Auflagertrand des Tunneldeckels entfallen konnten.
- Vereinfachung bei Abdichtung und Schutzbeton aufgrund des Entfalls der Arbeitsfuge zwischen Kopfbalken und Deckel.

2.3 Modifizierte Deckelbauweise

Im Gegensatz zur konventionellen Deckelbauweise werden die Tunneldeckel beim Tunnel Unterführung von einem Voraushubniveau aus, welches ca. 2 m unter dem Bohrfahlplanum liegt, mit Deckentischen geschalt und betoniert. Die Rüststützen sind an den Fußpunkten mit Hartholzbohlen verschraubt, und können mittels Bagger in Tunnellängsrichtung auf im Sandbett verlegten Spundwandbohlen einfach verschoben werden. Ein kompletter Ab- und Aufbau von Schalung und Rüstung beim Verziehen von einem Block zum nächsten kann somit entfallen, lediglich die Anpassung an Aufweitungen des Tunnelquerschnitts erfolgt blockweise.



Bild 3a: Modifizierte Deckelbauweise, Spundwandbohlen auf Sandbett

Die genannte Vorgehensweise hat gegenüber der konventionellen Deckelbauweise noch weitere Vorteile:

- Der Kopfbalken auf den überschnittenen Bohrfahlwänden wird gemeinsam mit dem Tunneldeckel in einem Arbeitsgang hergestellt. Die Arbeitsfuge zwischen Kopfbalken und Deckel entfällt.
- Die Herstellung einer Sauberkeitsschicht bzw. das Verlegen von Betoplan-Platten auf dem Erdplanum ist nicht erforderlich, der Aushub unter dem Deckel ist wesentlich einfacher.
- Da der Deckel konventionell geschalt wird, liegt eine glatte und saubere Untersicht mit hoher Oberflächenqualität vor. Die Gefahr von Schäden und Abplatzungen an

der Unterseite des Tunneldeckels während der nachfolgenden Bauarbeiten wird aufgrund des bereits geleisteten Voraushubs minimiert.



Bild 3b: Modifizierte Deckelbauweise, Aufbau Rüstung und Schalung

2.4 Bauablauf

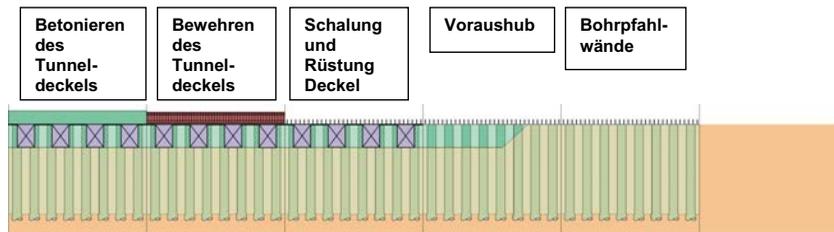


Bild 4a: Bauablauf Herstellung Rahmenbauwerk: Linienbaustelle Teil 1

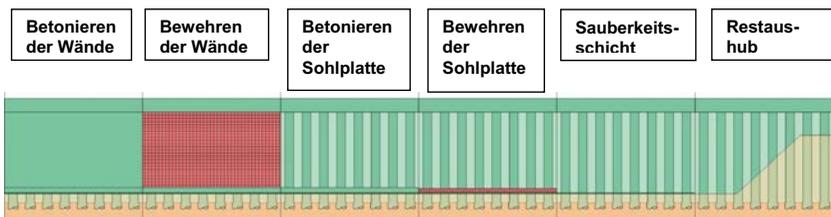


Bild 4b: Bauablauf Herstellung Innenschale: Linienbaustelle Teil 2

Der Bauablauf beim Tunnel Unterföhring entspricht im wesentlichen dem einer Linienbaustelle, wie auch im bergmännischen Tunnelbau üblich. Die Reihenfolge der zeitlich versetzten Herstellung der einzelnen Bauteile ist auf den Bildern 4a und 4b dargestellt.

2.5 Wartungsfreier Düker

Im folgenden wird eine weitere Besonderheit beim Tunnel Unterföhring vorgestellt. Es handelt sich um einen ausgeführten Sondervorschlag für eine alternative Dükerausbildung deren Funktionsweise im wesentlichen dadurch gekennzeichnet ist, dass es sich um eine natürliche Unterströmung des Bauwerks handelt.

Zunächst stellt sich die Frage, warum Düker bei diesem Bauvorhaben überhaupt erforderlich sind. Aus Gründen der Wasserdichtigkeit der Baugrube binden innerhalb eines ca. 700 m langen Tunnelbereichs alle Pfähle ins Tertiär ein, so dass ein dichter Trog entsteht. Für die Grundwasserüberleitung in Bau- und Endzustand sind in diesem Streckenabschnitt insgesamt 4 Düker vorgesehen.

Beim ausgeschriebenen Entwurf war auf der vom Grundwasser angeströmten Seite ein Dükerbauwerk in Form eines kreisförmigen Revisionsschachtes vorgesehen, bestehend aus insgesamt 15 Bohrpfählen . An dieses Schachtbauwerk sollten sowohl an der zuströmenden Seite als auch unter der Tunnelsohle fächerartig angeordnete, horizontal verlegte Drainagerohre angeschlossen werden. Der entscheidende Unterschied zum ausgeführten Sondervorschlag liegt darin, dass der wartungsfreie Düker ohne ein Schacht- oder Revisionsbauwerk auskommt und im wesentlichen Bodenbestandteile für die Unterströmung des Tunnels nutzt.

Zum Ablauf der Herstellung:

Noch vor der Herstellung der Bohrpfahlwand werden sogenannte Kiesfilterpatronen DN 1800 mit Großbohrgerät in definierter Lage und Höhe abgeteuft. Diese Patronen sind Drahtkörbe, die mit Kies gefüllt sind. Sie fungieren als Durchlassfenster und sind zwischen den bewehrten Bohrpfählen platziert. Hier ist die geschlossene Pfahlwand, die ansonsten komplett ins Tertiär einbindet, lokal unterbrochen.

Als nächstes folgt die Herstellung der westlichen und östlichen Bohrpfahlwand sowie die Herstellung des Tunneldeckels. Vertikale Filterkiesbohrungen, die sich mit den Kiesfilterpatronen überschneiden bzw. diese tangieren, erleichtern das Zuströmen des Grundwassers an der Ostseite und das Abströmen an der Westseite. Die Tiefendrainage fasst das Wasser auch aus den Bereichen zwischen den einzelnen Dükern und führt es zu den Vertikalfilterbrunnen.

Zwischen den Patronen wird unter der Tunnelsohle ein Bodenaustausch mit Kies vorgenommen, um eine verlässliche Durchströmung des Grundwassers zu gewährleisten. Zusätzlich werden noch horizontale Drainagerohre angeordnet.

Zuletzt wird die Auftriebssohle betoniert. Sie schließt den frei unterströmten Bereich gemeinsam mit den stirnseitig angeordneten Querschottwänden ab und ermöglicht eine trockene Baugrube, auf der die Grundwasserwanne bzw. die Innenschale hergestellt werden kann.

Für das von der Walter Bau-AG entwickelte Konzept des wartungsfreien Dükers mit Kiesfilterpatronen besteht Gebrauchsmusterschutz von Seiten des deutschen Patent- und Markenamtes.

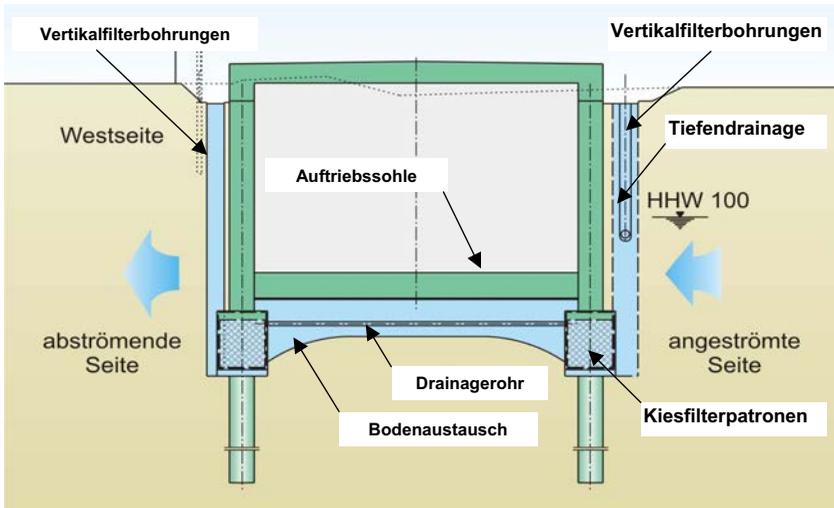


Bild 5a: Wartungsfreier Düker, Querschnitt

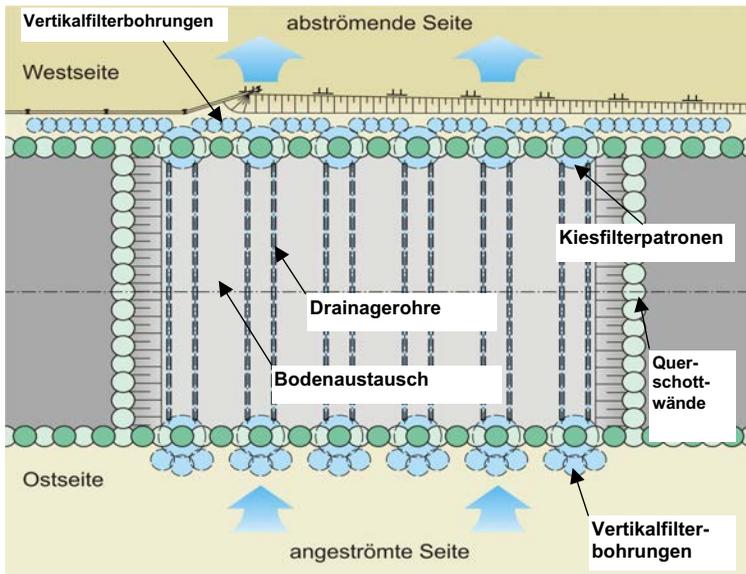


Bild 5b: Wartungsfreier Düker, Grundriß

3 Tunnel AUDI Ingolstadt

3.1 Geotechnischer Längsschnitt AUDI-Tunnel

Die Geologie des Tunnel AUDI zeigt ein heterogenes Bild. Drei Strukturen sind erkennbar (Bild 6).

- Oben quartäre, grundwasserführende Schichten, bereichsweise tertiäre Sande
- Mittig eine stauende tertiäre Schicht
- Unterlagernd Karstgebirge mit gespanntem Grundwasser, gespannt bis über die Geländeoberfläche hinaus

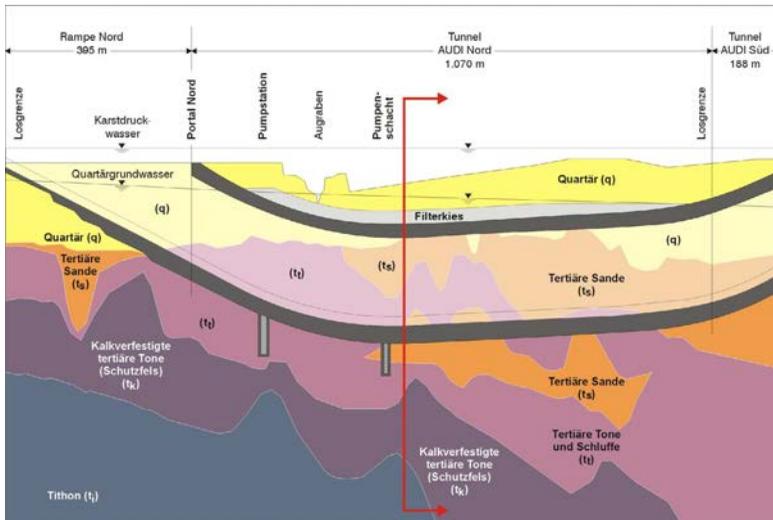


Bild 6: Geotechnischer Längsschnitt AUDI-Tunnel

3.2 AUDI-Tunnel Amtsentswurf

Im Amtsentswurf war ein klassischer Tiefbau zur Herstellung des Tunnelbauwerkes ausgeschrieben (Bild 7).

- Die wasserdichte Baugrubenwand wird aus überschrittenen Bohrpfählen hergestellt.
- Anschließend erfolgt der Aushub unter Wasser. Dabei muss die Wasserauflast dem Karstwasserdruck das Gleichgewicht halten. Das geht nur, wenn die Bohrpfähle über das bestehende Gelände reichen. Das Gelände muss vorher aufgehöhht werden.
- Die Abdichtung der Sohle erfolgt mit einer Unterwasserbetonsohle. Diese muss wegen des hohen Karstwasserdruckes rückverankert werden.
- Zusätzlich ist die Baugrubenwand mit temporären Anker abzustützen.

Die Lösung ist wegen des Unterwasseraushubs und der notwendigen Taucherarbeiten sehr aufwendig. Sie erfüllt auch nicht die grundlegenden Forderungen der Wasserwirtschaft, keinesfalls in den Karsthorizont einzugreifen.

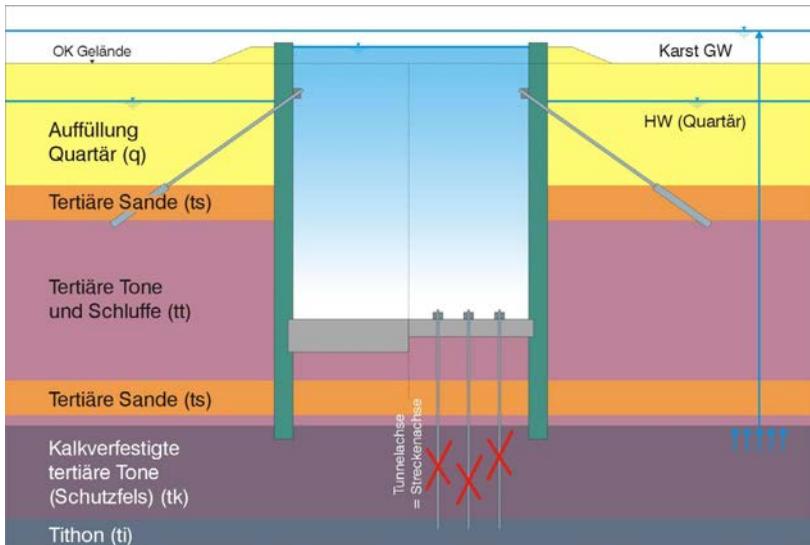


Bild 7: AUDI-Tunnel Amtsentwurf

3.3 Sondervorschlag Deckelbauweise mit Druckluft

Alle diese Nachteile vermeidet der ausgeführte Sondervorschlag als Deckelbauweise unter Druckluft (Bild 8). Der Bauablauf im Querschnitt dargestellt ist wie folgt.

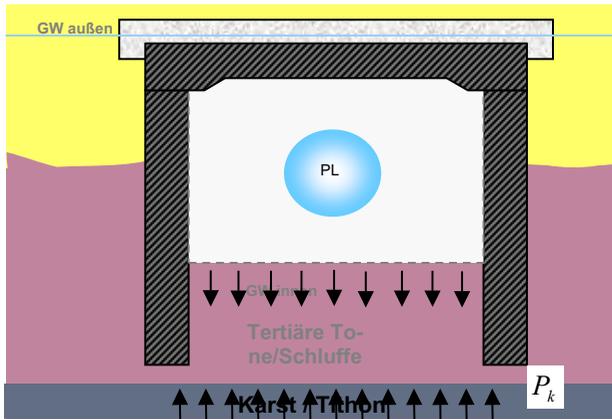


Bild 8: Querschnitt Sondervorschlag mit Druckluft

Oberhalb des späteren Tunnels, nur im qt – Aquifer, genügt eine weniger aufwendige temporäre Baugrube. In den Stauer aus tertiären Tonen bindet eine Dichtspundwand ein (Bild 9).

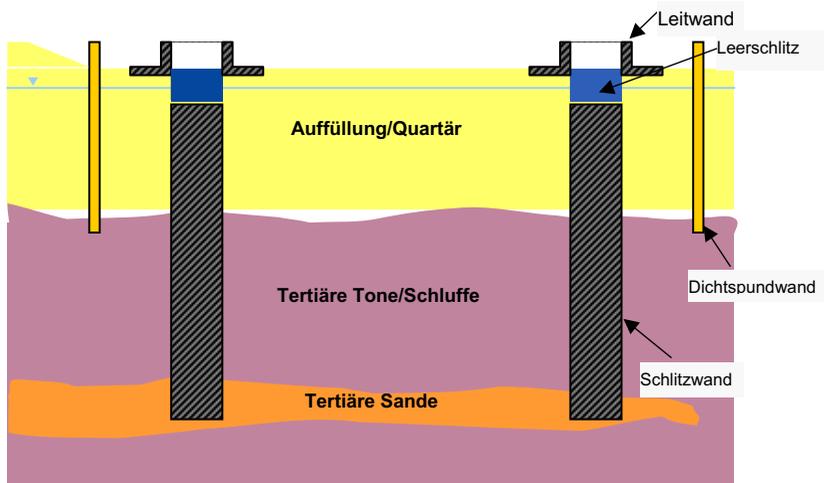


Bild 9: Phase 1 der Deckelbauweise unter Druckluft

Die Schlitzwand wird im Bereich des späteren Tunnels und als Teil des endgültigen Tunnels verwendet. Die Schlitzwand wird nur so hoch betoniert, wie sie auch im Endzustand gebraucht wird. Darüber wird ein Leerschlitze ausgeführt. Die Herstellung der Schlitzwand kann weitgehend in der geböschten Baugrube erfolgen.

Innerhalb des Dichten Troges aus Dichtspundwand und dichtem Boden erfolgt der Aushub für die Deckelherstellung (Bild 10).

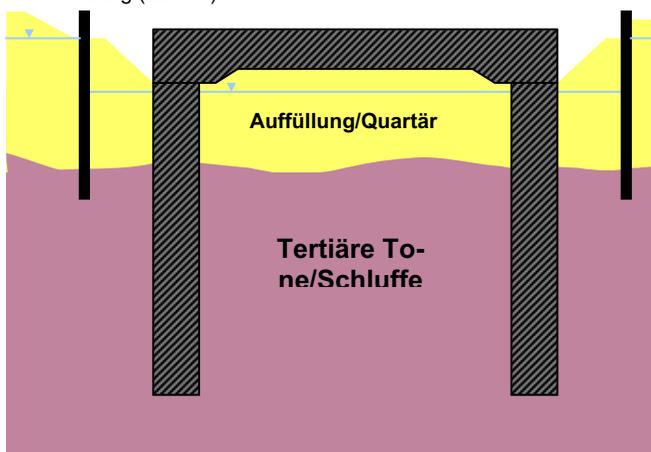


Bild 10: Phase 2 der Deckelbauweise unter Druckluft: Deckelherstellung

Die Tunneldecke ist die einzige Aussteifung. Anker sind nicht erforderlich.

Anschließend kann im Quartär verfüllt werden. Die Hydrologie im qt – Aquifer ist sehr schnell wieder hergestellt. Es ist keine Grundwasserumleitung über längere Zeit erforderlich.

3.4 Tunnelvortrieb unter Druckluft

Der weitere Aushub erfolgt unter dem Deckel unter Druckluft als Tunnelvortrieb. Die Dichtwirkung des Stauers wird daher genutzt, eine zusätzliche Auflast stellt der Luftdruck dar.

Er wirkt direkt auf den dichten Ton („Membranmodell“), und hat neben der aktiven Stützung gegen den Karstwasserdruck noch eine zweite Wirkung: Er stützt die Baugrubenwände (Bild 8, Bild 11).



Bild 11: Phase 4 der Deckelbauweise unter Druckluft Aushub unter dem Deckel (mit Druckluft)

Der Aushub unter dem Deckel ist eine Linienbaustelle, ein Tunnelbau.

Die Arbeitsorte in der Übersicht sind, von vorne nach hinten, von rechts nach links (Bild 12):

Der Ausbruch erfolgt mit dem Tunnelbagger, zunächst in einer „Kalotte“, bis 2 m über dem Endaushub.

Von der Berme aus werden Entspannungsbohrungen abgeteuft. Diese Entspannungsbohrungen bedürfen einer zusätzlichen Erläuterung.

Die Geologie hat sich in der Realität wesentlich komplizierter dargestellt als nach Voruntersuchungen zu erwarten war. Die tertiären Tone wirken zwar – wie angenommen – als Stauer, als Trennschicht zum Karstgrundwasser. Aber innerhalb dieser Tone sind Sandlagen eingeschaltet, die zum oberen – zum qt-Aquifer – gehören.

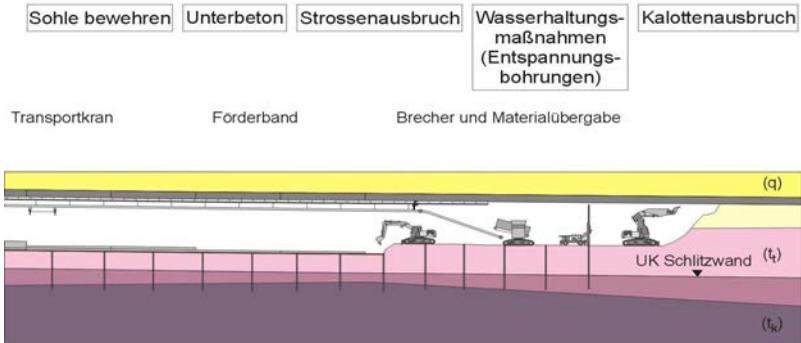


Bild 12: Linienbaustelle vorderer Teil

Die Sandlinsen mit gespanntem Grundwasser lassen sich mit der Druckluft allein nicht beherrschen. Die Druckluft als Wasserhaltung funktioniert nur mit der strömenden Luft, die das Wasser mitziehen kann. In abgeschlossenen Linsen strömt aber keine Luft, auch bei ausreichendem Gegendruck würden die Sande zum Ausfließen neigen (Bild 13).

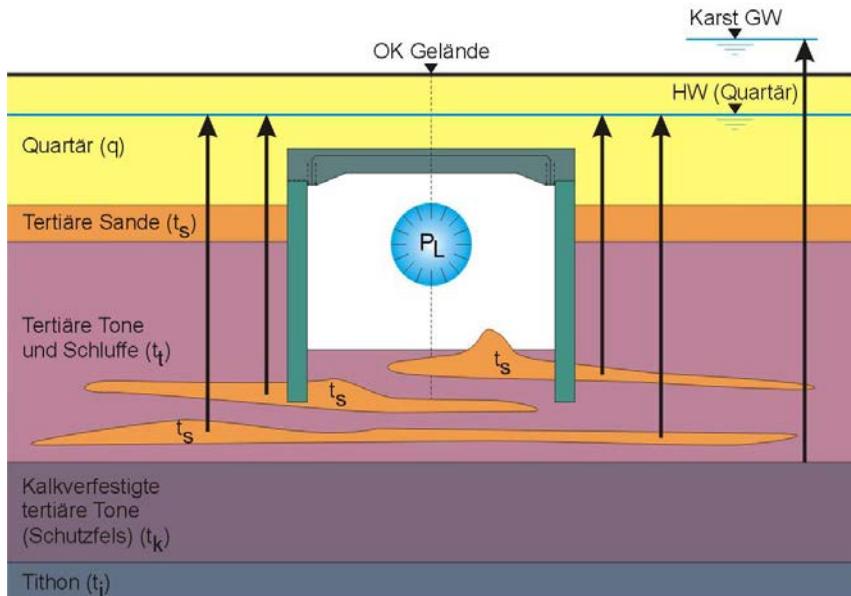


Bild 13 a: Gespanntes Grundwasser in Sandschichten - Querschnitt

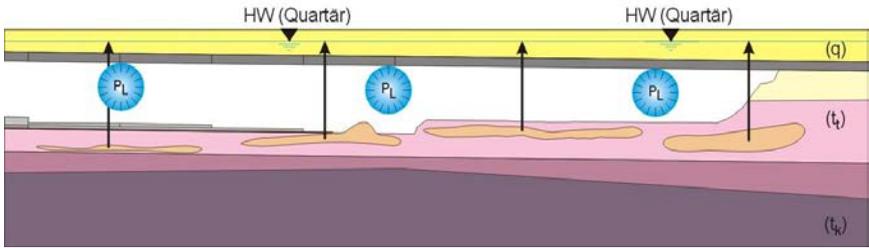


Bild 13 b: Gespanntes Grundwasser in Sandschichten – Längsschnitt ohne Bohrungen

Die Lösung sind die Entspannungsbohrungen, die von der Voraushubberme aus gebohrt werden (Bild 14, Bild 15).

- Die Vorentspannung mindert den notwendigen Luftdruck.
- Die Bohrungen verbinden die Sandlinsen und ermöglichen einen Luftstrom

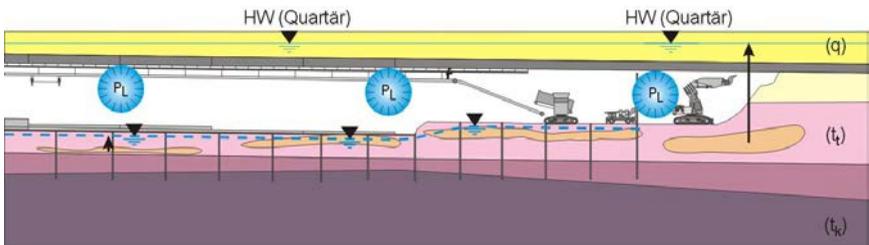
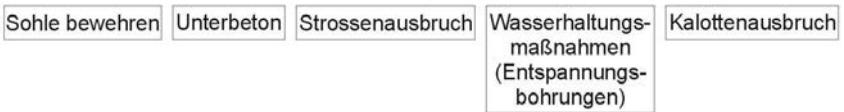


Bild 14: gespanntes Grundwasser in Sandschichten – Längsschnitt mit Bohrungen

Der erdstatische Nachweis, der sich aus den Entspannungsbohrungen ergibt, kann aus den klassischen Theorien des Tiefbaus abgeleitet werden (Bild 16).

Der Wasserdruck außen, für den q_t – Aquifer kann man direkt bis zum Stauer antragen.

Der Luftdruck innen wirkt nicht als Last auf die Tunnelsohle, sondern als Druck von innen auf den Schlitzwandfuß. Der Wasserdruck auf der Höhe der Tunnelsohle steht im Gleichgewicht mit dem Luftdruck. Am Schlitzwandfuß ist er um die Einbindetiefe „t“ der Schlitzwand erhöht.

Der innere Wasserdruck am Schlitzwandfuß ist damit bestimmt. Und, eingelagerte relativ durchlässige Sande vorausgesetzt, muss der Wasserdruck am Schlitzwandfuß innen und außen gleich sein.

Als Verbindung zwischen den beiden bekannten Wasserdruckkoordinaten außen wird der Wasserdruckausgleich bis zur Baugrubensohle unterstellt. Das ist auf der sicheren Seite gegenüber der Annahme eines Wasserdruckausgleichs von UK Quartär bis UK Schlitzwand.

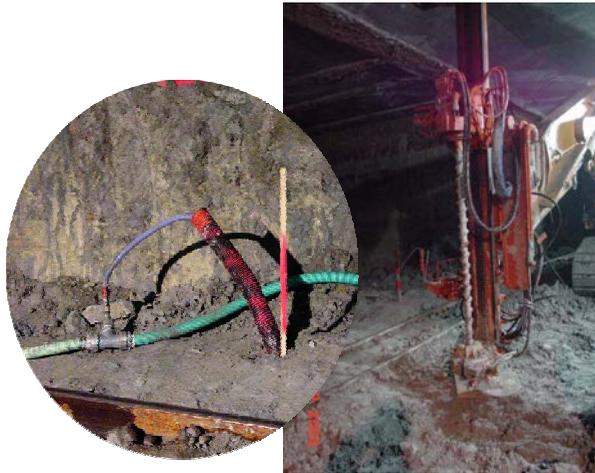


Bild 15: Entspannungsbohrungen

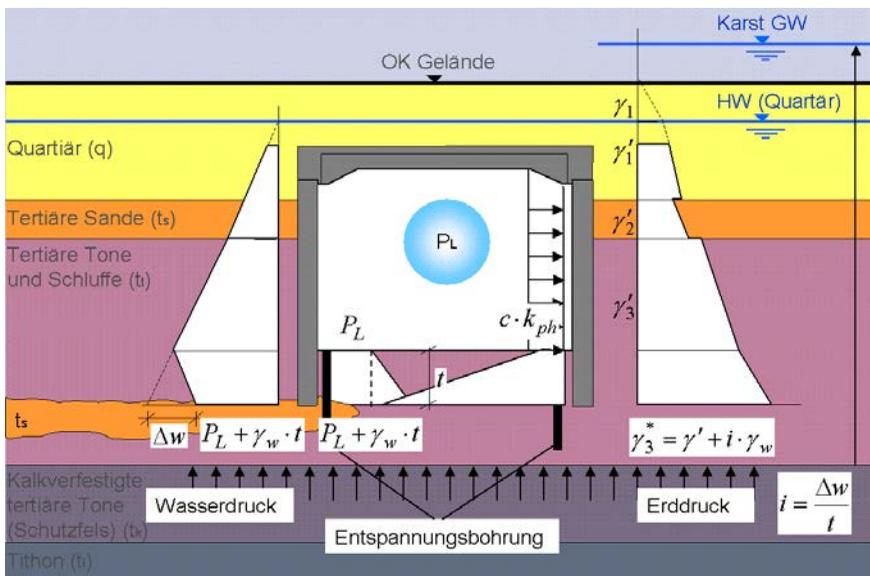


Bild 16: Nachweis RQ A1 komplett mit Geologie und Erdrücken außen und innen

Das Erddruckbild ergibt sich aus diesem Wasserdruckmodell. In der Schicht des starken Wasserdruckabbaus wird die Durchströmung berücksichtigt, d. h. die Wichte des Bodens erhöht sich um den Strömungsdruck. Den Bereich unter der Baugrubensole dafür anzusetzen ist auf der sicheren Seite, da hier der Erdwiderstand vermindert wird.

Die Linienbaustelle des Vortriebes setzt sich fort mit den Stationen (Bild 17):

- Übergabe zum Förderband
- Restaushub der Berme
- Einbau Unterbeton
- Bewehren und Betonieren der Sohle
- Schalen, Bewehren und Betonieren der Wände
- Übergabe auf Gleisschutterung



Bild 17 a: Linienbaustelle: Herstellung der Innenschale

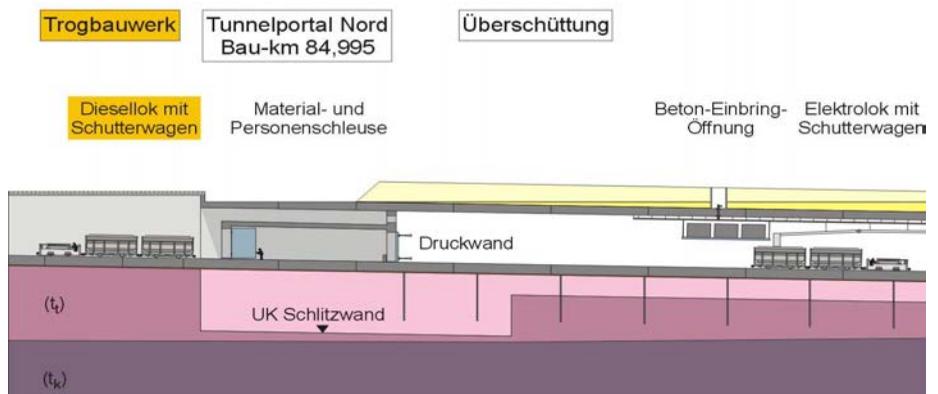


Bild 17 b: Linienbaustelle: Druckschleuse und Portal

Der gesamte Tunnel, bis auf den Innenausbau, wird unter Druckluft hergestellt. Mit dem Betonieren der Wände ist der statisch wirksame Tunnelrahmen hergestellt.

Am Anfang des Tunnels, am Ende der Linienbaustelle „Druckluftvortrieb“, befindet sich die Druckschleuse, bestehend aus Materialschleuse und Personenschleuse.

Naturgemäß muss im Bereich der Druckschleuse der Tunnel vorab ohne Druckluft hergestellt werden. Dies war an der gegebenen Stelle möglich, da das gespannte Grundwasser einen ausreichenden Abstand zur Tunnelsohle hat.

Die stützende Wirkung der Druckluft zeigt deutlich der Sprung der Schlitzwandtiefe zum atmosphärischen Bereich: Die Einbindetiefe beträgt 7 m statt 2,50 m im Druckluftbereich.

4 Zusammenfassung

Nur zwei von vielen Varianten der Deckelbauweise haben wir Ihnen vorgestellt.

In beiden Projekten sind Elemente des klassischen Tiefbaus enthalten, wie die Coulombsche Erddruckberechnung und die Herstellung der Baugrube.

Beide Projekte haben ebenso Elemente des Tunnelbaus, wie die Linienbaustelle und die Nutzung der Bodeneigenschaften als Teil der Bauweise.

Tunnel in Deckelbauweise erfordern die Tradition und das Wissen des Tiefbaus, sie erfordern ebenso die Tradition und das Wissen des Tunnelbaus.

Tunnel in Deckelbauweise sind Tiefbau und Tunnelbau.



Bild 18: Tunnelportal Tunnel AUDI

Systematische Sicherung einer sich stetig ändernden Böschung bei ständigem Rückbau unter laufendem Zugverkehr

Dipl. Ing. (FH) Stefan Medel
Bilfinger Berger AG

Verlängerung der bestehenden U-Bahn Station „Ostbahnhof“ – Frankfurt am Main

Die Bilfinger Berger AG, Niederlassung Ingenieurbau Süd, wurde im Frühjahr 2001 von der Stadt Frankfurt am Main mit der Verlängerung der bestehenden U-Bahn Station „Ostbahnhof“ beauftragt. Bei diesem Bauvorhaben handelte es sich um ein Kreuzungsbauwerk der Frankfurter U-Bahn (Stadtbahn) und der Deutschen Bahn AG (Bild 1).

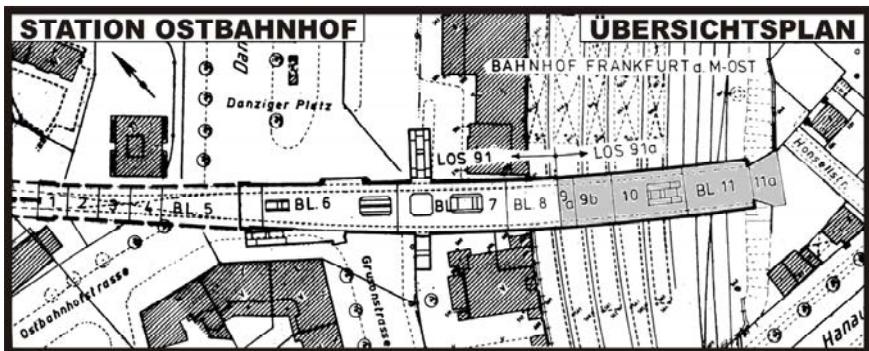


Bild 1 Übersichtsplan der Stationsverlängerung, Blöcke 9a bis 11a

Entgegen dem von der Stadt Frankfurt vorgesehenen Entwurf eines Bauwerks in konventioneller Deckelbauweise wurde dem Sondervorschlag „Bauwerksdurchpressung“ der Vorzug gegeben. Dieser sah vor einen Großteil der Verlängerung unter den in Betrieb befindlichen Gleisen der Eisenbahn (DB AG) durchzupressen und an die bestehende U-Bahn Station (Block 8) anzuschließen. Besonderheit hierbei war die Dimension des Durchpresskörpers. Mit einer Breite von 18 Metern und einer Höhe 15 Metern, sowie einer Länge von jeweils rund 30 m pro Block wurde hier ein Bauwerk in der Größe eines fünfstöckigen Wohnhauses auf eine Strecke von über 56 m Strecke unter dem „rollenden Rad“ durchgepresst.

Die bestehende U-Bahn Station „Ostbahnhof“ endete über mehrere Jahre hinweg in einem Kopfbahnhof direkt an einem Bahndamm im Osten der Stadt Frankfurt. Auf dem Bahndamm verliefen neun in Betrieb befindliche Gleise der DB AG, darunter auch zwei stark frequentierte ICE-Gleise.

1 Abmessungen / Geologie

Die seit Mitte der neunziger Jahre bestehende U-Bahn Station wurde um ca. 70 m verlängert. Realisiert wurde dies durch einen rechteckigen Stahlbetonrahmen, der in etwa 2/3 der Gesamthöhe nochmals durch eine Zwischendecke unterteilt ist
(

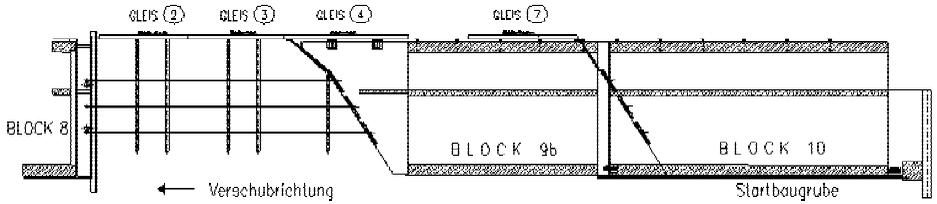


Bild 2).

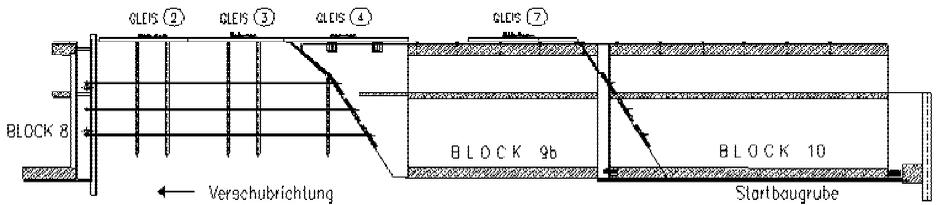


Bild 2 Längsschnitt durch das Verschubbauwerk

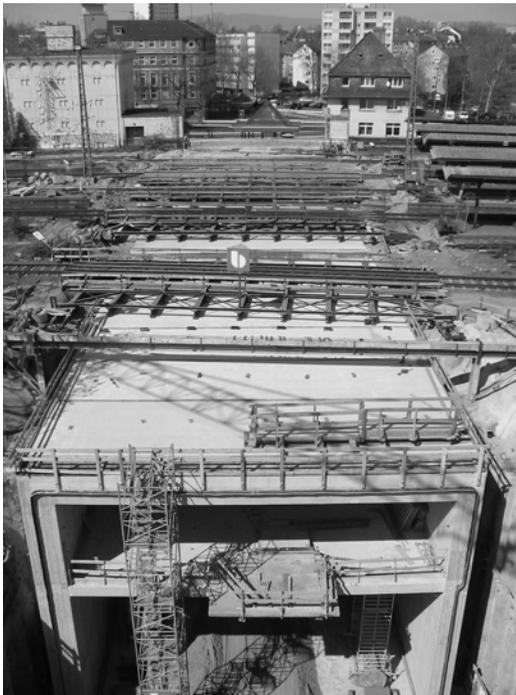


Bild 3 Durchpressung der U-Bahn Station Ostbahnhof

Geographisch liegt die Station Ostbahnhof etwa 500 Meter vom Main in nord-östlicher Richtung entfernt. Das Grundwasser stand ca. 4 m unter der Geländeoberkante bzw. dem Straßenniveau an.

Gemäß der Skizze (Bild 4) gliederte sich der Aufbau des Baugrundes wie folgt: Im Bahndammbereich (0 bis +6 m) ältere und neuere Auffüllungen, überwiegend bestehend aus Sand und Schuttresten. Unterhalb der Auffüllung befand sich eine etwa 2 m starke Schicht aus bindigem dunkelbraunem Hochflut-Lehm. Darunter befanden sich die sogenannten Mainsande/Mainkiese, Diese meist stark sandigen Kiese traten in einer Mächtigkeit von bis zu 6 Metern auf und stellten aus der Sicht der Böschungssicherung auch das größte Problem dar. Im Gründungsbereich befand sich der sehr feste, hellgraue Cyrenen-Mergel. Der Ton, welcher dem Tertiär zugeordnet wurde, ging im Sohlbereich in festen Kalkstein über.

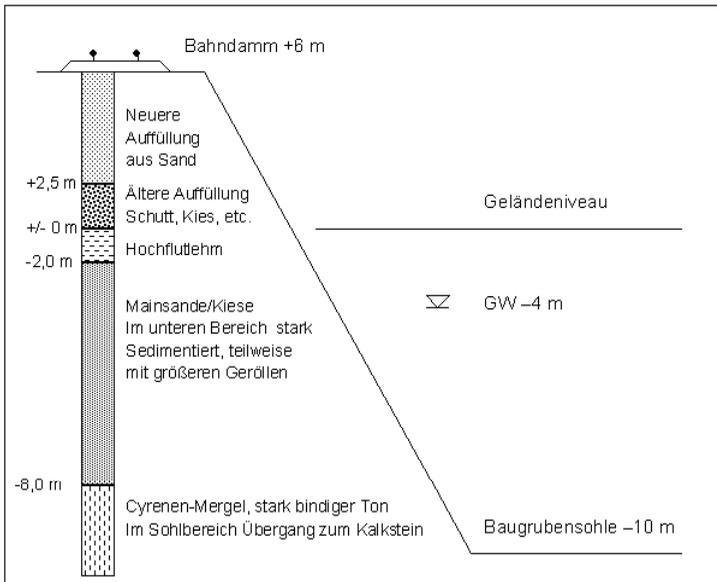


Bild 4 Geologischer Schnitt durch Bahndamm und Startbaugrube

2 Sicherung der Vortriebsböschung

Von großer Bedeutung bei der Durchpressung der U-Bahn Verlängerung Ostbahnhof war die Wahl des geeigneten Schneidenwinkels. Aus dieser Festlegung heraus resultierte die Größe und somit das Gewicht der Stahlbeton-Schneide. Wäre der übliche Schneidenwinkel von 45-50° gewählt worden, hätte dies bei einer Bauwerkshöhe von 15 m auch eine Länge der Schneide von ca. 15 m bedeutet. Aufgrund der vorhandenen Bebauung konnte die Startbaugrube jedoch nur rund 30 m lang hergestellt werden. Somit wäre durch die sehr „lange“ Schneide eine starke Kopflastigkeit entstanden, da für die Herstellung des Rahmens ebenfalls nur ca. 15 m Länge verblieben wären. Die Kopflastigkeit musste vermieden werden um ein Eingraben des Bauwerks beim Vers Schub zu minimieren. Der Vorteil bei einem flacheren Schneidenwinkel wäre jedoch gewesen, dass die Sicherung der Böschung durch den flacheren Winkel entfällt oder zumindest nur noch von geringer Bedeutung ist.

Nach Abwägung der Risiken wurde der Schneidenwinkel auf 60° festgelegt. Hierdurch musste jedoch eine Sicherung für die Vortriebsböschung konzipiert werden, die einen abschnittweisen Rückbau bei ständiger Einhaltung der erforderlichen Standsicherheit ermöglichte. Die Lasten aus dem Bahnbetrieb wurden von der Böschung durch die eingerüttelten Rammträger abgekoppelt.

2.1 Prinzip der Elementplattenlösung

Entsprechend den Forderungen aus dem Bauverfahren nach ständiger Rückbaubarkeit der Böschung bei gleichzeitiger Einhaltung der Standsicherheit, wurden mehrere Verfahren diskutiert. Zur Wahl standen eine Injektion des Boden mit Zementsuspension oder Weichgel, eine Bodenvereisung oder eine Sicherung mittels Ankern bzw. Dübeln. Die Möglichkeiten durch Injektion oder Vereisung wurden jedoch verworfen, da nur ein Teil der Böden für diese Verfahren geeignet gewesen wäre. Letztlich fiel die Entscheidung für eine Sicherung der Böschung mit Stahlelementplatten (Bild 5) die mit Ankern auf die Böschungsoberfläche gespannt werden.

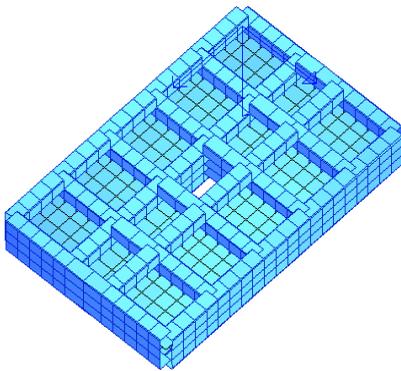


Bild 5 Rechenmodell für die umsetzbaren Ankerplatten

Da aus dem bestehenden Bauwerk (Block 8) noch stirnseitig eine Verbauwand vorhanden war (Bild 6) konnte mittels entsprechend langen Ankern und einer Rückverhängung das Prinzip des Fangedamms angewendet werden. Die vorhandene Verbauwand bestand aus senkrecht eingestellten HEB 600 Trägern mit Spritzbeton- bzw. Holzausfachung musste nur bedingt ertüchtigt werden.



Bild 6 Alte Verbauwand zur Aufnahme der Anker

Um die Platten während der Rückbauphase der Böschung mit dem Bagger heben zu können, wurden die Abmessungen auf 1,80 m x 2,80 m, bei einem Gewicht von rund 1,7 to, begrenzt. Eine hohe Biegesteifigkeit wurde durch aufgeschweißte Rechteckrohre auf der Rückseite der Stahlplatten erreicht. Die 60° Neigung der Böschung wurde mittels einer Ankerplatte auf das Element übertragen (Bild 7).

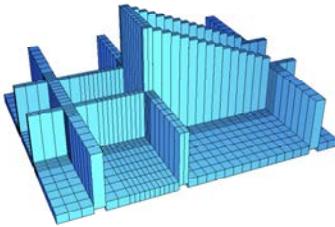


Bild 7 Detail des Rechenmodells für die umsetzbaren Ankerplatten

Die Statik für die Böschung ergab eine Anzahl von 18 Stahlelementplatten, die mit Ankerkräften von je 600 kN vorgespannt werden. Die Platten wurden in 3 Reihen je 6 Platten aufgeteilt, wobei zwischen den Elementen ein Abstand von rund einem halben Meter verblieb. Um ein gutes Ausbrechen des Bodens beim Verschieben an den Schneiden zu ermöglichen, wurde ein Abstand der ersten Platte von 1,5 m von der Innenkante festgelegt.

Als Anker wurden DYWIDAG Gewinde-Stäbe 36E (Ø36 mm, hochfester Stahl, Bruchlast 1300 kN, Einzellänge 18 m) mit Verbindungsmuffen eingebaut. Die Vorspannung wurde mit einem Handspannaggregat zum Setzen und Lösen der Platten aufgebracht.

Zum Rückbau der Böschung wurde die Standsicherheit so berechnet, dass stets zwei Platten gleichzeitig entfernt werden konnten. Dies bedeutete, dass sich in dem freigelegten Bereich ein Gewölbe ausbilden muss und die Kräfte aus der Böschung sich in die benachbarten Platten umlagern.



Bild 8 Eingebaute umsetzbare Ankerplatte

2.2 Herstellung der 60 m langen Horizontalbohrungen und Anker

Die definierte Anordnung der Stahlelementplatten, sowie die 72 Rammträger im Boden und der bestehende Verbau in der Startbaugrube erforderten eine äußerst exakte Herstellung der Anker über eine Strecke von 60 Metern. Lage- und Höheabweichungen von maximal 20-30 cm waren gefordert, damit die Plattenabstände und somit das Gewölbe nicht zu groß werden. Mit einem herkömmlichen Ankerbohrgerät wäre diese Maßhaltigkeit auf diese Strecke nicht zu erzielen gewesen. Deshalb wurden die Bohrungen mittels gesteuerter Horizontalbohrtechnik hergestellt.

Hierfür wurde bei der Herstellung der Startbaugrube jeweils eine Bohrebene geschaffen, von der aus die Bohrungen hergestellt wurden (Bild 9). Die Pilotbohrung \varnothing 4-5 cm wurde mittels Sensorik und mitgeführtem Kabel (Wireline-Verfahren) geortet und gesteuert. Der entstehende Bohrkanal wurde durch eine Bentonit-Suspension gestützt. Der Zielschacht wurde gleichmäßig mit der Startbaugrube abgeteuf und somit konnte nach dem Durchdringen des Verbaus durch die Pilotbohrung der Aufweitkopf (Back reamer) und das PE-Leerrohr aufgesetzt werden. Problematisch war hierbei jedoch der geringe Abstand der Verbauwand von 1,5 m zum Bestandsbauwerk. Sowohl der rund 15 m tiefe Erdaushub, der Stahlbau für die Rückverhängung der Anker, der Einbau der Drucksteifen für die bestehenden Pfähle und zuletzt das rund 60 m lange PE-Rohr mussten in diesem schmalen Spalt eingebaut werden. Beim Zurückziehen des Bohrgestänges wurde die Bohrung aufgeweitet und die Verrohrung eingebracht. Die 18 m langen Einzelstäbe der Anker wurden mittels Traverse und Kran von der Seite der Startbaugrube aus eingeschoben. Die erforderliche Länge von rund 60 m wurde mittels Verbindungsmuffen hergestellt.



Bild 9 Horizontalbohrung für Anker

Zum Nachweis der Umlagerung der Lasten bei der Wegnahme von zwei Platten wurde eine Probestöschung hergestellt, bei der der Rückbau simuliert wurde. Die Ankerkräfte wurden über Kraftmessdosen beobachtet.

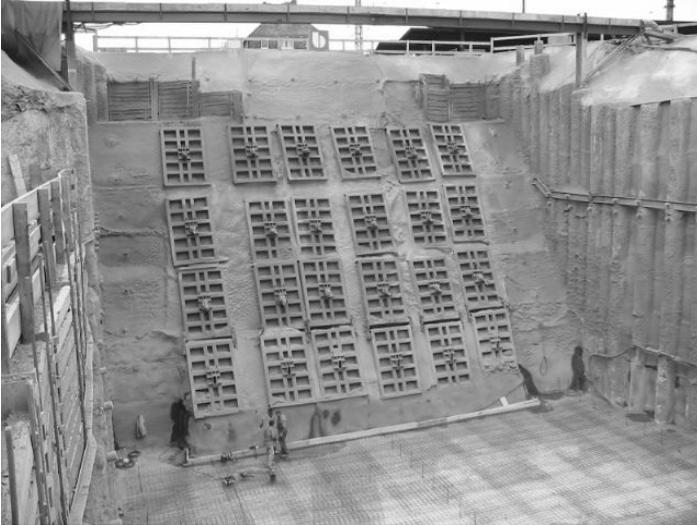


Bild 10 Böschung mit Ankerplatten

2.3 Herstellung der Vortriebsböschung

Die Startböschung wurde aufgrund Ihrer relativ langen Standzeit (Herstellung des ersten Vorpressblocks) zwischen und neben den Platten zusätzlich mit Spritzbeton gegen Oberflächenerosion gesichert. Im Vortrieb konnte wegen der geringen Standzeit kein Spritzbeton eingebaut werden. Hier musste sich eine Gewölbewirkung einstellen. Die Böschung wurde stets um zwei Meter zurückgebaut und anschließend das Bauwerk um den gleichen Betrag noch vorne gepresst.

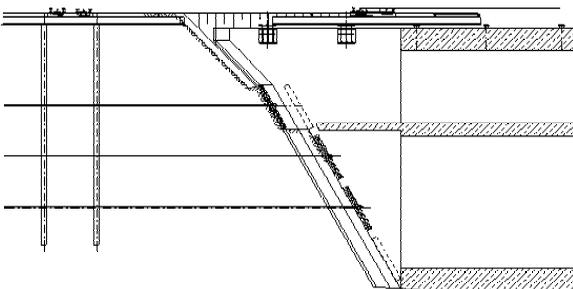


Bild 11 Querschnitt durch die Vortriebsböschung

Für den Rückbau der Böschung wurde die folgende Abbaureihenfolge festgelegt und ausgeführt (Bild 11):

- Rückbau der ungesicherten Böschungskrone (die obersten 3 m der Böschung waren unter 45° abgeflacht) um zwei Meter
- Entspannen und Abheben der äußersten linken Platte in der obersten Plattenreihe
- Entspannen und Abheben der rechts daneben liegenden Platte
- Aushub im Bereich der ersten Platte um ein Abschlagmaß von rund 2 Meter
- Setzen und Vorspannen der ersten Platte mit 600 kN Ankerlast
- Entspannen und Abheben der dritten Platte von links in der obersten Reihe
- Aushub im Bereich der zweiten Platte um ein Abschlagmaß von 2 Meter
- Setzen und Vorspannen der zweiten Platte mit 600 kN
- Vorgang wiederholte sich, bis alle Platten der obersten Reihe um 2 Meter zurückgebaut waren
- Anschließend wurde die zweite und danach die dritte Plattenreihe zeilenweise zurückgebaut (Bild 12)
- Im Übergangsbereich zwischen den sandigen Kiesen und dem Mergel wurde eine zusätzliche
- Plattenreihe an die dritte Reihe als Oberflächenschutz angehängt.



Bild 12 Umsetzen der Ankerplatten

Das Abheben der Stahlelementplatte und die Profilierung der Böschung wurde mittels Kettenbagger vorgenommen. Hierfür wurde in der oberen Ebene ein 15 to und im unteren Bereich ein 25 to Bagger eingesetzt. Zum sicheren Arbeiten in einer Absturzhöhe von rund 10 m wurde eine fahrbare Gelenkarbeitsbühne eingesetzt. Von hier aus wurden die PE-

Rohre und der Ankerstahl gekürzt, die Handspannpresse auf- und abgesetzt sowie die Rammträger abgebaut.

2.4 Durchführung der Durchpressung

Zu Beginn eines jeden Verschubtaktes wurde die Böschung zurückgebaut (Bild 13). Hierbei wurden die rückverankerten Stahlelementplatten nacheinander entspannt, von der Böschung abgehoben und der anstehende Boden um ca. 2 m zurückgebaut. Danach wurden die Platten wieder aufgesetzt und angespannt. Dieser Vorgang wiederholte sich zeilenweise, bis sämtliche Platten zurückversetzt waren. Im Anschluss an den Plattenrückbau wurde der Bereich vor der Bodenplatte des ersten Verschubblockes (9b) ausgehoben. Nach Herstellung des Planums bzw. kurz vor dem Verschub wurden die Bereiche unmittelbar neben der Schneide (auf der Innenseite des Bauwerks) freigebaggert. Allerdings nur soweit, dass sich beim Verschub an dieser Stelle ein „Grundbruch“ einstellen konnte und die seitliche Böschung dennoch gestützt wurde.



Bild 13 Rückbau der Böschungssicherung im Unteren Bereich des Rahmens

Nach erfolgtem Verschub (4 einzelne Vorschubetappen á 50 cm) wurde die Böschung nach gleichem Schema erneut zurückgebaut.

Durch die hohe Disziplin beim Rückbau der Böschung und die ständige maßliche Kontrolle konnte der Rahmen nach 56 m Verschubweg mit nur 2 cm Abweichung in die Endlage gebracht werden.

Die Konstruktion der Böschungssicherung erwies sich zwar als aufwendig, aber dennoch als praktikables Mittel zur Handhabung schwieriger Böschungsgeometrien und unterschiedlicher Bodenschichtungen.

Besonderheiten bei Tunneln parallel zum Hangfuß am Beispiel der Ortsumfahrung Bad Ems

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München und
Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

BD Dipl.-Ing. B. Winkler
Landes-Straßen-Verwaltung Rheinland-Pfalz, Koblenz

1 Einführung

Die Bundesstraße 260 verläuft zwischen Lahnstein und Nassau im engen Lahntal und belastet mit etwa 10000 Kfz pro Tag die darin liegenden Ortschaften mit Staus, Lärm und Abgasen. Dies betrifft vor allem auch die Kurstadt Bad Ems, deren Lebensgrundlage Fremdenverkehr und Kurbetrieb durch die Verkehrssituation mit bis zu 85 % Durchgangsverkehr gefährdet ist. Daher wird eine Umgehungsstraße gebaut, deren erste Planungen in den Anfang der sechziger Jahre zurückreichen. Aus vielen Varianten kam die einer Trasse im Tal, am südlichen Talrand, zwischen einer dort bestehenden Eisenbahnlinie und dem Hangfuß des bis 250 m über die Lahn reichenden Malbergs zur Ausführung ([Bild 1](#)). Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich dabei mit einem im Verlauf der Umgehung zwischen 2001 und 2004 hergestellten Hangtunnel, der mehrere geotechnische Besonderheiten aufweist, für die Lösungen aufgezeigt werden, die auch über die konkrete Situation hinaus relevant sind.

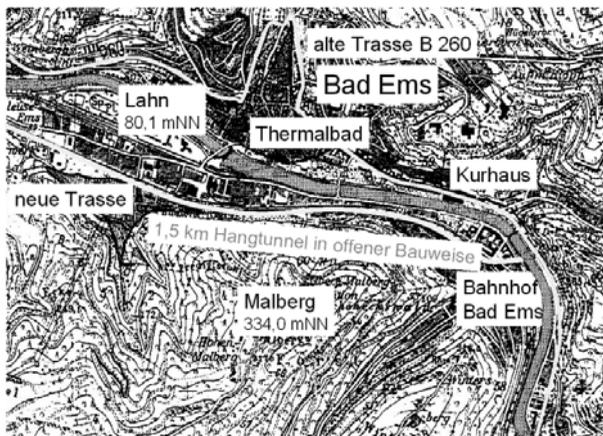


Bild 1: Lage der neuen B 260 am Hangfuß des Malberg

2 topografische Situation, Baugrund und Grundwasser

Die gewählte neue Trasse der B 260 südlich einer bestehenden Bahnstrecke bedingt auf etwa 1,5 km Länge ihre Verlegung in einen Tunnel, der überwiegend im Hangfuß des Malbergs liegt. Er wurde in offener Bauweise hergestellt. Wahrscheinlich wurden bei der Planung einer offenen Bauweise Kostenvorteile zugeordnet. Nach Kenntnis aller technischen Randbedingungen wäre eine bergmännische Alternative, die wesentlich tiefer im Hang liegt, sicher wirtschaftlich attraktiv gewesen, war dann aber planrechtlich nicht mehr erreichbar. Der bewaldete Hang steigt etwa unter 45° an. Er ist durch Eintiefung der Lahn in das Devon entstanden und zeigt den in den Bildern 2 und 3 dargestellten **Baugrundaufbau**, wie er mit Bohrungen im Hangbereich erkundet wurde.

- Den tiefen Untergrund bilden mäßig harte, feinsandige Tonschiefer des Devon (Oberems), seine Schichten sind hier häufig unter 45° bis senkrecht verstellt. Sie streichen quer zur Trasse. In manchen Trassenbereichen reicht das Devon bis zur Geländeoberfläche, in anderen ist es von mächtigen Deckschichten überlagert. Die Erosionsoberfläche des Devon ist im Hang meist steil geneigt. Mit wirtschaftlich vertretbarem Erkundungsumfang ist sie nur grob zu bestimmen.
- Von der Lahn wurden Lahnkiese und Lahnsande abgelagert. Sie enthalten nur geringe Schluffanteile. Die Bestandteile reichen von Feinsand bis Kopfgröße; an der Basis sind auch größere Blöcke abgelagert. Die Lagerungsdichte ist mitteldicht und dicht.
- In Altarmen und Überflutungsbereichen wurden auch bindige Lahnablagerungen, feinsandige, tonige Schluffe weicher Konsistenz, teils mit humosen Anteilen bis 8 m unter dem Gründungsniveau des Tunnels abgelagert; in derartigen Bereichen wurden Tiefgründungen und Baugrundverbesserungen mit Rüttelstopfsäulen ausgeführt.
- Die Taleinschnitte im Devon wurden im Hang zum Teil von Hangschutt überdeckt: kiesigen bis kopfgroßen, scherbigem, harten Bruchstücken des Devon (Tonschiefer) in feinsandiger und schluffiger Matrix, weit gestuft, mitteldicht und dicht gelagert (GU, GT).
- Vor etwa 11 000 Jahren wurde bei einem Ausbruch eines Eifel-Vulkans Bimssand als Asche-Regen im Hang abgelagert und später wieder von Hangschutt überlagert. Es handelt sich um poröses Gesteinsglas in Grobsand- bis Feinkiesgröße. Im bodenmechanischen Labor wurden folgende Parameter bestimmt: Korndichte: $2,20 \leq \gamma_s \leq 2,50 \text{ g/cm}^3$ (6 Versuche); lockerste Lagerung: $0,81 \leq \gamma_{\min} \leq 1,07 \text{ g/cm}^3$; dichteste Lagerung: $1,13 \leq \gamma_{\max} \leq 1,27 \text{ g/cm}^3$; typischer natürlicher Wassergehalt: $w_n = 7 \%$; Reibungswinkel bei $D = 0,4$: $\varphi' = 44^\circ$ und bei $D = 0,5$: $\varphi' = 51^\circ$; keine Kohäsion; unterproportional ansteigende Scherfestigkeit bei hohen Spannungen; Ansatz: $\varphi' = 35^\circ$; $c' = 0$.

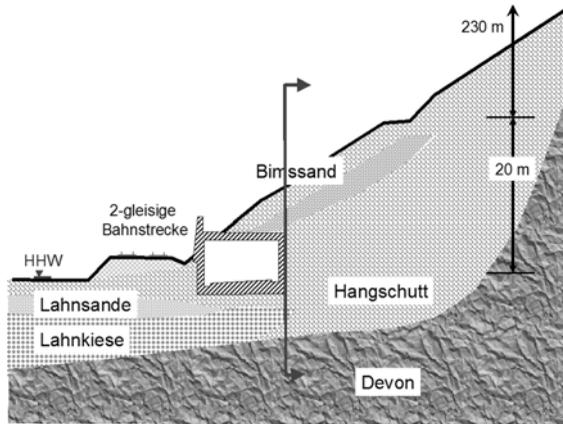


Bild 2: Geologischer Querschnitt bei km 2+800

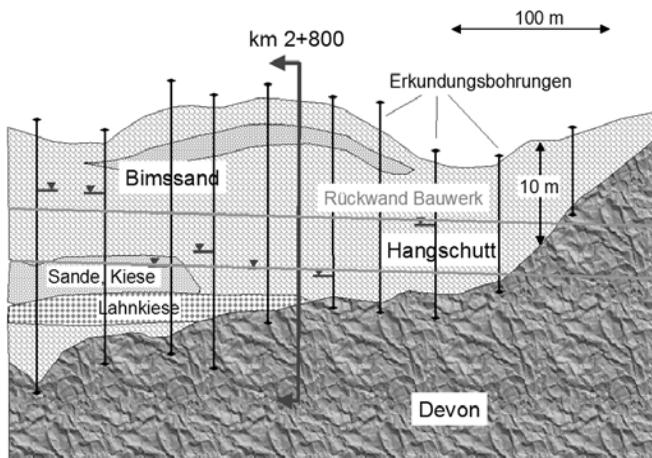


Bild 3: Geologischer Längsschnitt entlang der Tunnelrückseite

Die **Grundwassersituation** ist folgendermaßen ausgebildet:

- Das Talgrundwasser ist mit der Lahn gekoppelt; die höchsten Hochwasser reichen bis zur Geländeoberfläche im Tal. Die Lahnkiese sind nach DIN 18130 als "durchlässig", der Hangschutt im Talbereich als "schwach durchlässig" einzustufen. Da der Hangschutt deutlich geringer durchlässig ist als der Lahnkies, wurden wasserundurchlässige Verbauwände bis in den Hangschutt geführt und eine Restunterströmung in Kauf genommen.
- Die auf dem Malberg abregnenden Niederschläge speisen einen Kluftgrundwasserkörper im Festgestein. Vorfluter ist die Lahn. Das Wasser tritt über den Hangschutt zu Tal. Bei Bohrungen im Hang wurde in sehr verschiedenen Tiefen Wasser angetroffen.

- Aus großen Tiefen steigt in Bad Ems Thermalwasser auf. Die Quellen von Bad Ems (Quellenturm) lassen es punktuell zu Tage treten, dies ist an besondere Klüfte gebunden. Die Wassertemperatur beträgt bis zu 80° C, das Wasser ist kohlendioxidhaltig und stark aggressiv. Dies hat Auswirkungen auf die Herstellung von Ankern, für die bei Antreffen von Thermalwasser zuvor eine Gebirgsvergütung erforderlich war. Außerdem musste das Tunnelbauwerk vor korrosiven Angriffen geschützt werden und erhielt dazu eine 3 mm starke Abdichtung mit PE-Bahnen.

3 Planung der Baugrube; Sicherung und Stützung des Hanges

Für die Baugrube (Bild 4) wurde typischer Weise auf der Seite der Bahn eine Spundwand hergestellt, die das Wasser aus den Lahnkiesen absperrt. Sie wurde dazu in das Devon oder in den Hangschutt eingebunden. Ein Gleis der Bahn konnte gesperrt werden. Da im Hangschutt und in den Lahnkiesen Blöcke abgelagert sind, wurden mit Hilfe eines Drehbohrgerätes Bohrlöcher hergestellt, mit Kies verfüllt und in diese die Spundbohlen eingerüttelt. Die Grundwasserabsperrung war nur in begrenzter Länge und nur temporär zulässig. Daher wurden Bauabschnitte gebildet und die Spundwände nach Fertigstellung eines Abschnittes wieder gezogen. Die einzelnen Baugruben erforderten als teildichte Baugruben eine intensive Wasserhaltung.

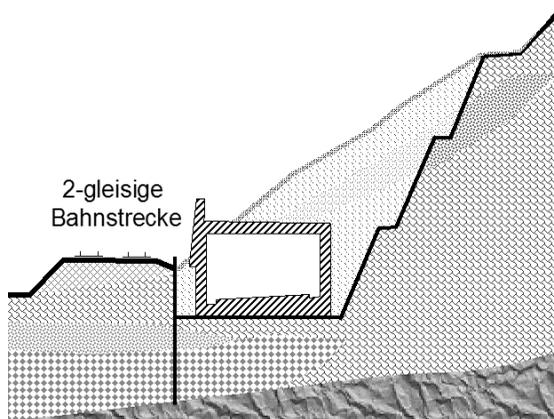


Bild 4: Geometrie der Baugrube



Bild 5: Steilböschung im Fels

Auf der Hangseite wurde eine gesicherte Steilböschung vorgesehen. Sie erhielt aus Gründen der Arbeitssicherheit Bermen und wurde im Mittel unter 65° geneigt. Dort, wo die Steilböschung in Felsbereichen anzulegen war (Bild 5), wurde das Material in der Regel mit dem Meißel gelöst. Teilweise kamen auch Felsfräsen zum Einsatz, die sich hinsichtlich eines schonenden Abtrags und einer einfachen Wiederverwendbarkeit des gelösten Materials positiv auszeichneten. Je nach der Orientierung des Trennflächensystems wurden Kluftkörper entweder systematisch oder gezielt einzeln durch Felsnägel gesichert. Bei kleinklüftiger Zerlegung des Devon wurde die Oberfläche mit einer bewehrten Spritzbetonschale versehen, in gering verwitterten Bereichen kamen - auch für im Endzustand frei stehende Felsböschungen - Steinschlagnetze zur Ausführung.

In einem großen zentralen Bereich lag die zu sichernde Steilböschung jedoch nicht in Festgesteinen, sondern im Hangschutt. Dabei konnte aufgrund der im Hang abgeteufte Bohrungen nicht exakt angegeben werden, in welcher Tiefe der Übergang vom Hangschutt in den Fels liegt. Auch deutlich oberhalb des Einschnittbereiches trat das Festgestein des Devon nicht zu Tage, wobei offen blieb, wie mächtig die Hangschuttauflage ist. Die Höhe des Hangschuttbereiches liegt damit bei mindestens 30 m, könnte aber auch 250 m betragen. Die Hangneigung beträgt im unteren Bereich des Malbergs etwa 45° .

Für Berechnungen der Standsicherheit - die hier noch mit dem Globalsicherheitskonzept durchgeführt wurden - und die Festlegung von Maßnahmen ist die Scherfestigkeit des Materials von Ausschlag gebender Bedeutung. Reicht der unter 45° geneigte Hangschutt wirklich bis in große Höhe über dem Talgrund, dann muss der Reibungswinkel des Materials mindestens 45° betragen - in diesem Fall spielt eine eventuell vorhandene geringe Kohäsion bei der Berechnung keine Rolle. Falls der Hangschutt aber 30 m oder 40 m oberhalb des Talfußes endet, könnte die in der natürlichen Situation bestehende Standsicherheit von mindestens $\eta = 1$ auch mit einem Reibungswinkel $< 45^\circ$ bei gleichzeitig wirksamer Kohäsion nachgerechnet werden. Für das Vorhandensein einer Kohäsion spricht die bindige Matrix zwischen dem abgelagerten Steinmaterial und die hohe Lagerungsdichte des Hangschutts, die sich durch hohe Schlagzahlen bei Sondierungen mit der schweren Rammsonde zeigte. Im Labor kann die Scherfestigkeit des Hangschutts aufgrund seiner z.T. grobstückigen Struktur, seiner Heterogenität und seiner kaum reproduzierbaren Lagerungsdichte nicht mit ausreichender Signifikanz bestimmt werden. Zur Bestimmung der Scherparameter des Hangschutts verbleibt als Lösung, eine Rückrechnung des offensichtlich standsicheren Hanges, der keine Hinweise auf lokale Rutschungen aufweist, durchzuführen. Dabei stellt sich die Frage, ob als Eingangsgröße einer solchen Rückrechnung eine Standsicherheit von nur gerade $\eta = 1$ oder eine höhere Sicherheit einzusetzen ist. Zur Festlegung von Maßnahmen zur Sicherung des Hanges ist zudem festzulegen, ob die Bauzustände mit einer Sicherheit von $\eta = 1,3$ nachzuweisen sind, oder ob man sich auch mit einer geringeren Sicherheit zufrieden geben kann, zumal auch für den vorhandenen natürlichen Hang niemand einen Standsicherheitsnachweis verlangt. Außerdem muss man klären, in welchem Umfang der natürliche Hang oberhalb des Bereiches, in den bautechnisch eingeschnitten wird, in Standsicherheitsuntersuchungen und Sicherungsmaßnahmen einbezogen wird.

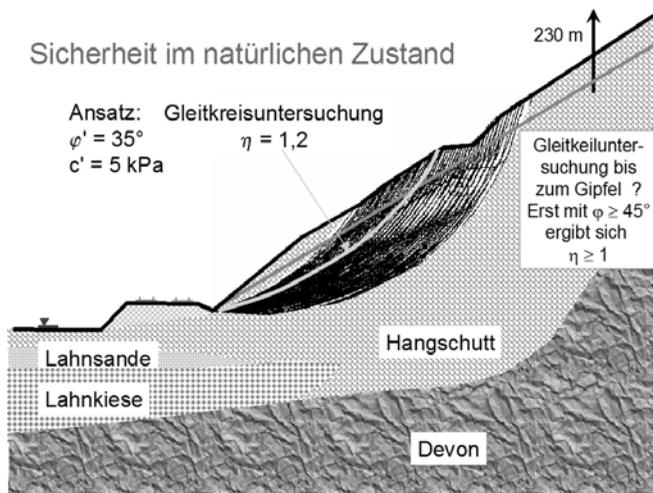


Bild 6: zur Standsicherheit im Ausgangszustand

Der Leser erkennt, dass hier zwingend und objektiv eindeutige Festlegungen der Scherfestigkeit nicht möglich sind. Sich bei allen genannten Punkten auf die sichere Seite zu legen, würde zu äußerst aufwändigen bautechnischen Sicherungsmaßnahmen führen und verbietet sich aus volkswirtschaftlicher Vernunft. Die Festlegungen mussten schließlich pragmatisch und nach Diskussion verschiedenster Szenarien im Einvernehmen mit Planer, Prüfer, Bauherrn und Bauaufsicht sowie unter Berücksichtigung einer möglichen fairen Einbindung in einen Bauvertrag mit einer zum Zeitpunkt der Planung noch nicht bekannten Baufirma getroffen werden. So wurde festgelegt:

- Ansatz der Scherfestigkeit $\varphi' = 35^\circ$; $c' = 5$ kPa. Mit diesen Scherparametern ergab sich für den maßgebenden Hangbereich im natürlichen Zustand eine Geländebruchsicherheit von $\eta = 1,2$ (Bild 6).
- Festlegung von Sicherungsmaßnahmen derart, dass mit diesen Scherparametern für die herzustellende Einschnittsböschung im Bauzustand eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,3$ nachgewiesen werden kann (Geländebruchsicherheit).
- Für die Sicherungsmaßnahmen in Form von Spritzbetonschale und vorgespannten temporären Ankeren werden Nachweise sowohl im Hinblick auf die Geländebruchsicherheit als auch gemäß den Vorgaben für eine Stützwand geführt.
- Für Bruchmechanismen, die höher reichen als die 2,5-fache Höhe des durch die Baumaßnahme bedingten Einschnitts, müssen keine Standsicherheitsnachweise geführt werden bzw. es werden keine bautechnischen Maßnahmen mit dem Ziel durchgeführt, die Standsicherheit für derartige Mechanismen zu erhöhen. Hintergrund dieser Festlegung ist die Überlegung, dass der Hang deutlich oberhalb des Einschnitts nicht sicherer werden muss als zuvor in seinem natürlichen Zustand, auch wenn für diesen eine Sicherheit nach den Regeln der Technik mit den genannten Scherparametern nicht nachweisbar ist. Eine Störung am Hangfuß (Wegnahme von Stützkräften), die durch Stützmaßnahmen in Form von Ankeren (Einleiten von Stützkräften, die größer sind als die weggenommenen) mehr als kompensiert wird, kann sich weit oberhalb der Störung im Hinblick auf ein zu erhaltenes Kräftegleichgewicht nicht mehr negativ auswirken.
- Anwendung der Beobachtungsmethode, also Berechnung eines erwarteten Verformungsverhaltens, Messung des tatsächlichen Verformungsverhaltens und Festlegung von ergänzenden Maßnahmen für den Fall unerwarteter Verformungen.

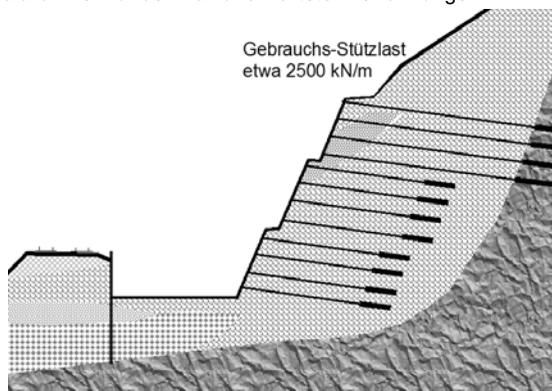


Bild 7: Lösung: verankerte Spritzbetonschale

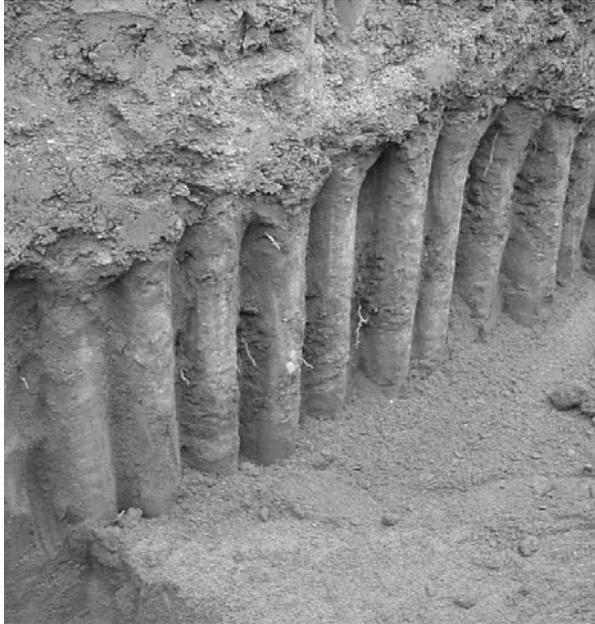


Bild 8: Stabverpresspfähle zur Sicherung des Bimssandes

Mit diesen Prämissen wurde als Lösung eine Spritzbetonschale zur Böschungssicherung entworfen (Bild 7), die mit Hilfe von vorgespannten Ankern und Ankerkopflatten-Fertigteilen den verbliebenen Hang hinter und oberhalb des zusätzlichen Einschnitts in den Hang stützt. Für den Entwurf ohne wesentliche Bedeutung ist dabei, ob die Anker bis in das Devon reichen oder im Hangschutt enden. Die Ankerlängen wurden derart ermittelt, dass auch bei vollständiger Lage der Verpresskörper im Hangschutt alle Nachweise erfüllt werden.

Bei der Ausführung der verankerten Spritzbetonschale musste der im Hang bestehende und vor Beginn der Baumaßnahme erkannte und beschriebene Bimssand angeschnitten werden. Dabei rieselte er beim Abgraben unterhalb eines bestehenden Abschnitts der Spritzbetonschale bei geringsten Erschütterungen aus. Um ihn zu halten, wurden zwei Lösungen diskutiert: Einrütteln von Kanaldielen oder Herstellen von Stabverpresspfählen in dichtem Abstand, von denen die letztgenannte zur Ausführung kam (Bild 8).



Bild 9: fertig gestellte verankerte Spritzbetonschale für den Hanganschnitt

4 Beobachtungsmaßnahme beim Hanganschnitt

Der Einschnitt in den Hang wurde mit einem aufwändigen Messprogramm begleitet. Ziel war, die erwarteten Verformungen zu überprüfen, die zuvor mit Hilfe von Finite-Element-Berechnungen, bei denen der Aushub simuliert und die stützende Wirkung der vorgespannten Anker berücksichtigt wurden, ermittelt worden waren. Im Fall unerwartet großer Verformungen wäre es erforderlich geworden, Zusatzmaßnahmen einzuleiten. Querschnitte wie der in Bild 10 dargestellte wurden im maßgebenden Hangbereich im Abstand von 50 m angeordnet. Die entsprechend den Berechnungen zu erwartende horizontale Verformung im Hangbereich betrug etwa 2 cm. Die gemessenen Verschiebungen gaben keinen Anlass, die Standsicherheit des gesicherten Hanges während der Aushubarbeiten anzuzweifeln und verstärkte Sicherungsmaßnahmen einzuleiten (Bilder 11 und 12).

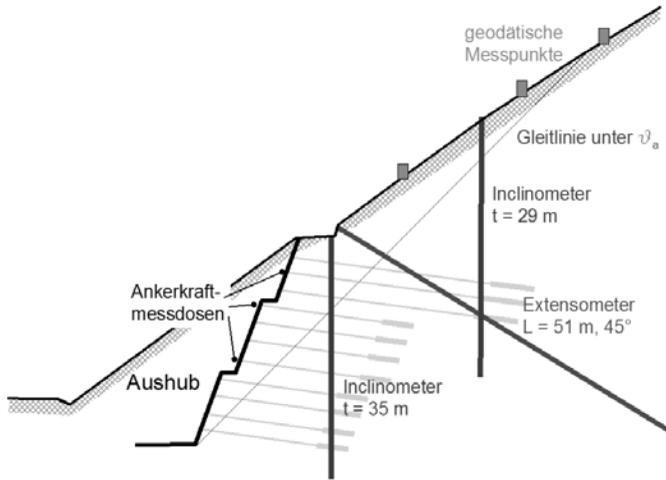


Bild 10: Messquerschnitt bei km 2+796

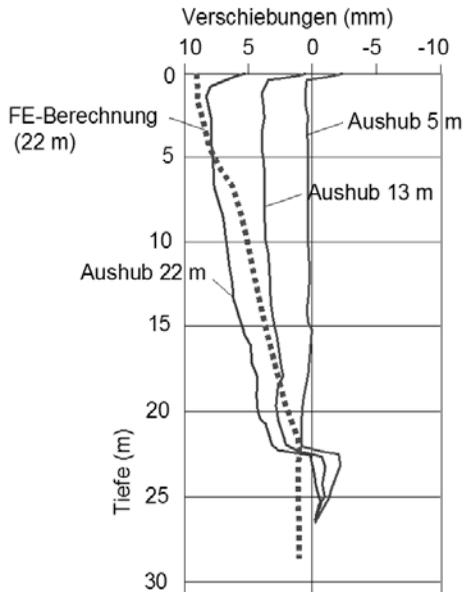


Bild 11: bei km 2+796 mit Inclinometer gemessene Hangverschiebungen und Vergleich mit FE-Berechnung

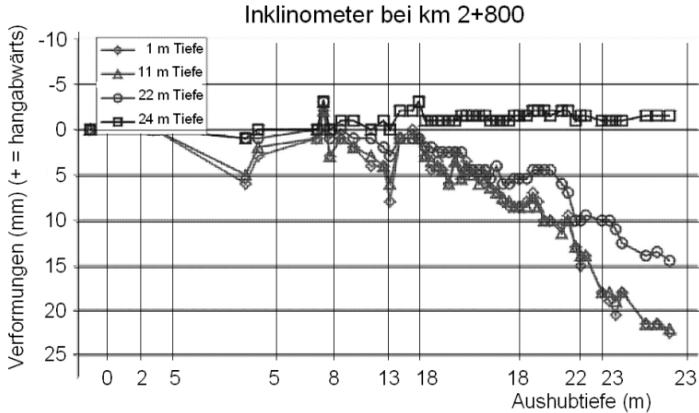


Bild 12: gemessene Verformungen bei km 2+796

5 Abtrag der Horizontalkräfte im Endzustand

Nach Fertigstellung des Bauwerks wird der bauzeitliche Einschnitt in den Hang wieder verfüllt. Die Anker der Hangsicherung sind nicht als Daueranker konstruiert, vielmehr muss der aufgefüllte neue Hangfuß auf Dauer die Standsicherheit des wiederhergestellten Gesamthanges sicherstellen. Dazu müssen Horizontalkräfte durch das Bauwerk im Hangfuß hindurchgeleitet werden. Sie können auch als einseitige Erddruckkräfte auf das Tunnelbauwerk angesehen werden. Die Abtragung derartiger Horizontalkräfte in der Bauwerkssohle wird jedoch dadurch erschwert, dass der Tunnel mit PE-Bahnen abgedichtet wurde, um ihn vor thermalen Mineralwässern zu schützen.

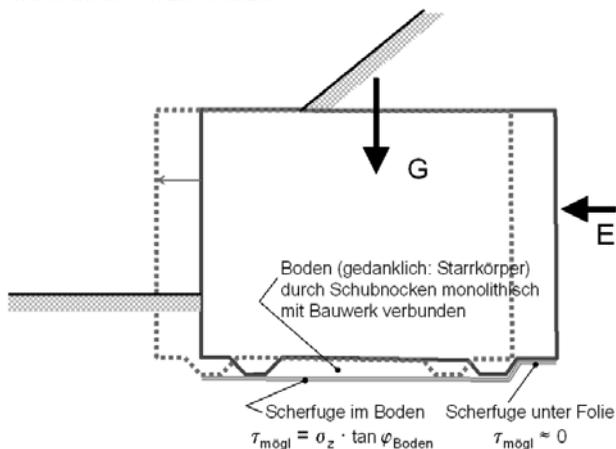


Bild 13: Bauwerk mit Schubnocken bei Horizontalverschiebung

Da in der Grenzfläche zwischen einer PE-Bahn (nachfolgend: "Folie") und dem darunter angeordneten Schutzbeton nur sehr eingeschränkt Horizontalkräfte übertragen werden können, wurden Schubnocken angeordnet, die eine Verzahnung mit dem Untergrund sicherstellen können. Dabei stellen sich folgende Fragen:

- Wie tief müssen derartige Schubnocken in den Untergrund unter dem Bauwerk eingreifen, damit sie wirksam werden?
- Wie werden derartige Nocken angeordnet, damit sie optimal wirksam und gut ausführbar sind? Dabei war gleichzeitig zu beachten, dass in den Fugen zwischen benachbarten Bauwerksblöcken ein Dichtungsband angeordnet wird, dessen Verlegung und Verschweißbarkeit nicht eingeschränkt werden durfte.

Schubnocken unter einem Bauwerk führen dazu, dass bei einer Horizontalverschiebung des Bauwerks eine Scherfuge im Boden erzwungen wird (Bild 13). Nur in einem Bereich bergseits der „hintersten“ Nocke verbleibt ein Bereich der Scherfuge im unmittelbaren Folienbereich. Daraus folgt die Zweckmäßigkeit einer möglichst weit bergseits angeordneten Nocke. Außerdem könnte man aufgrund dieser vereinfachten Überlegung folgern, dass die Einbindetiefe von Nocken ohne Bedeutung ist. Diese Überlegung ist jedoch zu revidieren, da der Boden zwischen den Nocken nicht monolithisch ist. Er wird komprimiert und kann in gewissem Umfang auch zur Tiefe verdrückt werden (Bild 14), was mit einer ausreichend großen Nockentiefe sicher verhindert werden kann.



Bild 14: Boden zwischen den Nocken wird komprimiert und kann zur Tiefe verdrängt werden

Bleibt man bei Überlegungen mit Starrkörpermechanismen, müssen neben einer durch Nocken erzwungenen horizontalen Scherfuge im Boden auch weitere Bewegungsrichtungen untersucht werden, die mit einer Anhebung des Bauwerks verknüpft sind (siehe Bild 15).

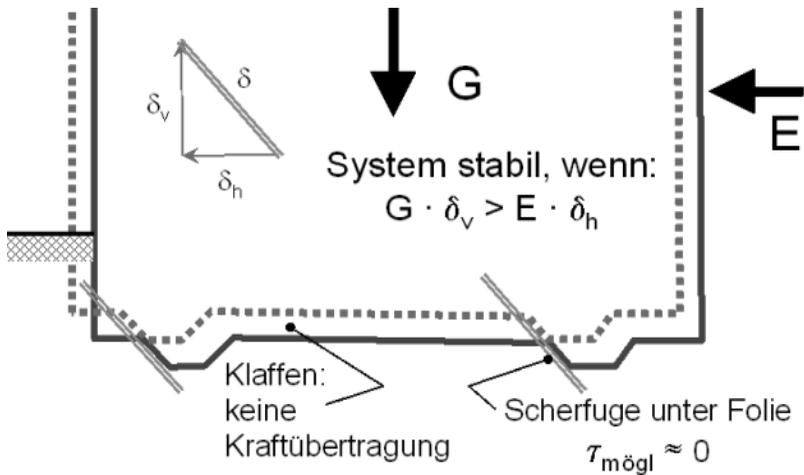


Bild 15a: steile Aufschiebung; Richtung durch Nocken vorgegeben

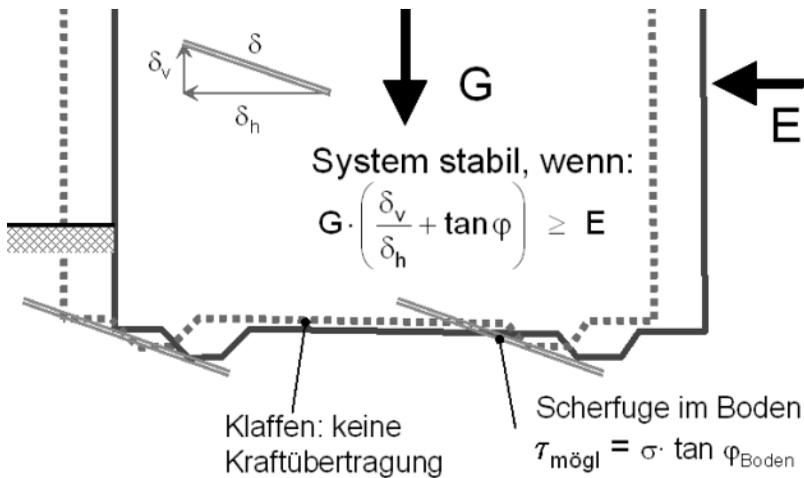


Bild 15b: flache Aufschiebung mit Scherfuge im Boden

Bei den dargestellten Aufschiebungsvorgängen kommt es jeweils zu Kraftumlagerungen dergestalt, dass alle Bauwerkslasten über die Nockenbereiche in den Untergrund abgetragen werden müssen. Hier ist dann zu prüfen, ob es in den dabei entstehenden lokal hoch beanspruchten Bodenbereichen zu Plastifizierungen und Verdrückungen kommt (Bild 16).

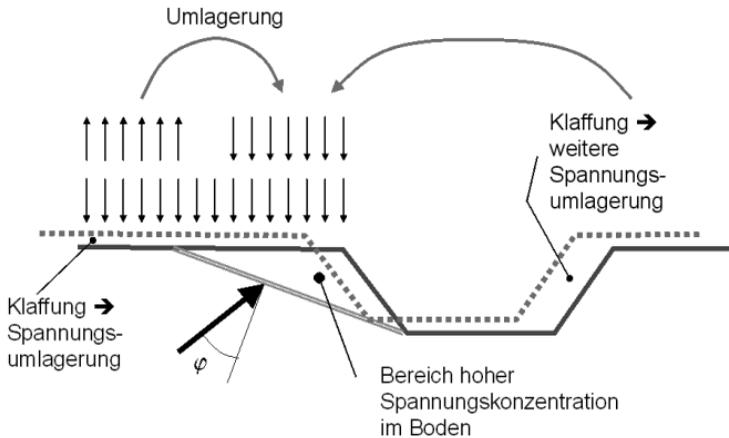


Bild 16: Spannungsumlagerungen - schematisch - bei Aufhebungen, wie sie in Bild 15 dargestellt sind

Die vorgestellten ersten Überlegungen zeigen, dass mit Hilfe einfacher Abschätzungen nur grobe Angaben über die Tiefe, Konstruktion und Anordnung von Schubnocken ableitbar sind. Mit Hilfe von numerischen Untersuchungen, bei denen außer den Gleichgewichts- auch die Verträglichkeitsbedingungen Beachtung finden, lassen sich genauere Aussagen gewinnen. So haben wir Finite-Element-Berechnungen durchgeführt (Bild 17), wobei für eine typische Belastungssituation des Tunnelrahmens Untersuchungen mit Sporniefen von 0,3 m, 0,5 m und 0,6 m durchgeführt wurden.

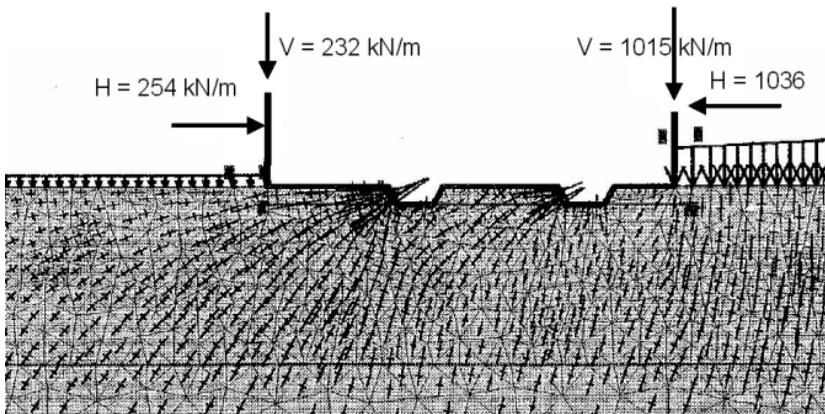


Bild 17: FE-Untersuchung der Sporne

Sie zeigten, dass die charakteristischen Bauwerkslasten bei einer Sporn Tiefe von 0,3 m aufgenommen werden können und auch eine Steigerung der H-Lasten auf das 1,5-fache (Anforderung an die globale Sicherheit gegen Gleiten) mit endlichen Verformungen möglich war. Eine weitere Laststeigerung führte zu einem walzenförmigen Verdrängungsvorgang des Bodens um die flachen Sporne herum. Bei Vergrößerung der Sporn tiefe auf 0,5 m konnten die zugehörigen Verformungen deutlich verringert werden. Der zusätzliche Steifigkeitsgewinn bei Vergrößerung der Einbindetiefe auf 0,6 m war vergleichsweise klein. Zur Ausführung gelangten zwei 0,5 m tiefe Sporne mit der in [Bild 18](#) erkennbaren Anordnung. Sie laufen in Längsrichtung des Bauwerks durch. Im Bereich der Blockfugen folgen die Fugenbänder der Voutung ([Bild 19](#)).



Bild 18: Herstellung der Schubnocken (Unterbau)

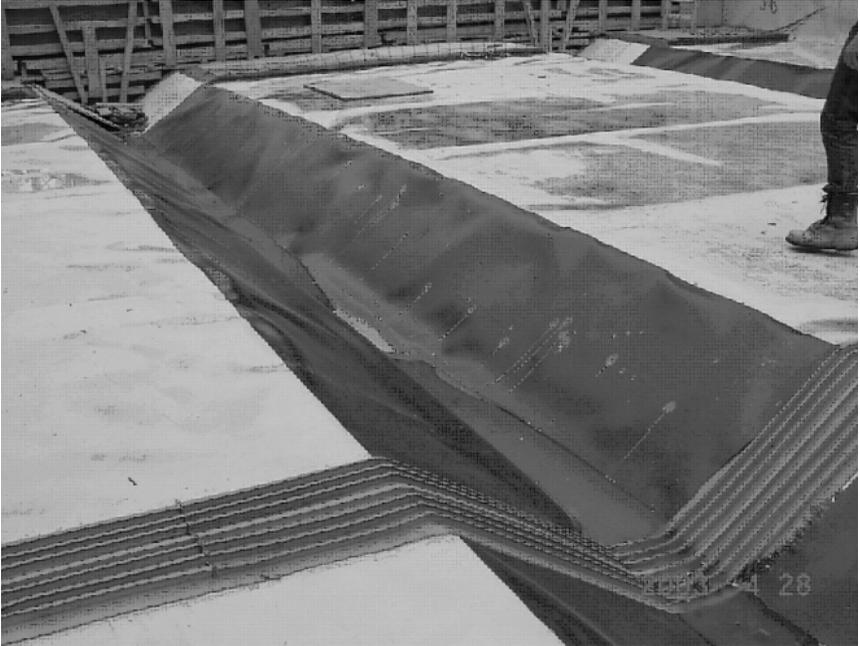


Bild 19: Dichtungsbahn und Fugenband im Bereich der Schubnocken

6 Literatur

- WINKLER, B., KREMER, B. (2002): B 260 Umgehungsstraße Fachbach - Bad Ems; Broschüre des Landesbetriebs Straßen und Verkehr Rheinland-Pfalz; Eigenverlag Straßen- und Verkehrsamt Koblenz
- RUMPELT, T, LEY, G. (2002): Geologische Verhältnisse und geotechnische Aufgaben für die Umgehungsstraße Fachbach - Bad Ems; Broschüre des Landesbetriebs Straßen und Verkehr Rheinland-Pfalz; Eigenverlag Straßen- und Verkehrsamt Koblenz
- VOGT, N. (2003): Studienunterlagen zu Grundbau und Bodenmechanik. Zentrum Geotechnik, TU München, www.gb.tum.de

Bau der Rheinquerung A44 bei Ilverich

Dr.-Ing. Thomas Voigt
Ed. Züblin AG, Zentrale Technik (TBT), Stuttgart

Die ersten Überlegungen für eine den Rhein überquerende Ost-West-Verbindung im Norden von Düsseldorf reichen bis in die Anfänge des letzten Jahrhunderts zurück. Um die im Zuge der wachsenden Mobilität zunehmenden Verkehrsströme im Raum Düsseldorf und insbesondere den durch die innerstädtische Lage der bestehenden Brücken verursachten täglichen Verkehrskollaps zu verringern, wurde der Lückenschluss der A 44 als Verbindung zwischen der linksrheinischen Autobahn A 57 und der rechtsrheinischen A 3 Ende des 20. Jahrhunderts bei prognostizierten 70.000 Kfz/24h unausweichlich.

1 Auftragserteilung

Nach umfangreichen Vorplanungen und Genehmigungsverfahren erhielt die ARGE A44 am 16. Juni 1998 den Auftrag zur Ausführung dieses wichtigen Autobahnteilstückes der A44 zwischen dem Autobahnkreuz Strümp mit der A57 auf der linksrheinischen Seite und dem Knoten Anschlussstelle Messe Düsseldorf auf der rechtsrheinischen Seite. Bauherr der im Rahmen eines der sogenannten Konzessionsmodelle durch die ARGE A44 privat vorfinanzierten Baumaßnahme war die Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch den Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen.

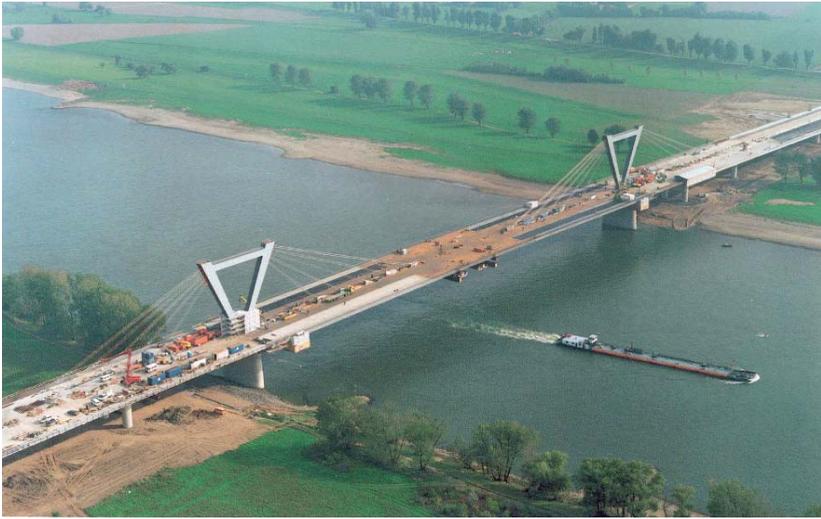
Die insgesamt ca. 5,9 km lange Trasse beinhaltet als wesentliche Ingenieurbauwerke das 1.040 m lange Trog- und Tunnelbauwerk Strümp, das 1.520 m lange Trog- und Tunnelbauwerk Rheinschlinge und die Flughafenbrücke mit einer freien Spannweite von 287,5 m mit den 558 m bzw. 441 m langen Vorlandbrücken. Um der prognostizierten Verkehrsbelastung gerecht zu werden, besteht die komplette Trasse aus einem sechsspurigen Autobahnquerschnitt mit drei Fahrstreifen und einem Standstreifen je Richtung bei einem sich daraus ergebenden Bauwerksaußenmaß von fast 37 m.

Innerhalb der Arbeitsgemeinschaft A44 wurden die kompletten Spezialtiefbauarbeiten, bestehend aus Verbau- und Wasserhaltungsarbeiten, konsortial abgetrennt und zur alleinigen Verantwortung an die Ed. Züblin AG weitergegeben. Innerhalb der Züblin-Gruppe (NL Duisburg und Züblin Spezialtiefbau GmbH) übernahm die Züblin Spezialtiefbau GmbH die technische Federführung. Planung und Betreuung der Verbau- und Wasserhaltungsarbeiten führten das Technische Büro der Niederlassung Düsseldorf und das Technische Büro Tiefbau (TBT) der Zentralen Technik in Stuttgart aus.

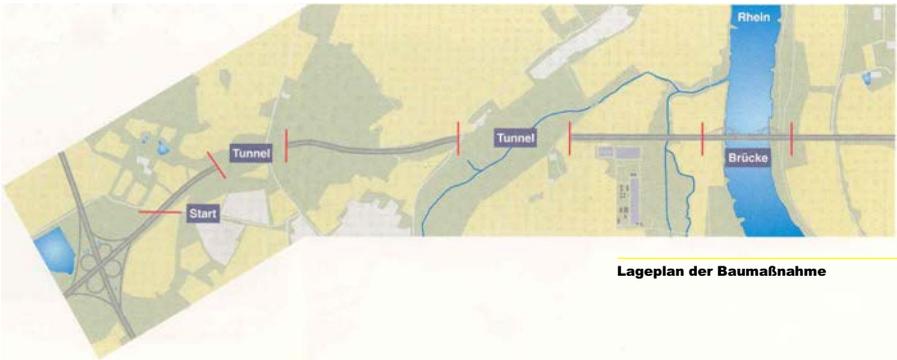
2 Naturschutz

Sowohl die Planung als auch die Realisierung der Baumaßnahme stand unter dem maßgebenden Einfluss des Naturschutzes. Zu nennen sind hier insbesondere die Erhaltung des Landschaftsbildes in dem bereits sehr zersiedelten Ballungsraum als Naherholungsgebiet, der Schutz des bestehenden Naturschutzgebietes Ilvericher Altrheinschlinge als Feuchtbio-top und der Landschaftsschutzgebiete Lanker Bruch und Lanker Busch sowie die bestehenden Wasserwerke Lank-Latum zur Gewinnung von Trinkwasser.

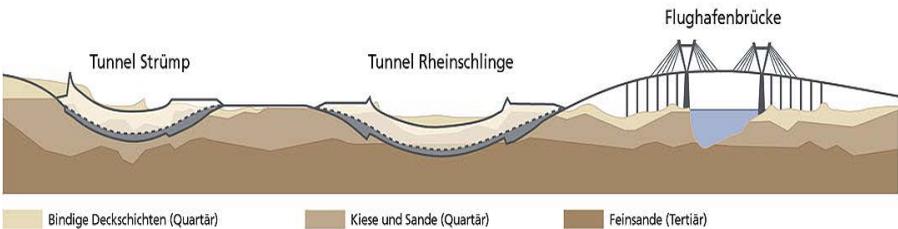
Zahlreiche Varianten bis hin zu einem vollständigen unterirdischen Tunnelvortrieb der sechsspurigen Autobahn wurden im Vorfeld kontrovers diskutiert. Als Mittelweg zwischen dem als sehr teuer bewerteten vollständigen unterirdischen Vortrieb der gesamten Trasse auch unter dem Rhein und einer sehr preiswerten oberirdischen Trassenführung in Verbindung mit einer Rheinbrücke wurde letztendlich nur der Tunnel Rheinschlinge aus Gründen



Die Flughafenbrücke im Bau



Lageplan der Baumaßnahme



Längsschnitt mit wesentlichen Baugrundsichtungen

des Naturschutzes gebaut. Der Tunnel Strümp dient vornehmlich zur Einfädung und Unterfahrung der Bundesstraße B 222 an der Anschlussstelle Meerbusch-Strümp.

Um den Grundwasserzufluss zum nahegelegenen Wasserwerk Lank-Latum zu gewährleisten, gründet der fast vollständig in das wenig wasserdurchlässige Tertiär einbindende Tunnel Rheinschlinge auf einer mindestens 35 cm dicken Filterkiesschicht. Auch in den seitlichen Arbeitsräumen sowie auf der Decke wurde durchlässiges Kiesmaterial eingebaut, sodass eine allseitige Umläufigkeit des Tunnels für das Grundwasser vorhanden ist.

Mit den Vorlandbrücken, deren Pfeiler in einem Abstand von 63 m auseinander stehen, werden sowohl die Anforderungen des Hochwasserschutzes als auch der Ökologie erfüllt. Weiterhin wurden im Rahmen der Baumaßnahmen begleitend kleinere Tunnel angeordnet, die als Tierdurchlässe dienen, um das „Hindernis“ Straße zu kreuzen.

3 Bodenverhältnisse

Der Baugrund entspricht in seinem geologischen Aufbau mit einigen Besonderheiten im Wesentlichen der üblichen Schichtenfolge der rheinischen Niederterrasse zufolge aus bindigen Deckschichten, quartären Kiesen und Sanden sowie unterlagernden tertiären Feinsanden. Die bindigen Deckschichten (Auelehme) bestehen aus Schluffen, die sandig, zum Teil tonig und in Teilbereichen mit deutlichen organischen Einlagerungen ausgebildet waren. Sie stehen mit wechselnden Konsistenzen und Mächtigkeiten bis zu 6 m an. Aufgrund der Kornzusammensetzungen sind sie sehr wasserempfindlich und kritisch bezüglich der Befahrbarkeit.

Der unterlagernde quartäre nichtbindige mitteldicht bis dicht gelagerte Kiessand bestand aus Wechselfolgen von sandigen, steinigen Kiesen und Kiessanden mit schwach bis stark schluffigen Einlagerungen in Mächtigkeiten bis zu 10 m. Durch die Einlagerung von reinen Feinsandlinsen oder feinkornlosen Kieszonen, hervorgerufen durch die lagenweise Sedimentation der Geschiebmassen des Rheines, bestanden hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit z. T. deutliche örtliche Unterschiede.



Fossile Zwischenlagen in Form von Muscheln und Schneckengehäusen im Feinsand

Die quartären Kiessande sind wiederum unterlagert von schwach bis stark schluffigen sedimentierten marinen Feinsanden aus der Tertiärzeit, die z. T. mehrere hundert Meter Mächtigkeit aufweisen. Die dicht bis sehr dicht gelagerten Feinsande sind eng gestuft und weisen, wie sich während der Bauausführung herausstellte, fossile Bestandteile und Bänderungen mit Schichtmächtigkeiten bis zu 1 m auf, die die Grundwasserströmungen und die Arbeiten der Wasserhaltung insbesondere im Tunnel Rheinschlinge erheblich beeinflussen. Eindrucksvoll konnte im tieferen Teil des Tunnels Rheinschlinge innerhalb des Tertiärs während der Aushubarbeiten die frühere Meerlage durch fossile Funde (Muschellagen) in Tiefen von 11 m bis 14 m unter der Geländeoberkante festgestellt und nachgewiesen werden.

Der Grundwasserspiegel wird maßgeblich durch den Rheinwasserstand beeinflusst und stand zwischen etwa 1 m und 3 m unter GOK an. Bei Hochwasser des Rheins und geschlossenen Deichtoren kann das Gelände vollständig überflutet werden, wie dies im Herbst 1998 / Frühjahr 1999 während der Bauarbeiten stattfand.

4 Logistik

Aus Rücksicht auf die Bewohner der umliegenden Orte waren die öffentlichen Straßen und Wege für den Lieferverkehr weitgehend tabu. Daher musste zu Beginn der Arbeiten eine insgesamt fast 11 km lange Baustraße in hochwassersicherer Höhe erstellt und anschließend wieder beseitigt werden. Über diese Baustraße rollte während der Bauarbeiten im Schnitt alle sechs Minuten ein Lkw.

Der Bereich des Tunnels Rheinschlinge stellte an die Logistik besondere Anforderungen. Zwei nördlich und südlich der Trasse zu errichtende etwa 6 m breite Baustraßen mussten gleichzeitig den Baustellenverkehr für die Transporte von Materialien, Personen und Erdaushub aufnehmen, die Durchfahrt zur Versorgung der linksrheinischen Vorlandbrücken und des Strompfeilers sicherstellen und schließlich als Arbeitsebene für die Spezialtiefbauarbeiten, Spundwandeinbringen und -ziehen und teilweise für die Bohrarbeiten der Wasserhaltung zur Verfügung stehen. Aus diesem Grund wurden Betonanlieferung und -einbau zum großen Teil durch den bereits hergestellten Teil des Tunnels abgewickelt.



Herstellung Tunnelbauwerk Rheinschlinge

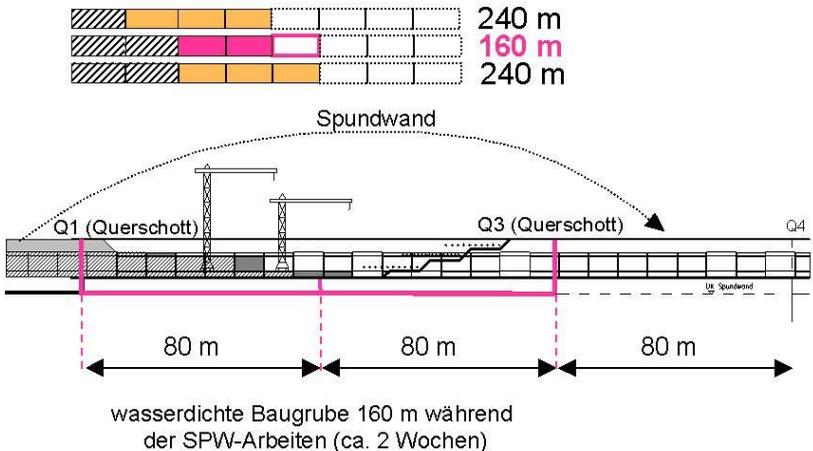
5 Verbauarbeiten

5.1 Tunnelbauwerke

Aus der Annahme, dass die Tunnelbauwerke schräg zur Grundwasserströmung ausgerichtet sind und somit eine bauzeitliche Veränderung auf den Grundwasserspiegel und damit auf die Funktionsfähigkeit des Wasserwerkes Lank-Latum bewirken könnten, entstand im Zuge der Planfeststellung die Forderung, das linienhafte Bauwerk in jeweils max. 240 m langen Baudocks abschnittsweise nacheinander zu erstellen.

Um trotzdem einen kontinuierlichen Arbeitsablauf der Gewerke Verbau, Aushub und Rohbau gewährleisten zu können, erarbeitete Züblin einen Sondervorschlag, der die 240 m langen Baugruben der beiden Tunnel durch zusätzliche Querschotte in jeweils drei ca. 80 m lange Bereiche teilte. Auf diese Weise war es möglich, in einer Art rollierendem System, die letzten 80 m der Gesamtbaugrube zu verfüllen und den Verbau zurückzubauen, während in den restlichen verbleibenden 160 m die Arbeiten fortgeführt werden konnten. In Arbeitsrichtung wurden anschließend die nächsten 80 m Verbau eingebracht. Aushub, Wasserhaltung und Verankerungsarbeiten konnten so aufeinander abgestimmt werden, dass der Rohbau in den offenen, ausgehobenen Bereichen kontinuierlich ohne planmäßige Bauunterbrechungen betrieben werden konnte. Dieser Sondervorschlag war Teil der Beauftragung und beinhaltete einen Bauzeitvorteil für den Bauherren von sechs Monaten. Beide Tunnel wurden in offener Bauweise hergestellt und erreichten im Mittel eine Aushubtiefe von 12,6 m bis max. 15 m unter Gelände.

Bauverfahren 3 x 80 m



Um den Grundwasserstrom nicht dauerhaft zu unterbrechen, sollte der Verbau nach Abschluss der Rohbau- und Verfüllarbeiten entfernbar sein. Ausgeführt wurde deshalb eine Spundwand. Die Wiederverwendbarkeit der Spundbohlen bedeutete bei dem rollierenden Ein- und Ausbausystem eine der Bauaufgabe gerecht werdende wirtschaftliche Verbaulösung. Die Spundwandchargen je Teildock konnten bis zu maximal sechsmal eingerüttelt, gezogen und wieder eingesetzt werden.



Einer der während der Aushubarbeiten freigelegten Findlinge, die die Spundwandeinbringung erschwert haben



Ansicht der Spundwand im Tunnel Rheinschlinge bereits mit eingebrachter Drainageschicht und Markierung der Sohlnocke

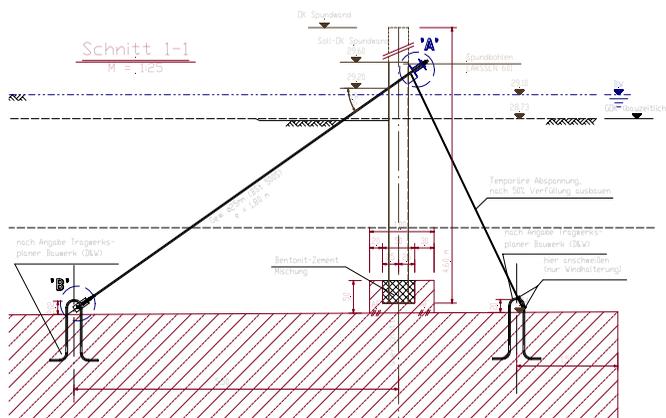
Um die enormen Reibungswiderstände bei Spundwandtiefen bis zu 22,2 m vor allem in den dicht bis sehr dicht gelagerten Feinsanden überwinden zu können, wurde eine Spülhilfe im Niederdruckverfahren eingesetzt. Im tieferen Teil des Tunnels Rheinschlinge wurden zur Erreichung einer hohen Spülwirkung am Spundwandfuß vier Spülröhrchen mit einem Durchmesser von $\frac{3}{4}$ " angeschweißt. Um keine Wassermülfigkeiten am Spundwandfuß zu erhalten, musste die Spülung 0,5 m bis 1,0 m vor Erreichen der Endtiefe abgestellt werden. Die restliche Einbringtiefe musste daher ohne weitere Einbringhilfe eingerüttelt werden, was sich aufgrund der sehr dichten Lagerung der tertiären Feinsande bereichsweise sehr aufwändig gestaltete.

Zur Hindernisbeseitigung wurde ein speziell ausgebildeter Rüttelträger konzipiert. Es handelte sich hierbei um einen Stahlträger HEB 700 mit einer Länge von 20 m, der am Fuß mit Stahlblechen und Auftragsschweißungen verstärkt wurde. Mit Hilfe dieses Trägers konnten kleinere Hindernisse durchrüttelt oder verdrängt werden. Bei größeren Blockeinlagerungen mussten gesonderte Maßnahmen zur Beseitigung eingesetzt werden. Als wirkungsvollste Methode erwies sich die Sprengung. Hierbei werden bei einem Hindernis mit einem Ankerbohrgerät ein bis zwei Kleinkernbohrungen je Doppelbohle in das Hindernis abgeteuft. In die mit Kunststoffrohren ausgebauten Bohrungen werden sodann Sprengmittel eingebaut und zur Detonation gebracht.

Zur Erzielung einer möglichst wasserdichten Baugrubenumschließung wurden die Spundwandschlösser mit einem grundwasser- und umweltverträglichen Bitumenverguss versehen. Die Fädelschlösser wurden nach jedem Einsatz mechanisch und mit Druckluft gereinigt und neu mit Bitumen vergossen. Insgesamt wurden rund 115.000 m² Spundwände für den Verbau eingebracht. Hierzu waren etwa 18.000 t Stahlspundbohlen zu bewegen.

Die Rückverankerung der einzelnen Baugruben erfolgte mit bis zu drei Lagen Injektionsankern mit Einzellängen zwischen 10 m und 19 m und Gebrauchslasten bis zu 880 kN im Quartär und bis zu 770 kN im Tertiär. Insgesamt wurden ca. 78.000 lfdm Injektionsanker hergestellt. Die Ankerherstellung barg in den beiden unteren Ankerlagen eine besondere technische Herausforderung, da die Anker gegen max. 12 m drückendes Wasser teilweise im tertiären Feinsand hergestellt und anschließend mit einem wasserdruckhaltenden Ankerkopf versehen werden mussten.

5.2 Querschotte



Rückbaubares Querschott auf der Tunneldecke mit Windhalterung



Querschott in der Bodenplatte zwischen zwei Teilbaugruben

Die für jedes Teilbaudock vorgesehene wasserdichte Abschottung erfolgte mit sogenannten Querschotts. Die mit Eckschlössern an den Tunnel längsverbauten angeschlossenen Spundbohlen dienten seitlich als Wandanschluss und unten als Anschluss an die Bodenplatte und wurden direkt in die Ortbetonkonstruktion integriert und einbetoniert.

Auf der Decke des Tunnels waren ebenfalls wasserdichte Abschottungen erforderlich. So wurde, wieder mit Spundwänden, eine Konstruktion geschaffen, die sich am Fuß gegen einen Ortbetonkeil abstützte und am Kopf mit einer GEWI-Abspannkonstruktion temporär gehalten wurde. Nach Wiederverfüllung der Tunneldecke konnte die GEWI-Konstruktion gelöst und die zwischen 2,5 m und 5 m langen Spundbohlen wieder gezogen werden. Auf diese Weise war ein mehrfacher Einsatz der Querschottteile auf der Tunneldecke möglich.

5.3 Tunnelbetriebsgebäude

Für das am tiefsten Punkt des Tunnels Strümp liegende Sonderbauwerk, das Betriebs- und Pumpengebäude, waren aus statischen Gründen Spundbohlen mit 29 m Gesamtlänge einzubringen. Ist das Einbringen von Spundbohlen dieser Länge an sich schon problematisch genug, so kam hier erschwerend hinzu, dass die Arbeiten unter einer in Betrieb befindlichen 110 kV und 220 V-Hochspannungshauptversorgungsleitung auszuführen waren. Die freie Höhe zwischen der Freileitung und der Geländeoberkante betrug gerade einmal 9 m bis 12 m. Zur Erleichterung konnte beim Betreiber der Leitung eine zeitlich allerdings sehr begrenzte tageweise Abschaltung der unteren Leistungsstränge erreicht werden.

Unter Einhaltung der Sicherheitsabstände unter den spannungsführenden oberen Leitungen wurden die Spundbohlen in Teillängen zwischen 9 m und 11 m im Pilgerschrittverfahren eingebracht, durch angeschweißte und mit seitlichen Stabilisierungsblechen versehene Aufsatzstücke verlängert und mit verlängerten Spülrohren versehen eingerüttelt.



Baugrube des Betriebsgebäudes Tunnel Strümp unter der Hochspannungsleitung

6 Wasserhaltung

Der Schutz des Grundwasserhaushaltes spielte bei Planung und Ausführung eine wichtige Rolle. Deshalb wurden die sehr wasserdurchlässigen quartären Kiessandschichten mit einer in die weniger durchlässigen tertiären Feinsande reichenden weitgehend wasserdichten Spundwand abgeschottet, so dass ein überwiegend wasserdichter Trog entstand. Für den Bauzustand wurde eine Restwasserhaltung installiert. Sie hatte die Aufgabe, das Wasser aus systembedingten Restdurchlässigkeiten der Verbauwände, das Niederschlagswasser und das durch die Baugrubensohle zusickeerende Restwasser zu fassen und abzuleiten.

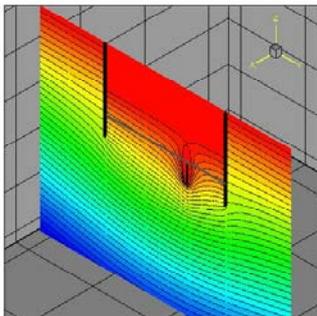
Aufgrund der beschriebenen, sich teilweise erst während der Bauausführung herauskristallisierenden Bodeneigenschaften, besonders im tertiären Bereich des Tunnels Rheinschlinge, waren die Wasserhaltungseinrichtungen anzupassen und neu zu bemessen. Dazu wurden umfangreiche dreidimensionale Grundwassermodelle auf Basis der Finiten-Elemente Methode erstellt. Zur Kalibrierung wurden jeweils die Ergebnisse der vorausgegangenen Baudocks als neue Eingangswerte benutzt, so dass für die Berechnungen die tatsächlichen Baugrund- und Strömungsverhältnisse möglichst genau abgebildet werden konnten.



Wiederversickerung des gelenzten Restwassers aus den Baugruben im Sickerbecken Rheinschlinge

Die installierte Restwasserhaltung bestand im Wesentlichen aus Schwerkraftbrunnen, Vakuumtiefbrunnen und einem System örtlich angepasster Drainagegräben, Pumpensämpfen und Vakuumplanzen. Die Schwerkraftbrunnen hatten das in den Kiesen und Sanden befindliche Grundwasser zu fassen und abzupumpen, was im Tunnel Strümp, der vollständig in den quartären Schichten liegt, ausreichte. Im Tunnel Rheinschlinge, der häufig tief in die Feinsande eintaucht, waren die unterlagernden Feinsande aufwändig mit tiefen Vakuumtiefbrunnen zu entwässern.

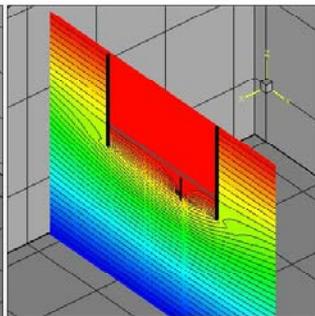
ISOTROP



$$k_v = k_h = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$Q = 1,53 \text{ l/s}$$

ANISOTROP



$$k_v = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}; k_h = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$Q = 7,3 \text{ l/s}$$

Darstellung der Druckunterschiede bei isotropen und anisotropen Bodenverhältnissen

Durch die Vakuumbeaufschlagung wurde das Wasser in dem gering durchlässigen Feinsand zu den Brunnen gesaugt und so die nutzbare Brunnenreichweite deutlich vergrößert. Zur flächigen Fassung des durch die Baugrubensohle einsickernden Grundwassers mussten die Vakuumtiefbrunnen im Tunnel Rheinschlinge in vier Reihen jedoch immer noch in einem Raster von nur ca. 150 m²/Brunnen installiert werden. Die mittlere Pumpleistung eines der insgesamt 210 Vakuumtiefbrunnen betrug zwischen 3 m³/h und 4 m³/h.

Die mittleren beiden Reihen der Brunnen im Tunnel Rheinschlinge wurden, um Brunnentöpfe zu vermeiden, nach dem Vollaushub rückgebaut und durch eine 35 cm starke Kiesfilterschicht ersetzt, in die Drainagerohre DN 100 im Abstand von 5 m eingelegt wurden. Über diese Drainageschicht erfolgte bauzeitlich die Fassung und Ableitung des zusickernden tertiären Restwassers; im Endzustand ist sie Teil des Grundwasserdükersystems um den Tunnel herum.

Das gepumpte Restwasser wurde in neben der Trasse angelegten Versickerungsbecken wieder in den Grundwasserhaushalt zurückgeführt. Bei geringer Versickerungsleistung, z. B. bei hohen Grundwasserständen oder Revisionsarbeiten an den Sickerbecken wurde das Wasser über eine Vorflutleitung in den Rhein eingeleitet. Insgesamt wurden ca. 8,9 Millionen Kubikmeter Wasser gefördert, von denen der überwiegende Teil wiederversickert werden konnte.

7 Bauwerke

Die Tunnelbauwerke waren durchgängig aus Beton der Festigkeitsklasse B35, die Brückenbauteile aus B25 (WU-Beton für die Sohlen der Fundamente), B35 (Pfeilerfundamente), B45 (Pfeiler und Überbauten) und B85 (Druckstreben) herzustellen.



Westliche Einfahrtsrampe Trogbauwerk Tunnel Rheinschlinge

Neben der jeweiligen Druckfestigkeit waren weitere Anforderungen hinsichtlich Dichtigkeit (Prinzip Weiße Wanne für die Tunnelbauwerke), niedriger Wärmeentwicklung beim Erhärten, hoher Widerstand gegen chemische Angriffe und im Fall der Brückenüberbauten eine möglichst hohe Frühfestigkeit zu erfüllen. Für den Beton der Überbauten war es nötig, Eignungsversuche in einer Klimakammer bei +10°C und +30°C durchzuführen, um den

Einfluss der entsprechenden Boden- und Lufttemperaturen auf die Betoneigenschaften zu erfassen. Unabhängig von der Temperatur musste der Beton bis zu zehn Stunden ohne Schaden verformbar bleiben, um sich der Bewegung der Schalung durch die Frischbetonbelastung anzupassen.

Die Bemessung erfolgte unter der Vorgabe einer maximalen Rissweite von $w_{k,cal} = 0,25$ mm bei der Mittelwand und für die durch drückendes Wasser beanspruchte Außenschale $w_{k,cal} = 0,15$ mm auf Grundlage des Heftes 400 (89) des DAfSt. Die Begrenzung der Rissweite auf 0,15 mm war in fast allen Bereichen maßgebend für die Festlegung der Bewehrung. Zur Anordnung der Mindestbewehrung für Zwangsbeanspruchungen gab es seitens der Prüflingenieure je Bauteil eine generelle Festlegung hinsichtlich Stabdurchmesser und -abstand. Für den statisch-konstruktiven Brandschutz wurden zum Schutz vor thermischer Absprengung unter Brandbeanspruchung verzinkte Listenmatten eingelegt.



Tunnel Strümp unter der Bundesstraße B 222 mit seitlicher Einfahrtsrampe

Die Herstellung der Tunnelblöcke erfolgte in Sohle-Wand-Decken-Bauweise mit innenliegenden Arbeitsfugenbändern im Wochentakt. Der Abstand der Dehnfugen und damit der Blocklänge betrug in den Rampenbereichen 7,5 m, in den Regelblöcken der Tunnel 10,0 m. Auf der eingebrachten Sauberkeitsschicht wurden ausschreibungsgemäß zwei Lagen PE-Folie ausgelegt um die Zwangsbeanspruchung infolge von Reibung zu verringern. Alle Sohlen erhielten quer zur Tunnelachse liegende Vouten, um sie mit dem Untergrund zu verzahnen.

Die Herstellung der im Mittel 1,2 m dicken Bodenplatten erfolgte bereichsweise im Pilgerschrittverfahren. Mit einem Nachlauf von zwei Blocklängen gegenüber den Sohlen folgte die kontinuierliche Herstellung der Wände mit einer Regeldicke von 1,0 m. Maßgebend für den Arbeitstakt war der Zeitaufwand zur Herstellung der Deckenplatten. Sie besitzen in der Oberfläche ein leichtes Dachprofil, eine mittlere Dicke von 1,2 m und sind an der Unterseite zu den Wänden leicht angevoutet. Die Deckenplatten wurden auf Schalwagen mit planmäßig drei Feldern Nachlauf zu den Wänden hergestellt. Ihre Gesamtlänge betrug somit rund 70 m (7 Felder). Dieser Bereich wurde durch zwei Turmdrehkräne, die auf der bereits fertiggestell-

ten Tunnelsohle auf Gleisen montiert waren, bedient. Das Betonieren erfolgte mit Hilfe von Betonpumpen von einer bereits erstellten Tunnelsohle aus.

Mit den im Vorfeld festgelegten Betonzusammensetzungen wurden aus rund 800.000 t Kies, 140.000 t Zement und 40 Mio. Litern Wasser etwa 400.000 m³ Beton hergestellt. Um den erforderlichen Aufwand für die Qualitätsüberwachung mit den insgesamt fast 20.000 hergestellten Prüfkörpern beherrschen zu können, stand ein eigens auf dem Baustellengebiet angesiedeltes Prüflabor zur Verfügung.

Die bezogenen Bewehrungsgehalte lagen bei den Rampenblöcken der Tunnel zwischen 100 kg Stahl/m³ am Troganfang und 50 kg/m³ im Bereich der bis zu 4 m dicken Schwergewichtsbodenplatten am Trogende am Übergang zu den geschlossenen Tunnelblöcken. Der Bewehrungsgehalt der geschlossenen Tunnelblöcke schwankte je nach Stützweite und Belastung zwischen 90 kg/m³ und 130 kg/m³.

8 Brücke mit Strompfeilern



Blick auf einer der Y-förmigen Pylone und die flach geneigten Spannseile, im Hintergrund die Radwegspindel

Die Brücke über den Rhein ist als Schrägseil-Brücke konzipiert und besteht aus drei Abschnitten: den beiden Vorlandbrücken aus Spannbeton mit einer Länge von 441 m bzw. 558 m und der 287,5 m langen eigentlichen Strombrücke aus Stahl.

8.1 Strombrücke

Ein besonderes Kennzeichen der Brücke sind die Y-förmigen Pylone. Die unmittelbare Nähe zum Düsseldorfer Flughafen begrenzte die Höhe der Pylone auf 81 m über NN bzw. 35 m über Fahrhahnoberkante. Dies verursacht bei einer Schrägseilbrücke flachere Seilneigungen. Aus statischen Gründen durfte die Neigung der Spannseile eine Neigung von ca. 1:2,9 nicht unterschreiten, so dass ein üblicher einzelner Pylon, der nur einfach niedriger ausfällt, nicht ausführbar gewesen wäre. Durch die gespreizte Form des Y konnte die Seilneigung mit minimal 1:2,7 wieder steil genug ausgeführt werden.

Zu den wesentlichen Merkmalen der Brücke gehören auch die beiden Strompfeiler. Sie tragen den Hauptteil der Brücke, die Stromöffnung. Bei einer sichtbaren Höhe von 20 m über Wasser wurden die Pfeilerflächen aus optischen Gründen mit einem unterschiedlichen Anzug von 50:1 in Brückenlängsrichtung bzw. 15:1 in Brückequerrichtung versehen. Folglich passt jeder einzelne Stein der Granitverblendung nur an eine bestimmte Stelle. Vergleichbar mit einem dreidimensionalen Puzzle, wobei hier (zum Glück!) jeder einzelne Stein nummeriert und die Lage somit klar definiert war, wurden die bis zu 600 kg schweren Granitsteine mit Kranhilfe versetzt und der Innenraum sukzessive mit Beton verfüllt.

Parallel zur Herstellung der beiden Strompfeiler wurden gleichzeitig beide Vorlandbrücken von den Widerlagern aus beginnend gebaut. In jeder der ca. 63 m auseinanderstehenden Stützenachsen ist ein Pfeilerpaar aus Sichtbeton mit einem Durchmesser von 3,5 m und einer Höhe zwischen 8 m und 16,7 m angeordnet. Der tragfähige Baugrund steht hier in 4 m bis 6 m unter Gelände an. Die Pfeiler wurden daher im Schutz von etwa 8 m x 20 m großen und bis zu 8 m tiefen Spundwandkästen flach gegründet. Teilweise wurden die Spundwandbaugruben mit Unterwasserbeton hergestellt, um den Zeitraum für die Wasserhaltung und die potentielle Möglichkeit einer Deichunterströmung in den durchlässigen Kiesen zu verringern.



Luftbild der Rechtsrheinischen Strompfeilerfangedammes mit der Hilfsbrücke für die Andienung



Ansicht des linksrheinischen Strompfeilers

Die beiden Strompfeiler an der rechtsrheinischen Uferseite bzw. im Rhein entstanden im Schutze eines Fangedammes aus Stahlpundbohlen mit Kiessandverfüllung. Die Spundwände wurden weitgehend wasserseitig von Pontons aus eingebracht; die sich gegenüberliegenden Verbauwände im Zuge der Kiessandauffüllung mit GEWI-Stäben gegenseitig rückverspannt. Die fertigen Fangedämme dienten als Arbeitsebene zur Herstellung einer bis zu 29 m tiefen überschnittenen Bohrpfahlwand \varnothing 900 mm und als Anprallschutz gegen einen möglichen Schiffstoß. Im Schutze der in sich geschlossenen überschnittenen Pfahlwand wurden die Baugruben für die flach gegründeten Fundamente der Strompfeiler erstellt. Die Pfahlwand verbleibt ab der Oberkante der eingebrachten Fundamentplatte als Kolkschutz für die Strompfeilergründung im Boden; der obere Teil wurde abgebrochen.

Der Überbau der Vorlandbrücken besteht aus einem dreizelligen Hohlkasten mit einer 38 m breiten aufliegenden Fahrbahnplatte. Die feldweise Herstellung zwischen den 63 m entfernt stehenden Vorlandbrückenpfeilern erfolgte konventionell auf einem Lehrgerüst, das temporär auf Bohrpfählen tief gegründet werden musste. Der für die Gesamtbaumaßnahme terminliche kritische Umbau des Lehrgerüsts für eine Grundfläche von etwa 2.400 m² von Feld zu Feld erfolgte in einem Zeitraum von nur etwa zwei Wochen.

Betoniert wurde der Überbau der Vorlandbrücken in den Abschnitten Trog, bestehend aus der Bodenplatte und den aufgehenden Wänden und anschließend aus der eigentlichen Fahrbahnplatte. Die seitlich auf beiden Seiten ca. 11 m auskragende Fahrbahnplatte wird durch 500 filigrane Druckstreben zum Trog hin abgestützt. Ausgeschrieben waren hier 0,35 m breite und 1,2 m hohe Druckstreben, dank eines Sondervorschlages aber im Fertigteilwerk Gladbeck in hochfestem Beton der Güte B 75 hergestellte 0,4 m x 0,4 m große Druckstreben ausgeführt.

Die Bauzeit für ein komplettes Feld betrug etwa sechs Wochen, wobei sie sich bei den letzten beiden Feldern aufgrund der komplizierteren Geometrie an den Strompfeilern mit dem Übergang zum Stahlbrückenquerschnitt nahezu verdoppelte. In diesen beiden Feldern sind die Seilkammern eingebaut, in denen die Schrägseile die hohen Zugkräfte über definierte Einbauteile in den Betonquerschnitt einleiten müssen. Die Geometrie der Kammern ist so konzipiert, dass die Seile relativ leicht nachzuspannen und auszuwechseln sind.

Die biegesteife Koppelstelle zwischen dem Spannbetonüberbau der Vorlandbrücken und dem Stahlbauüberbau der eigentlichen Rheinbrücke befindet sich in Form der sogenannten Auflagerquerträger auf den Strompfeilern. Das 450 t schwere Übergangsstück konnte wegen des erforderlichen Tiefganges erst nach einer temporären Ausbaggerung der Rheinsohle vor den Fangedämmen der Strompfeilerbaugruben mit einem großen Schwimmkran aufgelegt werden. Die Koppelung mit dem Spannbetonüberbau der Vorlandbrücken erfolgte durch eine Kombination aus Verbunddübeln, schlaffer Bewehrung und Spannstahl. Um trotz des hierdurch verursachten hohen Bewehrungsgrades ein einwandfreies Betonieren zu gewährleisten, wurde ein spezieller Beton mit einem Größtkorn von 8 mm und einem Ausbreitmaß von 45 cm eingesetzt.

Nach dem Auflegen der Auflagerquerträger auf die Strompfeiler und der anschließenden Montage der Pylone konnte mit dem Einbau der einzelnen „Stahlschüsse“ der Strombrücke begonnen werden. Der nur etwa 35 m hohe Pylon, gemessen von der Fahrbahn-Oberkante, wurde in Einzelteilen zur Baustelle transportiert, vor Ort zusammengeschweißt und dann mit einem 800 t-Autokran in nur drei Tagen fertig aufgestellt.

Die bis zu 24 m langen und ca. 150 t schweren Stahlschüsse der eigentlichen Strombrücke wurden sukzessive mit Hilfe eines Schwimmkranes im freien Vorbau eingehängt. Das Einfädeln der bis zu 9 t schweren Seile in die dafür vorgesehenen Kammern erfolgte mit Hilfe von Autokränen.

Die komplette 1289 m lange Rheinbrücke ist fugenlos ausgebildet. An den Widerlagern und zu den Spindeln ergeben sich daher Verschiebungen bis zu ca. 91 cm, die durch Fahrbahnübergangskonstruktionen aufgenommen werden. Der Rad- und Gehweg der Brücke wird über die linksrheinisch angeordneten Spindeln und beiderseitigen Rampen in optisch sehr ansprechender Form auf die Rheindeiche geführt.

Die pünktliche Fertigstellung der Trasse wurde am 31. Mai 2002 mit einem großen Volksfest auf der Brücke und in den Tunnels gefeiert.



Die fertiggestellte Brücke am Tag der Eröffnung

Die Herstellung von Schlitzwänden und Weichgelsohlen für die Erstellung von Tunnelbauwerken in Berlin und Köln

Michael Baltruschat
BAUER Spezialtiefbau (BST – PB – FA – PIN /SDW)

1 Zusammenfassung

Im Zentrum von Berlin gibt es seit den 90-er Jahren große Spezialtiefbaumaßnahmen, bei denen die Deutsche Bahn AG als Bauherr vertreten ist. Absolutes Highlight dieser Maßnahmen ist der Kreuzungsbahnhof, der den Nord-Süd- mit dem Ost-West-Bahnverkehr in der deutschen Hauptstadt verbindet. Der Bahnhof wird einen ober- und einen unterirdischen Teil haben und neben den Fernbahngleisen auch S-Bahn- und U-Bahn-Gleise beinhalten. Der berühmt-berüchtigte Berliner Baugrund, die unterschiedlich großen Baugruben, große Aushubtiefen und die Koordination der Arbeit an den Baugruben in verschiedenen Bauphasen erfordern große ingenieurtechnische Leistungen.

In Köln wird seit der Jahrtausendwende an der Anbindung des ausgebauten Flughafens an das Streckennetz der Deutschen Bahn gearbeitet. Einen wichtigen Abschnitt bildet das Los 3, welches in unmittelbarer Nähe zum Flughafen liegt. Als große logistische Aufgabe ist der Abschnitt zu betrachten, welcher in der Herrmann-Löns-Straße liegt. Parallel zu den Spezialtiefbauarbeiten mussten hier der Straßen- und der Anliegerverkehr aufrecht erhalten werden.

Berichtet wird von der Herstellung der Schlitzwände und der Weichgelsohlen für die Herstellung von Tunnelbauwerken.

2 Standorte

Im Zentrum von Berlin – in unmittelbarer Nähe des Reichstagsgebäudes, des Bundeskanzleramtes und der neu errichteten Abgeordnetengebäude – entsteht der große Bahnhof (s. Abb. 2). Wir befinden uns an der Bezirksgrenze von Mitte zum Wedding. Im Süden wird das Areal von der Spree, im Norden von der Stromstraße begrenzt. Im Westen grenzen die Gebäude der Lehrter Straße, im Osten die der Heidestraße an den Bau der Zukunft an (s. Abb.1).

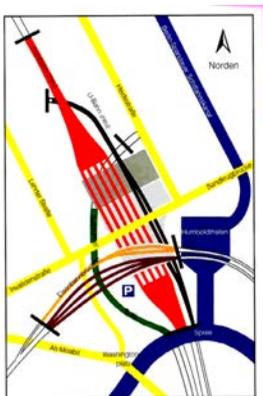


Abb. 1: Übersicht



Abb. 2: Luftbild aus dem Jahr 1999

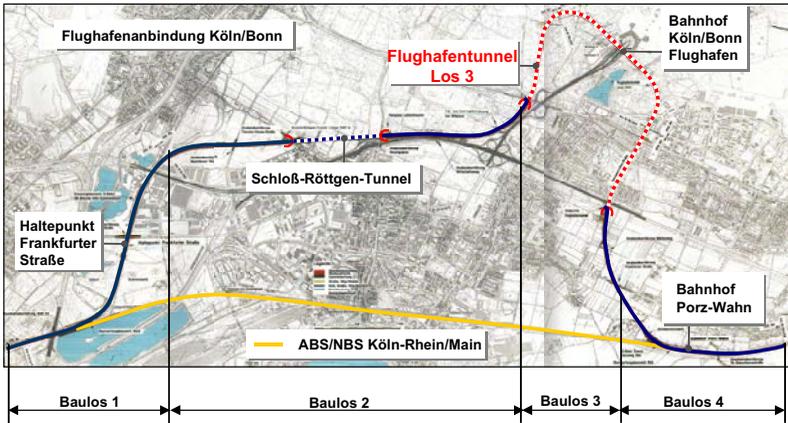


Abb. 3 und 4 : Lage des Los 3 und Luftbild des Flughafens mit Tunnelverlauf



In Kölner Ortsteil Porz, unmittelbar am Flughafen Köln/Bon, befindet sich das Projekt, welches auch „Flughafenschleife“ genannt wird. Das berühmte Gestüt Röttgen grenzt an das Areal.

3 Baumaßnahme

Am Standort des alten Lehrter Bahnhofes, der wie alle historischen Bahnhöfe in Berlin als Kopfbahnhof konzipiert war (s. Abb. 5) und des bis zum Jahre 2002 in Betrieb befindlichen S-Bahnhofes entsteht der rund 130 Meter breite und bis zu 1000 Meter lange Bahnhof. Zum ersten Mal in der Berliner Geschichte werden hier die regionalen und überregionalen Verkehrsflüsse aus allen vier Himmelsrichtungen zusammengefasst. Der Nord-Süd-Verkehr wird in einem unterirdischen Bahnhof, der West-Ost-Verkehr durch einen aufgeständerten Bahnhof aufgenommen (s. Abb. 6 und 7). Parallel werden Bauwerke für die S-Bahn, die U-Bahn (U 5) und den Straßenverkehr (B-96-Tunnel) erstellt. Das moderne Glasdach soll von zwei Bürohochhäusern flankiert werden. Zu diesem Zwecke existiert im Moment eine Lücke zwischen den beiden Glasdächern.



Abb. 5: Der alte Lehrter Bahnhof mit dem Hauptportal (um 1900)

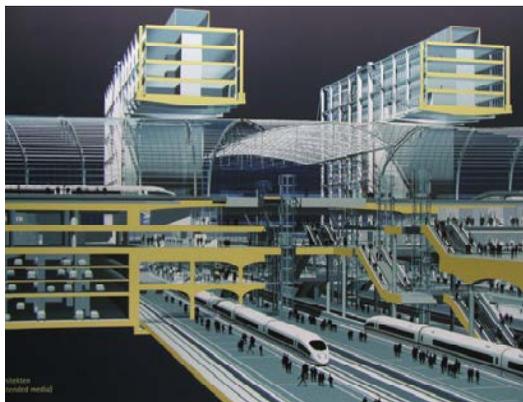


Abb. 6: Modell des zukünftigen Bahnhofes

Die Firma BAUER Spezialtiefbau war an der Herstellung der Baugruben N, M1, M2/M3, D2, C/D1 und B beteiligt. Zur Ausführung kamen Schlitzwände, Spundwände, Anker, UW-Betonsohlen, HDI-Sohlen, Weichgelsohlen, Auftriebsanker usw.

Im Stadtteil Porz, im Westen von Köln, plant die Deutsche Bahn eine Anbindung ihres Streckennetzes an den Flughafen der Medienmetropole. Die Schleife, welche den Flughafen an die Neubaustrecke Rhein-Main anbindet ist, in vier Losabschnitte aufgeteilt. Den größten Anteil an Spezialtiefbauarbeiten beinhaltete das Los 3, welches wiederum in die Abschnitte 3.1, 3.2 und 3.3 gegliedert ist. In den Abschnitten 3.1 und 3.2 kamen die Verbausysteme

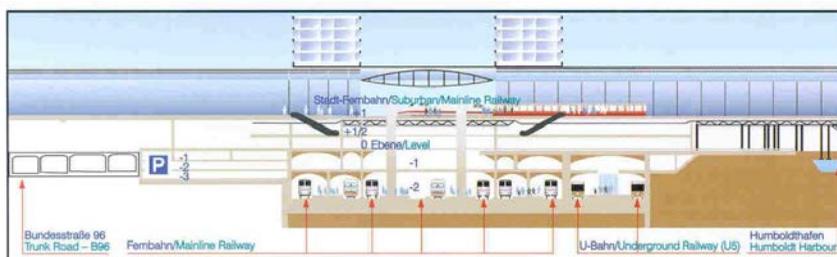


Abb. 7: Systemskizze des Komplexes

Träger-Bohl-Wand und Mixed-In-Place zur Ausführung; auf eine künstliche horizontale Sperrschicht konnte in diesen Losen größtenteils - aufgrund der geringen Aushubtiefen und entsprechender Grundwasserstände - verzichtet werden. Im Abschnitt 3.3 kamen verankerte Schlitzwände und eine auftriebsichere Weichgelsohle zur Ausführung. Die Querung der existierenden BAB 59 wurde mittels Spundwände und Stabilisierungsinjektionen ermöglicht. Das gesamte Los 3.3 wurde in Deckelbauweise hergestellt. Nach dem Aushub bis UK-Deckel und der Herstellung des Tunneldeckels wurde von einer Seite mit dem Aushub unter dem Deckel begonnen. Sukzessive wurde unter dem Deckel die 2. Ankerlage eingebracht und der Tunnel fertig gestellt.

4 Herstellung von Schlitzwänden und Weichgelsohlen

Die Herstellung einer Schlitzwand geschieht in folgenden Arbeitsschritten:

- Herstellung der Leitwand
- Aushub, in der Regel unter einer Bentonitsuspension
- Reinigung des ausgehobenen Schlitzes
- ggf. Einbau des Fugensystems (hier BAUER-Flachfuge oder Fertigteilfeuge)
- Einbau der Bewehrung
- Betonieren
- ggf. Abspitzarbeiten

Die Baustelleneinrichtung besteht aus einer Mischanlage für die Aufbereitung einer Bentonitsuspension; Silos, Förderschnecken, Mischern und Vorratsbehältern für Frischsuspension sowie für Arbeits- und Betoniersuspension. Ferner ist eine Regenerierung für die Separierung des Aushubes (Sand, Kies usw.) von der Bentonitsuspension auf der Baustelle zu betreiben. Die Dosierung des Bentonites wird so gewählt, dass mit einer Dichte von 1,04 – 1,06 begonnen wird.

Die Aushubarbeiten wurden bei den beschriebenen Baustellen mit BAUER-Hydraulikgreifern vorgenommen, die an LIEBHERR-HS-855- und HS-873-Geräten hingen.

Diese Kombination gewährleistet eine hohe Produktivität und die On-Line-Betrachtung des Schlitzes während der Herstellung durch den Gerätefahrer. Die Herstellung einer Injektionssohle erfolgt – schematisch – in folgenden Arbeitsschritten (Abb. 9)

- Abteufen des Bohrgestänges auf die statisch erforderliche Tiefe
- Ziehen des Bohrgestänges und Auffüllen des Bohrloches mit einer stützenden Suspension
- Einbau der Verpresslanze mit Ventil in das suspensionsgestützte Bohrloch
- Injektion des Baugrundes mit Weichgel/Feinstzement

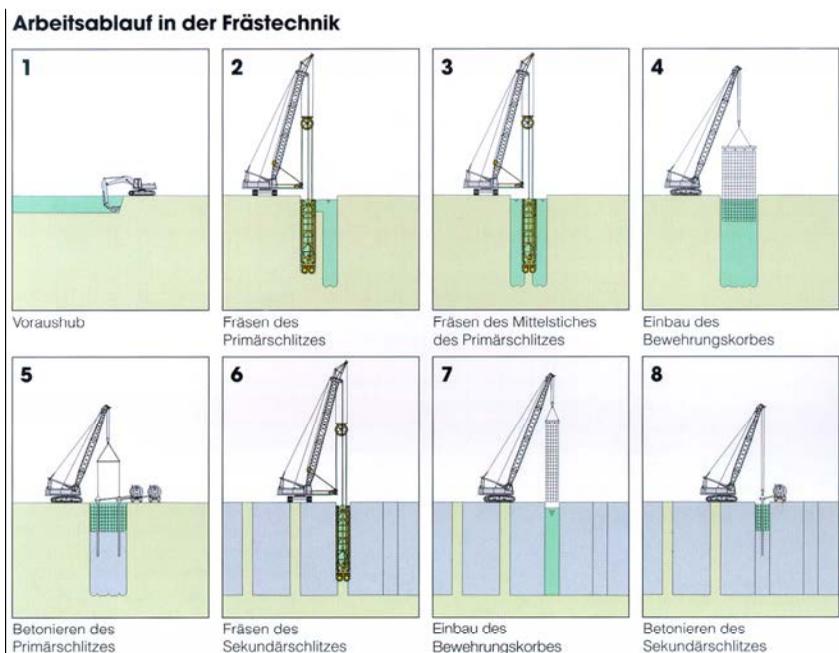


Abb. 8: Herstellschritte bei einer Schlitzwand mit der Fräse

Die Baustelleneinrichtung für die ersten drei Arbeitsschritte besteht aus einer Mischanlage, die das im Vorratssilo bevorratete Bentonit und Zement wiegt, mit Wasser anrührt und die entstandene Suspension temporär bevorratet. Dosiert werden i.d.R. 220 kg Feststoff pro Kubikmeter Suspension. Als Bohrgeräte stehen uns für die Injektionssohle eine Vielzahl von Geräten zur Verfügung; die Auswahl erfolgt in Abhängigkeit von der Bohrtiefe und dem Baugrund. Im vorliegenden Fall wurde mit einem Hitachi KH 180, der mit einem VRZ- 700-Rüttler ausgerüstet war, gearbeitet. Von der Mischanlage wird die angerührte Suspension zum Bohrgerät gepumpt und über den Hohlraum im Innern des Gestänges zur Spitze gepumpt. In das Bohrloch werden von uns i.d.R. 3/8-Zoll-PVC-Lanzen mit festgeschraubtem 1-Zoll-Ventilkörper eingestellt.

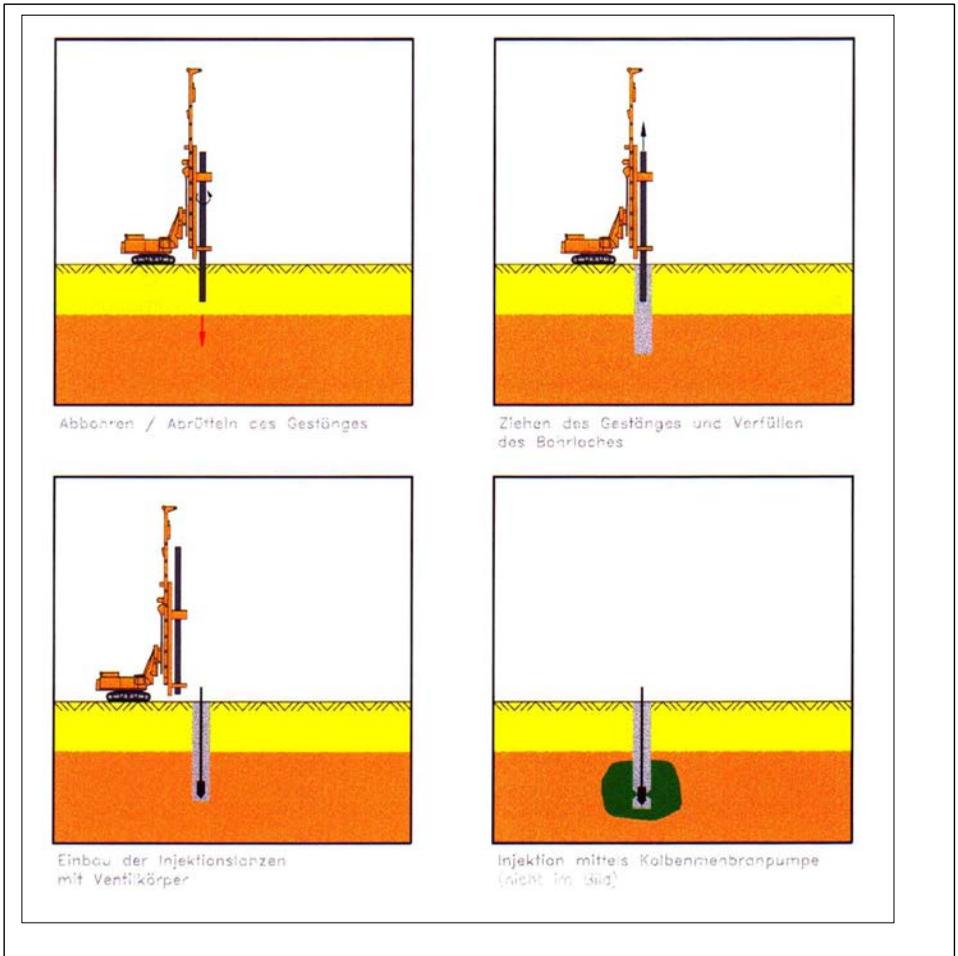


Abb. 9: Herstellschritte bei der Herstellung einer Injektionssole

Die Baustelleneinrichtung für die Injektion von Weichgel besteht aus Vorratssilos für die Grundkomponenten Wasserglas und Reaktiv, einem Wasserbehälter und dem Injektionscontainer. Die Zusammensetzung der Weichgellösung lautet:

- 80 Vol. % Wasser
- 18 Vol. % Wasserglas, chem. Natronwasserglas; $x \cdot \text{Na}_2\text{O} + y \cdot \text{SiO}_2$
- 2 Vol. % Reaktiv/Härter, chem. Natriumaluminatlauge; $(\text{Na}_2\text{Al}_2\text{O}_4)_n \cdot (\text{NaOH}_3)_{0,5n} \cdot \text{H}_2\text{O}$

Das Wasserglas und das Reaktiv werden in Edelstahlsilos bevorratet. Der Injektionscontainer ist in einen Steuer- und einen Maschinenraum aufgeteilt. Im Maschinenraum befinden sich die Pumpen und die Mischer zur Dosierung, Vermengung und zum Pumpen des Weichgels. Im Steuerraum werden die Injektionsdaten (Menge, Druck usw.) an einem computergestützten Arbeitsplatz eingegeben und die Ist-Daten registriert und protokolliert.

Für die in Berlin beauftragte Unterdeckelung der Weichgelsohle mit Feinstzement war zusätzlich eine Mischanlage für Suspensionen aufgebaut. Der angemischte Feinstzement wurde ebenfalls mit dem Injektionscontainer verpresst.

Der große Vorteil der Injektionscontainer ist, dass die Geräusche außerhalb des Containers sehr gering sind und deshalb die Injektion auch in Wohngebieten in Tag- und Nachtschicht erfolgen kann.



Abb. 10: Blick in den Maschinenraum eines Injektionscontainers

Abb. 11: Blick in den Steuerraum eines Injektionscontainers

5 Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung ist, wie bei allen Spezialtiefbauverfahren, die wichtigste Aufgabe für die ausführende Firma. Bei der Herstellung der Schlitzwände und Injektionssohlen wird u.a. auf folgende Aspekte sehr großen Wert gelegt:

Schlitzwand

- Leitwandbau durch Vermessung
- Suspension; rheologische und physikalische Messungen
- Suspensionsspiegel durch optische Beobachtung
- Vertikalität und Schlitztiefe durch eingebaute Inklinometer
- Bewehrung durch Abnahme mit Prüfer
- Betonage; Eingangskontrolle, Soll-Ist-Vergleich

Injektionssohle

Arbeitsschritte Bohren bzw. Rütteln

- Eingangskontrolle und Prozesskontrolle der Materialien
- Einmessen des Injektionsrasters mittels Capsy-System
- Vertikalität der Bohrungen mittels Inklinometer
- Solltiefe der Bohrungen mittels vorgegebener Lanzenlänge und Horizontallaser

Injektion

- Injektionsmenge mittels elektronischer Durchflussmesser
- Injektionsdruck mittels elektronischer Druckmesser
- Gelierzeit mittels Rückstellproben

Die bei der Herstellung gemessenen Daten werden täglich gesammelt, aufbereitet, protokolliert und an den Bauüberwacher weitergeleitet. Somit ist eine zeitnahe Kontrolle durch Dritte gewährleistet.

6 Baugrube B

Die Baugrube B stellt den Lückenschluss zwischen den bereits hergestellten Baugruben und Bauwerken im Süden und im Norden dar. Bevor der alte Klinkerbau des S-Bahnhofes abgerissen werden konnte, waren die Fern- und S-Bahngleise auf die neuen Gleise umzulegen. Seit Sommer 2002 rollen die Züge durch den neuen Bahnhof - unter den Glasdächern - hindurch. Die Baugrube B besteht aus dem ca. 120 Meter breiten Baufeld Ost und dem ca. 55 Meter breiten Baufeld West; s. Abb. 12, 13 und 14.

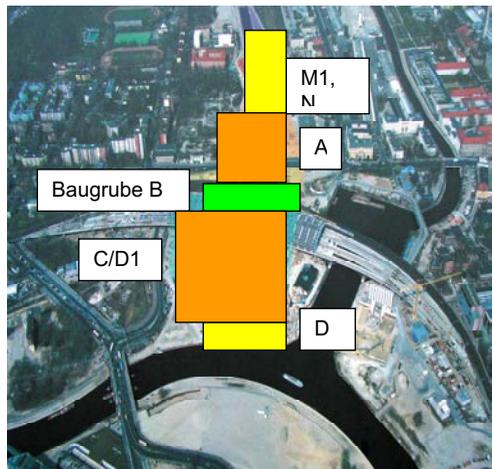
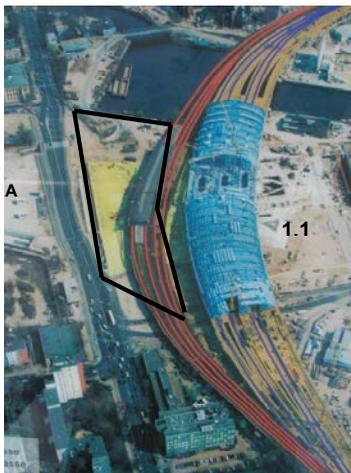


Abb. 12 und 13: Die Baugrube B am Ort des ehemaligen S-Bahnhofes; Baugrube B als Lückenschluss zwischen den Baugruben im Norden und Süden

Der Unterschied zwischen den Baufeldern B-Ost und B-West besteht vor allem in der unterschiedlichen Aushubtiefe. B-Ost wird tiefer ausgehoben, da hier später die unterirdischen Bahnsteige errichtet werden. Im B-West-Baufeld verläuft der B-96-Tunnel, der südlich des Potsdamer Platzes (am Landwehrkanal) beginnt und an der Heidestraße endet.

7 Baugrund

Das Gelände des Bauvorhabens liegt im Berliner Urstromtal. Dieses stellte in der Weichselkaltzeit einen der Hauptabflusswege für die Schmelzwässer dar. Unter der bis zu 5 Meter mächtigen anthropogenen Aufschüttung der letzten 100 Jahre treten rund 50 Meter mächtige pleistozäne Ablagerungen auf. Bei diesen handelt es sich um mitteldicht bis dicht gelagerte Tal- und Schmelzwassersande, partiell sind Lagen von Kiesen vorhanden. In größeren Tiefen befinden sich die Geschiebemergellagen der Grundmoränen. Auf diesen Mergellagen können im Berliner Baugrund Gerölle und Findlinge auftreten. Das Grundwasser steht nur wenige Meter unter dem Gelände an.

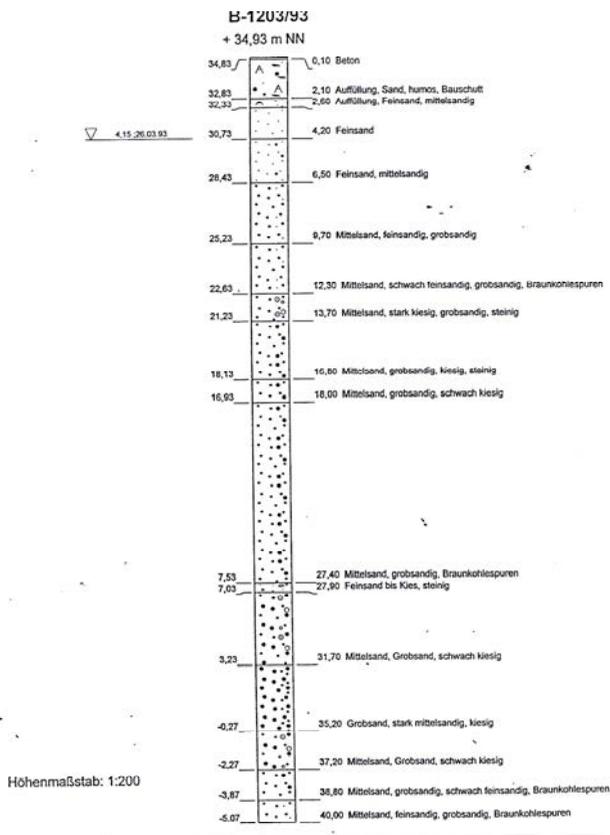


Abb. 14: Repräsentativer Baugrundaufschluss

8 B-Ost

Die in zwei Baufelder geteilte Baugrube umfasst ein ca. 120 x 100 Meter und ein ca. 80 x 55 Meter großes Baufeld. Die Baugrube wird im Norden durch die Baugrube A, im Süden durch die Baugrube C/D1 und im Osten vom Humboldtthafen begrenzt.

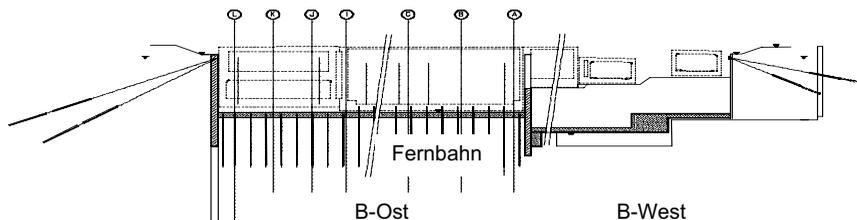


Abb. 15: Schematischer Schnitt (Ost-West) durch die Baugrube B

9 Die Besonderheiten

an dem B-West und B-Ost-Baufeld waren

- die Aufgabe, neue und alte Verbauwände zu kombinieren, da bestehende Wände z.T. von anderen Firmen hergestellt wurden
- die Vielzahl von künstlichen und natürlichen Hindernissen in der Schlitzwandtrasse
- die Vielzahl Hindernisse (Verpresskörpern und Litzen von Ankern, die aus den benachbarten Baugruben in das Baufeld reichen und nicht zurückgebaut werden konnten) im Bereich der Weichgelsohle (Abb. 17)
- die unterschiedlichen Aushubtiefen, die zur Folge hatten, dass die Schlitzwände und die Injektionssohle in unterschiedlichen Tiefen – inkl. Versatzsprüngen – herzustellen war
- die „Trennwand“ zum Baufeld B-Ost – eine Schlitzwand – die am Fuß ertüchtigt werden musste, um prognostizierten Bewegungen am Fuß der Wand vorzubeugen
- die Mantelverpressung an der Schlitzwand B-Ost-Ost, welche abschnittsweise herzustellen war
- die Temperaturen im Winter 2002/2003; Tiefstwerte von -15°C

Einige der Aspekte werden im Folgenden beleuchtet.

9.1 Temperaturen

Die Verschiebung der Baumaßnahme in die Winterperiode führte dazu, dass bei Temperaturen von bis zu -15°C gearbeitet wurde. Hierzu wurden die Mischanlagen (Vorratsbehälter, Rührwerksbehälter, Wasserbehälter usw.) eingehaust und beheizt. Ferner wurden Schieber, Schlauchleitungen usw. ummantelt und teilweise mit Heizdraht umwickelt.

9.2 Schlitziefen

Die Schlitzwand war partiell bis in eine Tiefe von 50 Meter herzustellen. Zur genauen Messung der Vertikalität diente das On-Line-Vermessungssystem, welches dem Gerätefahrer in jedem Moment die Qualität seiner Arbeit darstellt. Zur Herstellung hochwertiger Fugen in diesem Bereich setzten wir Fertigteile ein. Diese werden im Werk hergestellt und beim Einbau vor Ort auf die entsprechende Länge verbunden.

9.3 Hindernisse in Schlitzwandtrasse

Die quartäre Prägung des Berliner Baugrundes hat zur Folge, dass in bestimmten Tiefen mit Findlingen zu rechnen ist. Diese Findlinge haben Mitte der 90-er dazu geführt, dass Seilgreifer im Berliner Baugrund verloren wurden. Die Vorgeschichte des Areals ließ ferner auf alte Gründungsreste, Mauerwerk und auf Litzen-Anker schließen, welche aus den Nachbarbau gruben in die Schlitzwandtrasse reichten. Die Anker der Nachbarbaugruben waren von der Konkurrenz als wiederausbaubare Anker verkauft worden. Die Ausbaurate betrug lediglich 10-15%. Die ideale Lösung für diese Aufgabe stellt der Hydraulikgreifer dar, welcher über einen hervorragenden Mechanismus zum Trennen von Litzen verfügt und dessen hydraulischer Kreislauf einem Verklemmen entgegenwirkt.

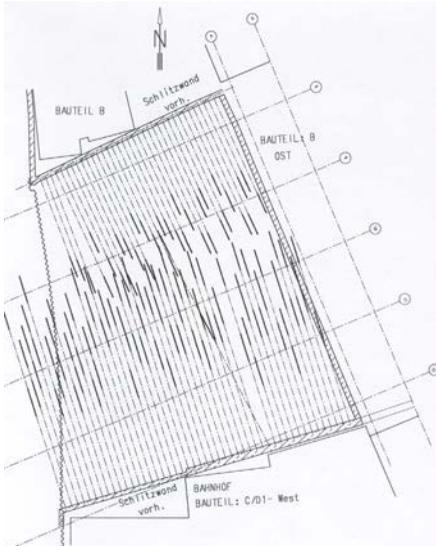


Abb. 16: Anker im Baufeld B-West



Abb. 17: Künstliche Hindernisse im Schlitzwandaushub



Abb. 18: Bildschirme im Fahrerhaus des Greifers

9.4 Hindernisse in der Baugrube B-West bei der Injektionssohlenherstellung

Die Vielzahl von Litzenankern und Verpresskörpern im Baufeld B-West führte dazu, dass einige Bohrungen abgebrochen werden mussten. Zur Wahrung der Qualität wurden an versetzten Stellen zwei Ersatzbohrungen abgeteuft.

9.5 Variable Unterkante der Injektionssohle

Die unterschiedlichen Aushubtiefen der Baugrube hatten unterschiedliche statische Tiefen für die Injektionssohle zu Folge. Zur Herstellung des Höhensprunges (vier Meter) wurde ein Streifen über das Baufeld gelegt. Bei den dazugehörigen Punkten wurden vier statt zwei Injektionslanzen in die jeweiligen Bohrungen eingestellt. Über die drei oberen Ventile wurde eine drei Meter dicke Weichgelsohle mit Unterdeckelung hergestellt.

10 Schnitt A – A

Im Schnitt ist erkennbar, dass die Unterkanten der Injektionssohle und des Injektionskörpers an der „Trennwand“ zum Baufeld B-Ost in unterschiedlichen Tiefen liegen. Der flachste Bereich liegt bei 14,00 mNN, der tiefste bei 6,00 mNN. Das Arbeitsplanum lag bei 32,00 mNN. Somit ergaben sich Bohrtiefen von 18 bis 26 Meter.

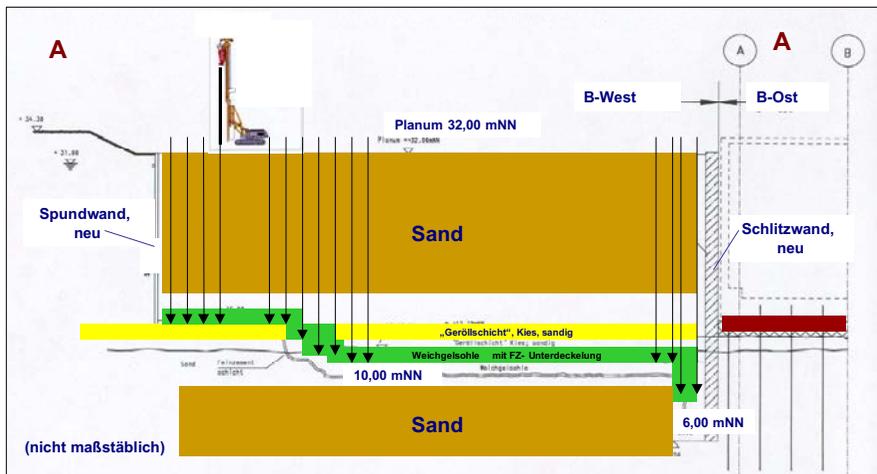


Abb. 19: Schnitt A-A (Ost-West)

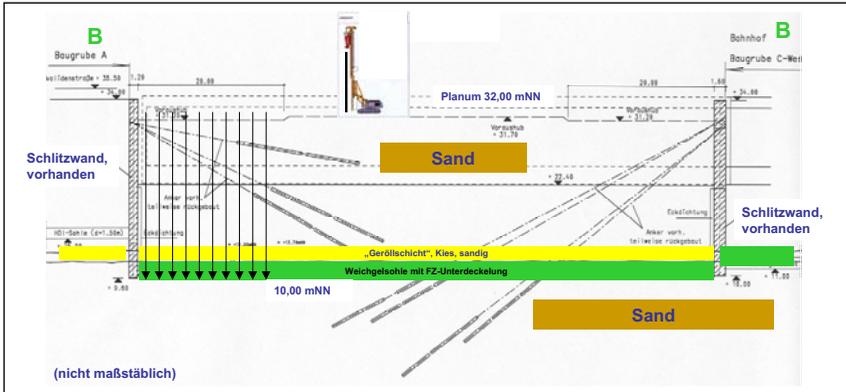


Abb. 20: Schnitt B-B (Nord-Süd)

11 Schnitt B – B

Im Schnitt B-B wird deutlich, dass sowohl die nördliche als auch die südliche Verbauwand Bestandteile ehemaliger Baugruben sind und die Anker der Baugruben A und C-West mit den Verpresskörpern und Stahl-Litzen ober- und unterhalb der Injektionssohle liegen.

12 Injektionsrasterplan

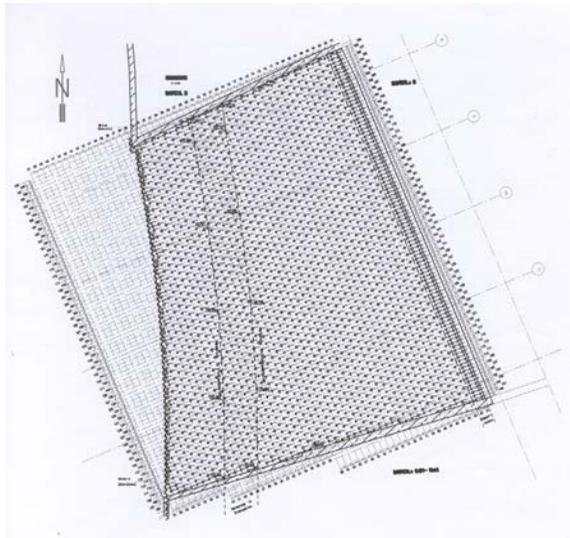


Abb. 21 : Injektionsrasterplan

Für die rund 4.300 m² große Grundfläche wählten wir das Raster, welches bei der Baugrube C/D1 angewendet wurde. Dort stellte BAUER im Jahre 1996 die Weichgelsohle her. Aus einem Abstand von 1,60 Meter zwischen den einzelnen Bohr-/Injektionspunkten und unter Berücksichtigung von Zusatzpunkten an den Verbauwänden ergaben sich 2.178 Punkte. Die Zusatzpunkte am Übergang zwischen Sohle und Wand werden dann hergestellt, wenn der Abstand zwischen dem Randpunkt und der Verbauwand einen kritischen Wert überschreitet. Jeder Punkt hat im Rasterplan einen bestimmten Nummerncode (z.B. 110 – 78) und ist somit eindeutig festgeschrieben. In die Bohrlöcher des normalen Bereiches, d.h. gleich Unterkante der Injektionssohle, wurden zwei miteinander verbundene PVC-Lanzen mit Fußventil eingestellt. Der Versatz zwischen den oberen – für die Weichgelinjektion – und dem unteren Ventil – für die Feinstzementinjektion – betrug 70 cm.

13 Höhengsprünge

Im Übergangsbereich zwischen der Injektionssohle mit UK 14,00 mNN und 10,00 mNN legten wir fest, dass der Höhengsprung von vier Metern über eine Breite von 11 Metern herzustellen ist. In jedes Bohrlöcher stellten wir ein Bündel aus vier miteinander verbundenen PVC-Lanzen ein, wobei das untere Ventil für Feinstzement und die oberen drei für die Weichgelinjektion vorgesehen waren.

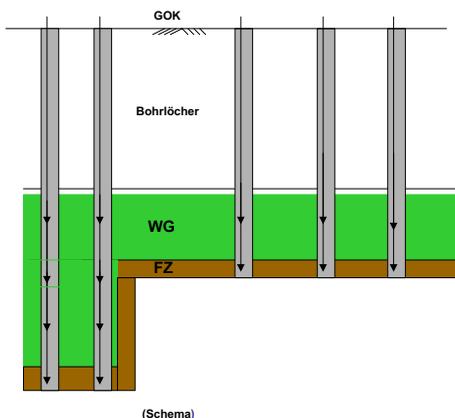


Abb. 22 : Schema des Einbaues von PVC-Lanzen im normalen Bereich und im Bereich des Höhengsprunges

14 Ergebnis

Das Ergebnis bei der Baugrube B ist positiv. Betrachten wir drei Aspekte, so ist Folgendes festzustellen:

- Restwassermenge:
 - Soll: max. 1,5 ltr/sec./1.000m² wasserbenetzte Fläche
 - Ist: 0,8 ltr/sec./1.000m² wasserbenetzte Fläche
- Bauzeit – z.B. für die Weichgelsohle:
- Soll: Oktober 2002 – Februar 2003
- Ist: November 2002 – Januar 2003

- Wasserchemie
- pH-Wert des Baugrubenwassers: max. pH 8,5

15 Köln Los 3.3

Eine Besonderheit in Köln war die schmale langgezogene Geometrie der Baugrube. Während der gesamten Bauzeit musste der Durchgangs- und Anlieferverkehr aufrecht erhalten bleiben. Diese Vorgabe wurde mittels entsprechender Bauabläufe erfüllt. Unter anderem wurden die Verbauwände erst auf einer Seite hergestellt. Sukzessive wurden anschließend Kragbrücken montiert, auf denen der Verkehr während der Herstellung der Weichgelsohle reibungslos laufen konnte. Zur Vermeidung von Verunreinigungen der Straßen wurde der Schlitzaushub direkt in Mulden verladen und zur zwei Kilometer entfernten Rüttelsieb- und Regenerierungsanlage gefahren. Aufgrund der Kragbrücken wurden die äußeren Reihen der Weichgelsohle mit geeigneten Bohrungen hergestellt.

16 Ergebnis

Die Ergebnisse bezüglich der Restwassermenge und Bauzeit waren positiv. Hinsichtlich der Wasserchemie wurde eine Probebaugrube hergestellt und das Grundwasser im Abstrom beprobt.

17 Vorteile für den Kunden

Im Bereich der Verbausysteme und der Dichtsohlen – hier: künstliche horizontale Sperrschichten – im Spezialtiefbau kommen verschiedene Systeme in Betracht. Zu nennen sind z.B. Spundwände, MIP-Wände und Bohrpfahlwände für den wasserdichten Verbau, sowie UW-Betonsohlen und Hochdruckinjektionsohlen als horizontale Elemente. Wir können bei Schlitzwänden und Weichgelsohlen Folgendes feststellen:

17.1 Schlitzwände

- Hohe Qualität durch Vermessung der Vertikalität, durch wenige Fugen ist die Restwassermenge sehr gering
- Ausführungsgenauigkeit hat einen hohen Standard durch lückenlose Messungen der Suspension und des Betons sowie der On-Line Überwachung
- Geringe Verformungen
- Enger Abstand zu Gebäuden ist realisierbar
- In schwierigem Baugrund einsetzbar
- Große Tiefen sind realisierbar

17.2 Weichgelsohlen

- Preis: In Kombination mit den sinnvollsten Verbausystem (MIP-Wand, Spundwand, Schlitz- und Dichtwände) entstehen dem Kunden geringe Kosten.
- Zeit: Die hohen Produktivitäten beim Bohren/Rütteln und die mögliche Tag- und Nachtschicht bei der Injektion führen zu äußerst kurzen Ausführungszeiten.
- Hindernisse im Baugrund können berücksichtigt werden; durch entsprechende Maßnahmen minimiert sich das Risiko.
- Qualität: Das umfassende System sorgt dafür, dass Weichgelsohlen als die technisch sicherste Variante der horizontalen Dichtelemente gelten.



Abb. 23 : Blick in die Baugrube B-West (Sommer 2003)



Abb. 24: Hydraulikgreifer vor dem Glasdach des neuen Bahnhofes



Abb. 25 : Blick in die Baugrube B-Ost – Nassbaggerarbeiten (Sommer 2003)



Abb. 26: Blick aus dem Personenkorb eines Rüttelträgergerätes; im Bild oben die alte S-Bahnstrecke (Sommer 1997)

Tiefe Baugruben und Tunnel im Grundwasser – vorgestellt an Großprojekten aus Norddeutschland

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley
Dipl.-Ing. Florian Unold

Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr München

Zusammenfassung

Anhand der Projekte Straßentunnel Bremen Hemelingen, Tunnel TESLA Ellerhoop, Herrentunnel Lübeck sowie Staatsoper Hamburg werden besondere Herausforderungen bei der Beherrschung von oberflächennahem Grundwasser aufgezeigt. Effektivere Verfahren zur Erfassung der Grundwassersituation werden dabei ebenso vorgestellt wie Ansätze zur zutreffenderen Beschreibung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung unter Berücksichtigung des Einflusses des Grundwassers.

1 Einleitung

Anhand verschiedener Großprojekte im Norddeutschen Raum werden Herausforderungen an den Grundbauingenieur aufgezeigt, die sich bei der Planung und Ausführung dieser tiefen Eingriffe in das Grundwasser ergeben. Hierbei spielen zum einen die außerordentlich hohen Belastungen infolge Wasserdruck eine Rolle, zum anderen muss die Wechselwirkung des Grundwassers mit dem Bauwerk und Baugrund zutreffend erfasst werden. Des Weiteren kommt es insbesondere in tidebeeinflussten Bereichen zu zeitabhängigen Wasserstandsänderungen, so dass statische Berechnungen zeitvariant durchgeführt werden müssen. Zur Beherrschung der Wasserlasten im Baugruben- und Tunnelbau müssen unter anderem auch außerordentlich anspruchsvolle geotechnische Konstruktionen realisiert werden, die häufig über den vorliegenden Erfahrungsschatz hinaus reichen.

Aus diesen vielfältigen Aufgaben resultieren auch Herausforderungen an die geotechnische Forschung, die mit Fokus auf die baupraktische Umsetzung theoretisch und experimentell am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München vorangetrieben wird.

2 Straßentunnel Bremen Hemelingen

2.1 Allgemeines

Zur Verbesserung der infrastrukturellen Voraussetzungen des Gewerbe- und Industriegebietes im Bremer Südosten sowie zur verkehrstechnischen Entlastung der Wohngebiete und Kernbereiche der Bremer Ortsteile Hemelingen und Sebaldsbrück wurde der Tunnel Hemelingen als Direktverbindung zwischen Bundesautobahn A1 und dem Gewerbe- und Industriegebiet realisiert. Der Tunnel wurde in Schlitzwand-Deckel-Bauweise mit Druckluftstützung hergestellt. Infolge des sehr geringen Abstandes zwischen der Baumaßnahme und der bestehenden setzungsempfindlichen Nachbarbebauung von teilweise lediglich rd. 0,5 m mussten an Bauausführung und Bauüberwachung besonders hohe Anforderungen gestellt werden.

2.2 Untergrundverhältnisse

Die Untergrundverhältnisse sind durch den Einfluss der Weser geprägt. Unterhalb geringmächtiger Auffüllungsschichten befinden sich feinkörnige Dünenande, die von Auesedimenten unterlagert werden. Diese Deckschichten besitzen nur geringe Tragfähigkeiten. Im Tiefenbereich zwischen Sohle und Unterkante der Verbundwand der Baumaßnahme stehen die sogenannte Wesersande an, ein Gemenge aus überwiegend mittlerer und grober Körnung mit Einlagerungen an Steinen bis hin zu Blöcken. Unterhalb der Wesersande folgen die sogenannten Lauenburger Schichten, die sich aus Wechsellagerungen von sandigen und tonigen Schluffen bzw. schluffigen Sanden zusammensetzen (Bild 1).

Der Hauptgrundwasserleiter wird durch die Wesersande gebildet, die eine vergleichsweise hohe Wasserdurchlässigkeit aufweisen. Der Grundwasserstand befindet sich bei Normalabflüssen der Weser bei ca. 3,0 bis 3,5 m unter Gelände.

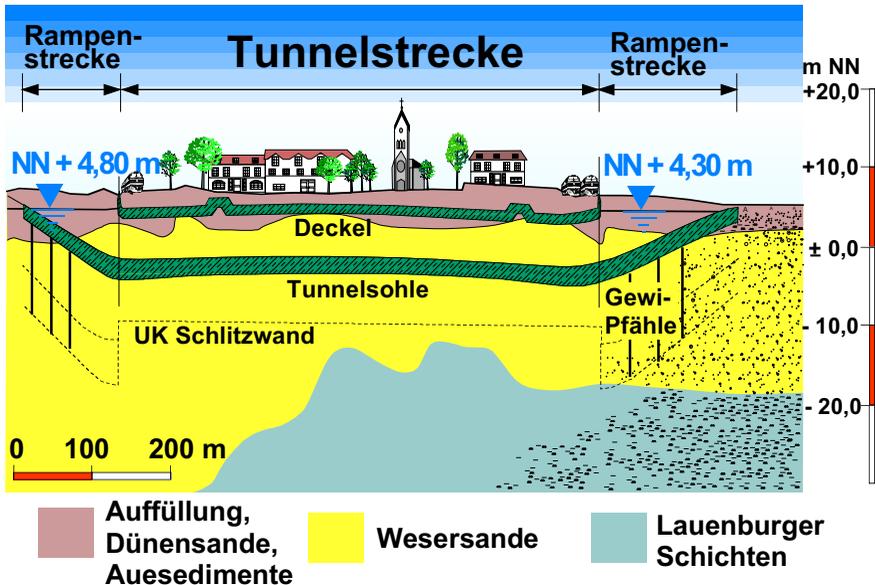


Bild 1: Untergrundverhältnisse im Bereich der Tunnelstrecke

2.3 Bauwerk und Bauweise

Die Gesamtlänge des Tunnelbauwerks einschließlich Rampen beträgt ca. 920 m, davon entfallen ca. 560 m auf den geschlossenen Tunnelabschnitt und jeweils ca. 180 m auf die beiden Rampentröge. Die lichte Weite liegt im Bereich des Tunnelbauwerks bei ca. 15,7 m und weitet sich im Endbereich der Tröge auf 21,5 m auf. Die Überdeckung beträgt ca. 0,5 bis 2,5 m.

Die Trogbauwerke sowie die östliche Eisenbahnüberführung wurden in offener Wand-Sohle-Bauweise mit wasserdruckhaltenden Baugrubenwänden und rückverankerten Unterwasserbetonsohlen hergestellt. Der Bau der Tunnelstrecke erfolgte in Wand-Deckel-Bauweise unter Druckluft.

Die Arbeitskammer für den Druckluftvortrieb wurde seitlich durch die Schlitzwände der Verbauwand umschlossen. Den oberen Abschluss der Arbeitskammer bildete die Tunneldecke, die vorlaufend zwischen den Neubauwänden hergestellt wurde. Zur Aufnahme der aus der Druckluft nach oben gerichteten Beanspruchung wird die vorab hergestellte Tunneldecke über Knaggen an die Schlitzwand angeschlossen. Die Tunneldecke wirkt gleichzeitig als horizontale Aussteifung der Verbauwände.

Um eine spätere, vom Bauherrn gewünschte Trennung des Baubehelbs vom endgültigen Bauwerk zu erzielen, wurden vertikale Fugen zwischen Schlitzwand und Tunneldeckel angeordnet. Infolge des Luftdrucks p bildet sich eine Grenzfläche zwischen Luft und Wasser im Korngerüst des Bodens aus. Der Wasserspiegel steigt infolge des Abbaus der Druckluft im Korngerüst mit wachsendem Abstand von der Ortsbrust wieder an (Bild 2). Die Prognose über den Verlauf und die Form der Grenzfläche muss dabei als Mehrphasenströmung Boden-Grundwasser-Luft, unter Berücksichtigung der Teilsättigung des Bodens modelliert werden. Zu diesem Themenkomplex liegen umfangreiche Forschungen am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München vor, die in Zukunft in verschiedenen Bereichen weitergeführt werden (Boley & Zou, 2004).

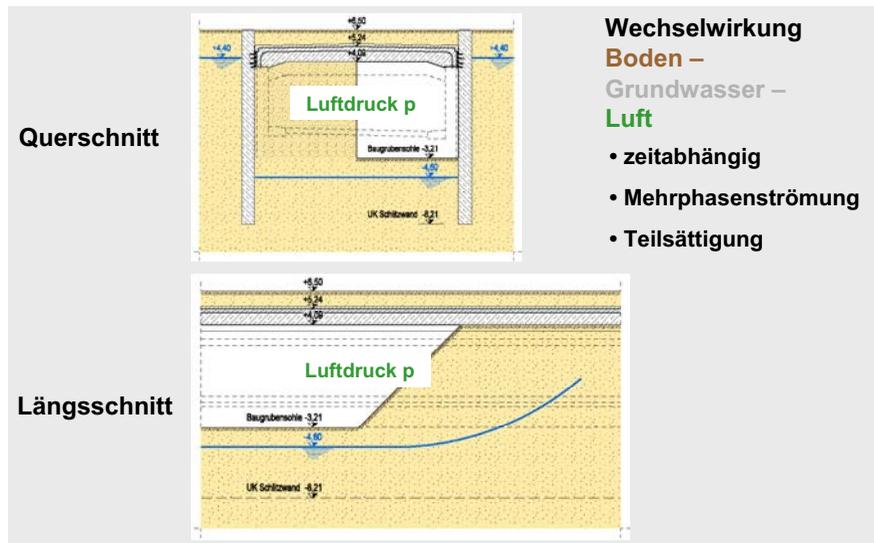


Bild 2: Offene Bauweise unter Druckluft



Bild 3: Verlauf der 920 m langen Tunneltrasse durch den Stadtteil Bremen Hemelingen

Bild 3 zeigt den S-förmigen Verlauf der Tunneltrasse während der Bauausführung. Zu erkennen sind die beiden Bahnstrecken Bremen – Hannover sowie Bremen – Osnabrück. Der Bahnbetrieb musste während der Bauzeit völlig unbeeinflusst bleiben, was im vorliegenden Fall auch gelungen ist. Zu erkennen ist auch die zum Teil mehr als 100 Jahre alte unmittelbar benachbarte Bebauung, die zusätzliche Herausforderungen an die auftretenden Verformungen während der Bauzeit nach sich zog. Aufgrund der Sensibilität der benachbarten Bebauung und der Infrastruktureinrichtungen wurde ein geotechnisches Messnetzwerk installiert, das es erlaubte, sämtliche Verformungsgrößen online zu erfassen und simultan an mehrere am Bau Beteiligte zu übermitteln. Im vorliegenden Bild sind die Schlitzwandaarbeiten bereits abgeschlossen und der Deckel ist auf dem bestehenden Sandauflager betoniert.

2.4 Konzept, Einrichtung und Betrieb des geotechnischen Messnetzwerkes

Zum Schutz der bestehenden Bebauung und der Vegetation sowie zur Vermeidung der Verschleppung von Verunreinigungen im Grundwasser im Zuge der Beeinflussung des Grundwasserhaushalts während der Baumaßnahme war es zur Überwachung und Dokumentation erforderlich, Grundwassermessstellen zu installieren. Die Grundwasserstandsmessungen erfolgten dabei sowohl online (10 Messstellen) als auch per autonomer Datenerfassung über Datenlogger (21 Messstellen).

Zur Sicherung des teilweise sehr setzungsempfindlichen Bauwerksbestandes sowie zur Kontrolle möglicher Auswirkungen auf die in Betrieb befindlichen, unmittelbar angrenzenden Industriebetriebe waren an den vorhandenen Gebäuden Verschiebungsmessungen durchzuführen. Diese Messungen erfolgten an 8 Gebäuden mit insgesamt 98 Kontrollpunkten. Es kam dabei ein vollautomatisches, autonomes Messsystem zum Einsatz, bei dem mit Hilfe

von 3 Totalstationen (Präzisionstachymetern vom Typ Leica TCA 2003) die dreidimensionalen Verschiebungen der Präzisionsprismen auf den Kontrollpunkten erfasst wurden (Bild 4).



Bild 4: Totalstation zur Online-Messung der Schlitzwand- und Gebäudeverformungen

Über den Einsatz von Online-Messverfahren im Tunnelbau wird bei Knoll et al. (1999) berichtet.

Im Rahmen der Bauüberwachung wurden in der Verbauwand Neigungs- und Verschiebungsmessungen mit Hilfe von Inklinometern und TRIVEC-Sonden durchgeführt. Die hierbei gewonnenen Informationen dienen unter anderem der Kalibrierung der Berechnungsannahmen für die Mantelreibung.

Zu lösende Aufgaben:

- Prognose der Verformungen
- Prognose der Geländehebungen
- Prognose des Druckluftverbrauches

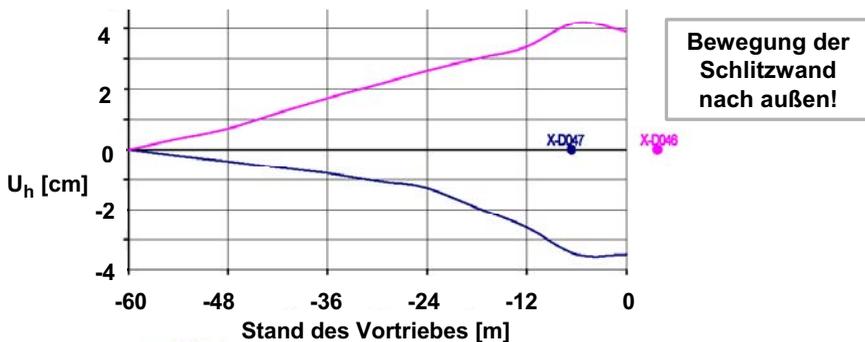


Bild 5: Bewegung der Schlitzwände während des Druckluftvortriebes: Interaktion Tragwerk – Boden – Luft – Grundwasser

Am Kopf der Schlitzwand wurden darüber hinaus ebenfalls Messprismen angebracht, so dass die Schlitzwandverformungen baubegleitend erfasst werden konnten. In Bild 5 sind die horizontalen Verformungen von zwei gegenüberliegenden Schlitzwandkopfpunkten als Funktion des Standes des Vortriebes dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Schlitzwand während des herannahenden Vortriebes nach außen, d. h. gegen das Erdreich bewegt. Diese Beobachtung ist zunächst nicht selbstverständlich, da Wasser- und Erddruck von außen auf die Schlitzwand einwirken. Von innen wirkt jedoch der Luftdruck, der so groß eingestellt wird, dass er das Grundwasser vollständig aus dem ausgebrochenen Hohlraum verdrängt. Dies führte im vorliegenden Fall dazu, dass die Resultierende des Luftdrucks größer ist als die der von außen einwirkenden Kräfte, so dass sich Schlitzwandverformungen nach außen einstellen. Diese erreichten im vorliegenden Fall, wie in Bild 5 zu sehen, eine Größenordnung von rd. 4 cm. Der Maximalwert stellte sich in etwa ein als die Ortsbrust an den jeweiligen Schlitzwandpunkten vorbeifuhr. Danach bewegte sich die Schlitzwand wieder nach innen und kehrte in ihre Ausgangslage zurück.

Die nach außen gerichteten Schlitzwandverformungen bedingten bei der im vorliegenden Fall gewählten Bauweise mit vertikaler Fugenzwischendecke und Schlitzwand eine besondere Dichtungskonstruktion, die insbesondere in der Lage sein muss, den während der Bauzeit auftretenden Luftdruck aufzunehmen und eine entsprechende Dichtwirkung zu leisten. Dies machte besondere Planungsleistungen im Vorfeld erforderlich, um unplanmäßige Druckluftverluste infolge mangelnder Dichtungskonstruktionen zu vermeiden.

Auf der planerischen Seite bestand die Aufgabe insbesondere darin, die auftretenden Verformungen in Abhängigkeit vom Bauzustand möglichst zutreffend zu prognostizieren.

Dies galt im vorliegenden Fall auch im Hinblick auf die unmittelbar benachbarte verformungsempfindliche Bebauung. Im Hinblick auf im Baufeld verlaufende Leitungen kam der Prognose der Geländehebungen während des Druckluftvortriebes besondere Bedeutung zu. Im Rahmen der Arbeitsvorbereitung musste der Druckluftverbrauch möglichst zutreffend abgeschätzt werden. Dies erfolgt in der Regel aufgrund vorliegender Erfahrungswerten und wurde ergänzt durch Berechnungen auf der Grundlage der Mehrphasenströmung von Luft und Wasser im Boden.

2.5 Zusammenfassung Projekt Straßentunnel Bremen-Hemelingen

Durch das beschriebene geotechnische Messnetzwerk konnte eine erhebliche Beschleunigung des Informationsflusses sowie eine Vereinfachung der baubegleitenden Überwachung erreicht werden. Durch die zentrale Datenerfassung konnte die Anzahl der für die Fremdüberwachung erforderlichen Mitarbeiter deutlich verringert werden. Die laufende Überwachung der Verschiebung der Verbauwände ermöglichte darüber hinaus die Massenoptimierung einzelner Bauteile und war im Hinblick auf die kontinuierliche Dokumentierung des Bauablaufes von großem Nutzen.

3 Tunnel TESLA

3.1 Allgemeines

Bei dem TESLA Projekt des Deutschen Elektronen-Synchrotron (DESY) handelt es sich um die Realisierung eines supraleitenden Linearbeschleunigers für Tera-Elektronenvolt-Energie (TESLA = TeV Energy Superconducting Linear Accelerator). Der TESLA-Komplex besteht aus einem 33 km langen Haupttunnel, 4 Tunnelschleifen zu je etwa 1 km, 28 Schächten, Gebäuden und Hallen sowie einem ca. 8 km langen Fächertunnel. Der Haupttunnel beginnt auf dem DESY-Gelände in Hamburg-Bahrenfeld und verläuft in Richtung Nordwest durch den Kreis Pinneberg bis zur Gemeinde Westerhorn (Bild 6).

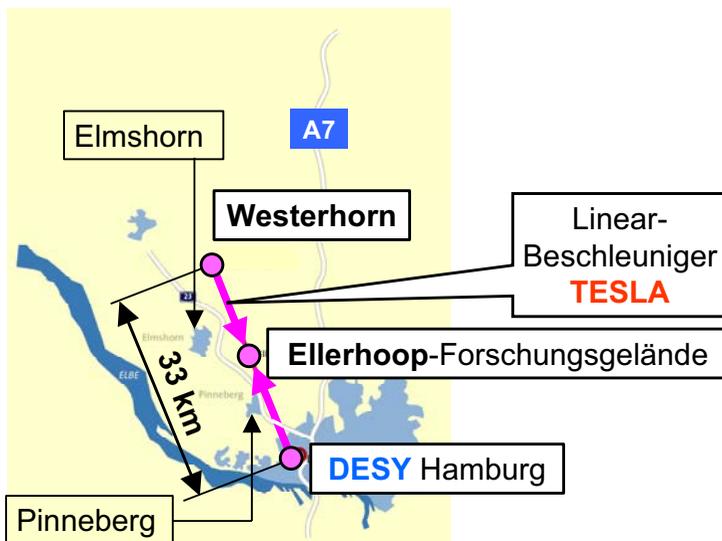


Bild 6: Geplanter Standort des Linear-Beschleunigers TESLA Auf halber Strecke des Tunnels, auf dem Ellerhoop-Forschungsgelände, sieht die Planung die Errichtung der Hallen

und Betriebsgebäude für die Kollision von Protonen und Elektronen vor. Die Hallen haben im Grundriss Abmessungen von rd. 60 m x 160 m (Bild 7).

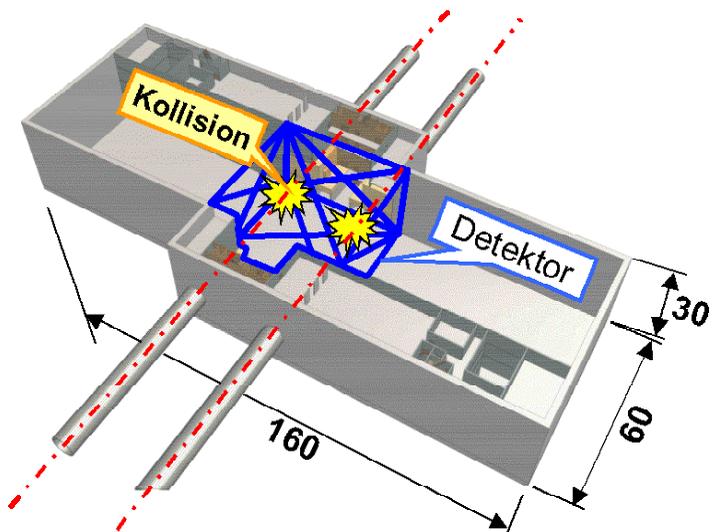


Bild 7: LINAC-Experimentierhalle

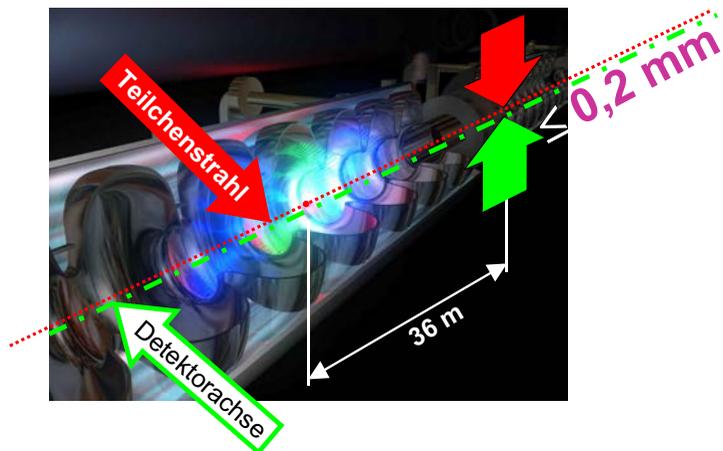


Bild 8: Geometrische Vorgabe der Physiker an die Bauingenieure

In den Hallen befinden sich Detektoren zur Aufnahme der Elektronen bzw. Protonen. Die Detektoren wirken quasi als Zielscheibe, während die aus dem Tunnel eintreffenden Teilchen als Geschoss wirken. Anzustreben ist, dass die Teilchenachse bzw. Geschossachse in Deckung mit der Detektorachse, also der Zielachse verläuft (Bild 8). Daraus ergibt sich

die Forderung, dass sich die beiden Bauwerke Tunnel und Halle synchron verformen müssen. Die numerisch ermittelten Hebungen bewegen sich in der Größenordnung von rd. 1 mm.

3.2 Vertikalverschiebungen infolge Grundwasserspiegelschwankungen

Im vorliegenden Fall treten Grundwasserschwankungen entlang des Tunnels von rd. 2 m auf. Dies führt zu einer Veränderung der wirksamen Spannungen im Boden und daraus resultierend zu Verschiebungen von Halle und Tunnel. Der Tunnel hebt sich und es findet darüber hinaus eine Entovalisierung des Tunnelquerschnitts statt (Bild 9).

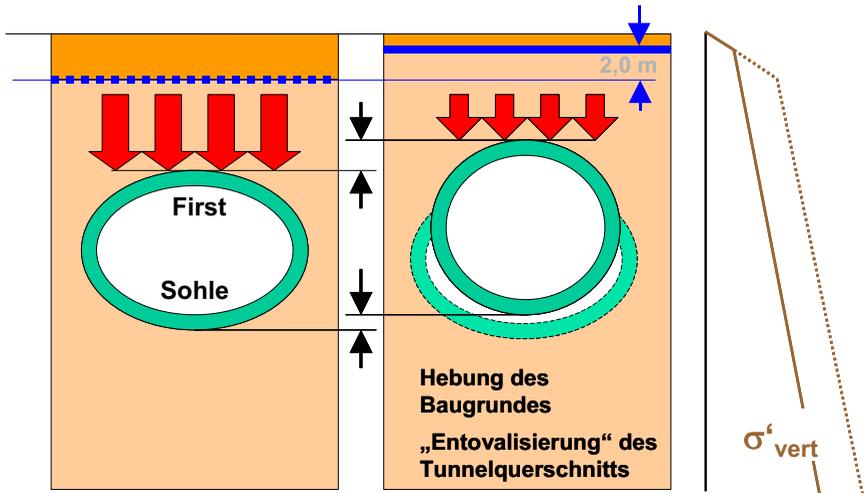


Bild 9: Tunnelverformungen infolge zeitlichen Schwankungen des Grundwasserspiegels

Die Halle hebt sich ebenfalls. Zusätzlich tritt eine weitere Biegung der Sohlplatte sowie zusätzliche Pfahldehnungen infolge Auftrieb auf (Bild 10).

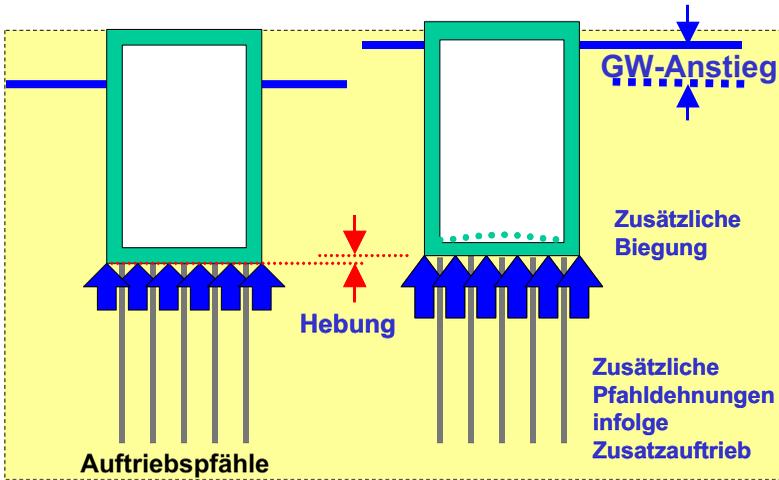


Bild 10: Hebungen der Halle infolge Anstieg des Grundwassers

Die Bilanzierung der Verformungen zeigt, dass sich Tunnel und Hallen unterschiedlich voneinander verformen und es verbleibt eine Referenzverformung von rd. 3 mm. Diese für geotechnische Problemstellungen vergleichsweise kleine Verformung wurde allerdings im vorliegenden Fall für zu groß befunden, so dass theoretische Überlegungen zur möglichen Egalisierung dieser Verformungen angestellt werden sollten (Bild 11).

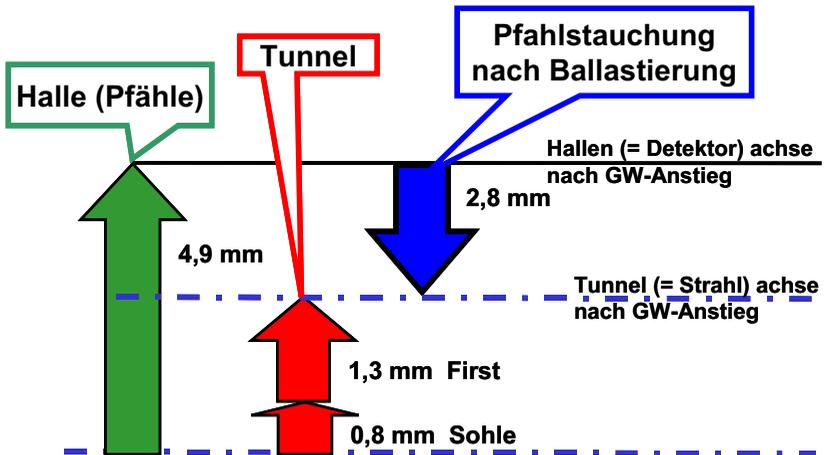


Bild 11: Summe der Verschiebungen infolge Grundwasseranstieg

3.3 Verminderung der Setzungsunterschiede

Zur Verminderung der Setzungsunterschiede ist die Realisierung einer Dichtwanne mit regelbarem Grundwasserspiegel denkbar, in der die Halle hergestellt wird. In Abhängigkeit des Grundwasserspiegels werden künstlich durch eine Befüll- und Absenkanlage Hebungen und Senkungen erzeugt, um die entsprechenden Tunnelverformungen auszugleichen (Bild 12).

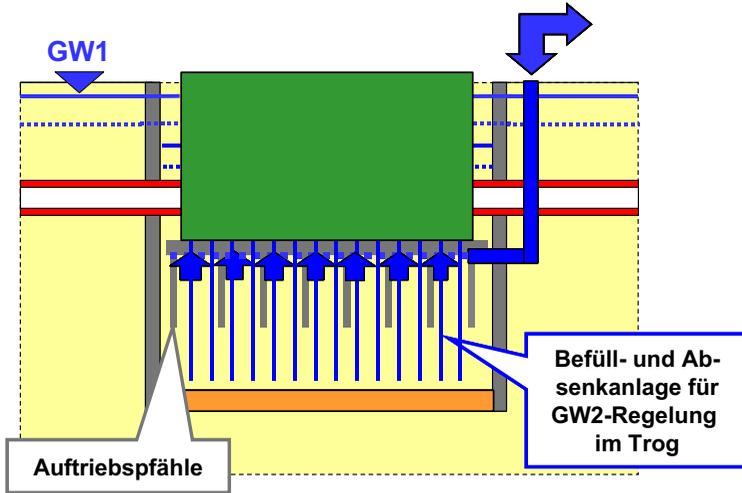


Bild 12: Dichtwanne mit regelbarem Grundwasserspiegel

Darüber hinaus ist die Ausführung einer Wabensohle denkbar, die Hohlkammern zur Aufnahme von Wasser enthält. Je nach Zustand können so künstlich Verformungen induziert werden.

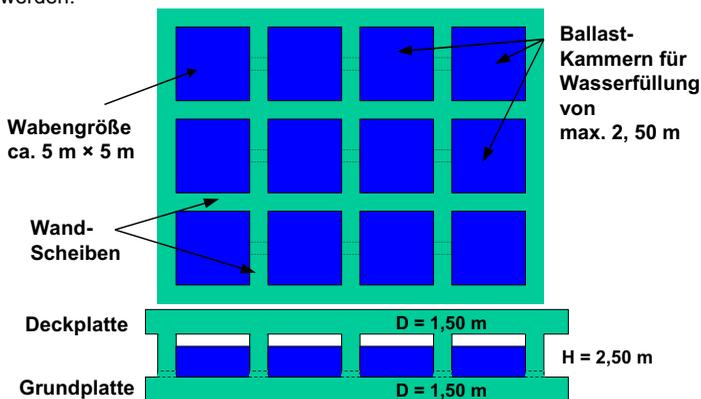


Bild 13: Wabensohle

3.4 Zusammenfassung Projekt Tunnel TESLA

Die genannten konstruktiven Lösungen stellen sich als äußerst aufwendig dar und sind de facto nicht praktikabel. Es muss deswegen auch an dieser Stelle festgestellt werden, dass die konstruktive Beherrschung von Verformungen im Millimeterbereich in der Geotechnik nur mit hohem Aufwand und begrenzter Zuverlässigkeit möglich ist. Eine derartige Aufgabe mit so hohen Anforderungen an die Präzision der baulichen Anlagen kann nur durch die interdisziplinäre Zusammenarbeit von Bauingenieuren, Maschinenbauern und Physikern gelöst werden. Im vorliegenden Fall kommt in Frage, die entsprechenden Strahlenachsen regulierbar zu gestalten, was z. B. mit Hilfe von Mikromotoren geschehen kann. Das Problem wird quasi im vorliegenden Fall interdisziplinär zwischen Bauingenieuren und Maschinenbauern gelöst.

4 Herrentunnel Lübeck

4.1 Allgemeines

Zwischen der Zufahrt zur Autobahn A 226 und der Lübecker Innenstadt befindet sich ein verkehrstechnisches Nadelöhr in Form der bereits baufälligen Herrenbrücke. Statt der Erneuerung der Klappbrücke entsteht ein ca. 1040 m langer Straßentunnel, der die Bundesstraße Lübeck-Travemünde nordöstlich von Lübeck unter der Trave hindurchführt.

4.2 Bauwerk und Bauweise

Der Herrentunnel besteht aus zwei parallelen Röhren mit einem Außendurchmesser von 11,30 m (Bild 14). Auf einer Länge von ca. 780 m wird der Tunnel im Schildvortrieb (Hydro-schild) hergestellt. Zum Einsatz kam die Schildvortriebmaschine, mit der zuvor der Wesertunnel aufgefahren wurde. Der Rest der Strecke wird in offener Bauweise erstellt. Das Gesamtbauwerk aus Mautstation, den beiden Rampen und dem eigentlichen Tunnelstück besitzt eine Gesamtlänge von ca. 2000 m.

Bis zur Fertigstellung der Bauarbeiten werden voraussichtlich folgende Mengen an Baustoffen zu verarbeiten sein:

- Beton: 44.000 m³ Ortbeton + 24.000 m³ Fertigbetonteile
- Baustahl: 6.600 Tonnen
- Boden, ausbauen: 870.000 m³
- Boden, einbauen: 180.000 m³
- Wasserleitungen: 11.800 m

4.3 Bauausführung

Während der Bauarbeiten ist ein bis zu 20 m tiefer Eingriff in das Grundwasser erforderlich. Der Baugrubenverbau erfolgte in Schlitzwandbauweise. Zur Abtragung des Wasserdrucks wurden unter den horizontalen Unterwasserbetonsohlen Kiesfilterdränagen angeordnet. Zur temporären Verkehrsführung wurde ein Fangedamm errichtet, der als Verkehrsstraße (SLW 60/30) so dimensioniert werden musste, dass der fließende Verkehr der Herrenbrücke aufgenommen werden konnte. Der Fangedamm wurde als Trägerbohlenwand mit 3-facher Verankerung ausgeführt und direkt neben der Trogbaugrube errichtet (Bild 15). Der Baugrund besteht oberflächennah aus Sand, darunter steht Geschiebemergel an, der von Sand- und Schlufflagen durchzogen ist. Im Geschiebemergel treten Findlinge von einer Größe von bis zu 1 m auf. Da ein maximaler Tidenhub von bis zu 20 m zu berücksichtigen war, mussten besondere Anforderungen an das Verformungsverhalten der Baugrubenschließung gestellt werden.



Bild 14: Unterquerung der Trave durch 2 Röhren

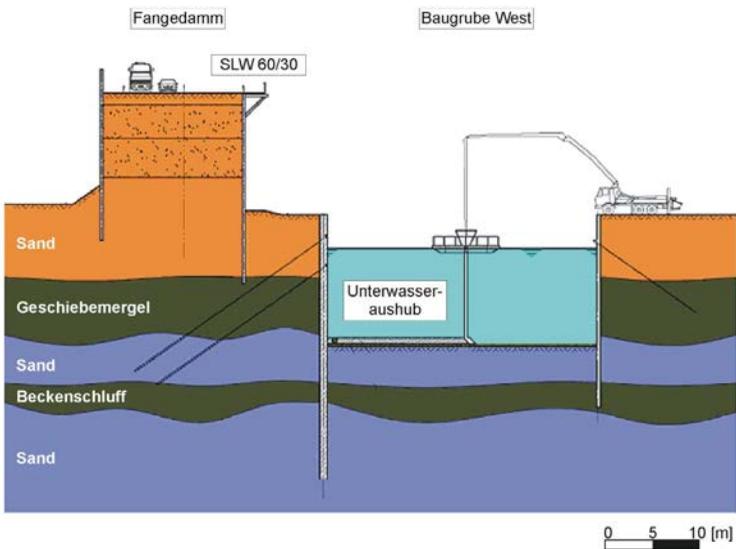


Bild 15: Baugrube und Fangedamm

Die Gesamtstandsicherheit wurde nach DIN 1054 neu (GZ 1C) sowie die Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1054 neu (GZ 2) nachgewiesen. Die Verformungen wurden mit Hilfe von Inklinometermessungen überwacht. Es wurden Ankerkraftmessungen und Abhebeversuche durchgeführt. In Verbindung, mit den geometrischen Messungen, d. h. den tatsächlichen Verschiebungen konnte so eine Kalibrierung der Abhebeversuche auf der Grundlage der Messergebnisse erfolgen. Bild 16 zeigt den maßgebenden Bruchmechanismus in einer FE-Berechnung als Resultat einer φ -c-Reduktion.

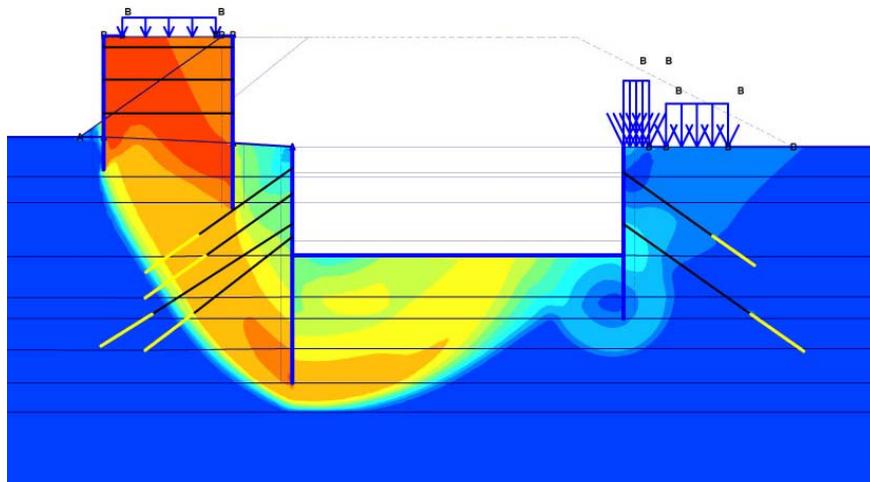


Bild 16: Fangedamm und Baugrube Trog West, maßgebender Bruchmechanismus

5 Projekt Staatsoper Hamburg

5.1 Allgemeines

Bis Ende 2004 soll der Neubau des Betriebsgebäudes der Staatsoper Hamburg errichtet werden. Es beinhaltet die hinsichtlich Größe und Ausstattung an einen modernen Spielbetrieb angepassten Hinter- und Seitenbühnen, die Probesäle für Orchester und Ballett sowie Lager-, Magazin- und Werkstattflächen.

Wegen der teilweise unmittelbar angrenzenden, über 100 Jahre alten Bebauung mussten die Verbauwandverformungen klein gehalten werden. Der möglichst präzisen Prognose der Verbauwandverformungen kam daher besondere Bedeutung zu.

5.2 Untergrundverhältnisse

Unterhalb der Auffüllungen steht eine 6 – 8 m mächtige Schicht aus Geschiebemergel an. Darunter folgen Fein- und Mittelsande.

Der freie Grundwasserstand befindet sich knapp oberhalb des Geschiebemergels. Das Grundwasser unterhalb des Geschiebemergels ist gespannt. Zur Gewährleistung der Auftriebsicherheit der Baugrube wurde eine Entspannungswasserhaltung betrieben.

5.3 Bauwerk und Bauweise

Das neue Betriebsgebäude grenzt unmittelbar an die bestehende Hauptbühne und besitzt bis zu 10 Obergeschosse bei einer Nutzfläche von ca. 8.500 m². Das Betriebsgebäude wird von einer Mantelbebauung umhüllt, die den räumlichen Abschluss des Opernkomplexes darstellt.

Die Baugrube hat eine Fläche von 70 m × 50 m mit einer maximalen Tiefe von 13 m. Sie ist mit einer überschnittenen, ein- bis zweifach verankerten Bohrpfehlwand umschlossen. Die Bohrpfehlwand befindet sich nahezu vollständig im Geschiebemergel.



Bild 17: Baugrube Staatsoper Hamburg

5.4 Baugrubenstatik

Aufgrund der teilweise sehr dichten, stark setzungsempfindlichen bestehenden Bebauung musste die Dimensionierung der Baugrube des neuen Betriebsgebäudes inkl. der Abschätzung der zu erwartenden Verformungen möglichst zutreffend erfolgen. In der Vergangenheit hat sich jedoch gezeigt, dass gerade bei tiefen Baugruben mit hohem Grundwasserstand herkömmliche Verfahren zur Dimensionierung des Baugrubenverbaus mitunter zu einer Überschätzung des Tragverhaltens führen können (Schwinn & Pantaenius, 1999; Weißenbach & Gollub, 1995). Der Grund hierfür liegt darin, dass ein Bewegungsmechanismus des Verbausystems im Einspannungsbereich unterstellt wird, der sich so aufgrund der Scherfes-

tigkeitsverhältnisse von Boden und Wand in der Realität nicht bzw. nur bedingt einstellt. Daneben kommt es zu Verschiebungen des rechnerischen Fußpunktes, die unberücksichtigt bleiben.

Der Ansatz einer elastischen Bettung im Einbindebereich ist ein erster Schritt zur Berücksichtigung der Interaktion zwischen Wand und Boden. Dabei muss der angesetzte Bettungsmodul die Wegabhängigkeit der Horizontalspannung im Erdwiderstandsbereich zutreffend abbilden (Bild 18). Zu hoch abgeschätzte Bettungsmoduli können zu einer Unterschätzung der Ankerkräfte und Feldmomente auf die Wand führen (Boley et al., 2002).

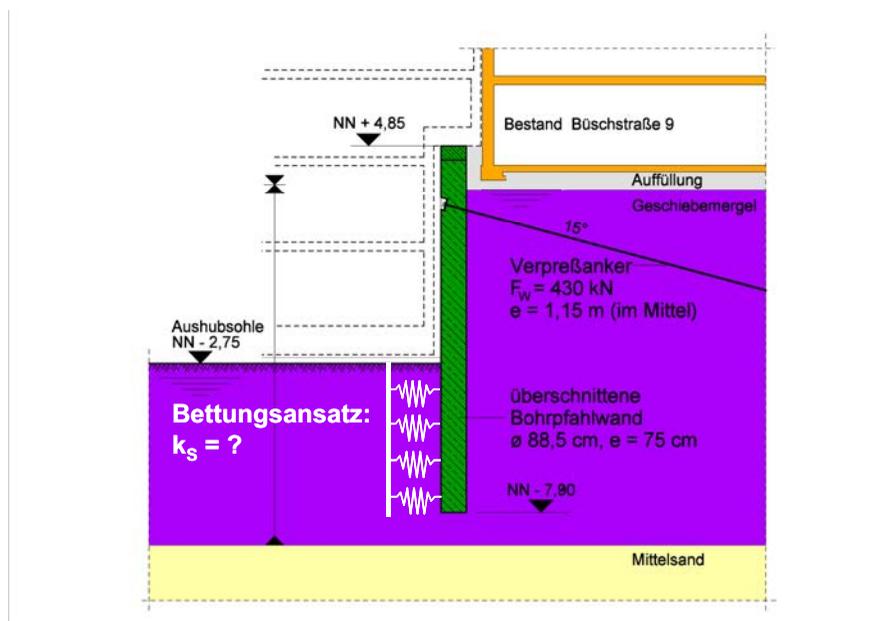


Bild 18: Schnitt A-A durch die Baugrube

Für die Dimensionierung der Baugrube der Staatsoper wurde der Baugrubenverbau in einer Vorlaufrechnung nach der Methode der Finiten Elemente abgebildet. Aus den ermittelten horizontalen Normalspannungen σ_h und den Verformungen u_h konnte so der Bettungsmodul k_{sh} berechnet werden. Weitere Einflussfaktoren wie Bodenart (Scherfestigkeit und Steifemodul) und Grundwasserstand wurden im Rahmen einer Parameterstudie berücksichtigt.

Für verschiedene Böden konnten so unter Berücksichtigung von Grundwasserstand, Ankerlänge und Einbindehöhe der Bohrpfehlwand sowohl der Bettungsmodul längs der Einbindestrecke als auch das Moment auf die Wand ermittelt werden. Die mit Hilfe der FE-Berechnung ermittelten Bettungsmoduli für eine 10 m tiefe Baugrube bei einer Einbindehöhe der Bohrpfehlwand von 6 m lagen dabei zwischen 3 und 11 MN/m³.

Es zeigte sich außerdem, dass die Höhe des Grundwasserstandes wesentlichen Einfluss auf die Größe des Bettungsmoduls hat, da, wie bereits in Weißenbach & Gollub (1995) berichtet, bei hohem Grundwasserstand in der Regel nur eine geringe Einspannung im Baugrund erzielt werden kann, so dass sich bei höheren Grundwasserständen geringere Bettungsmoduli

duli ergeben. Bei Vergleichrechnungen mit und ohne Grundwasser ergaben sich Unterschiede im Bettungsmodul um den Faktor 2.

Das Bettungsmodul verminderte sich ebenfalls mit zunehmender Tiefe der Baugrube. Ein höherer Reibungswinkel des Bodens führt dagegen zu größeren Bettungsmoduli. Bei nichtbindigen Böden steigt der Bettungsmodul im oberen Bereich der Einbindestrecke zunächst linear an und fällt dann bis zum Fußpunkt überlinear ab. Bei kohäsiven Böden können unmittelbar unterhalb der Baugrubensohle bereits Horizontalverschiebungen aufgenommen werden. In vielen Fällen ist hier der Ansatz eines konstanten Bettungsmoduls über die Tiefe zutreffend.

Welche Auswirkungen es für die praktische Anwendung haben kann, wenn der Bettungsmodul zu hoch abgeschätzt wird, zeigt Bild 19. Hier wurde das auf die Wand wirkende Moment einmal für den aus der FE-Berechnung abgeleiteten Bettungsmodul $k_{sh} = 10 \text{ MN/m}^3$ sowie wie für einen Wert von $k_{sh} = 20 \text{ MN/m}^3$ ermittelt. Es ist zu erkennen, dass die Verdopplung des Bettungsmoduls zu einer Reduzierung der rechnerischen Beanspruchung der Ankerkraft A auf rund 60 % nach sich zieht. Der Maximalwert des Feldmomentes in der Wand sinkt auf 65 %. Die Fehleinschätzung bei der Wahl des Bettungsmoduls könnte also in diesem Fall durch Ausschöpfung der Sicherheitsreserven zum Verlust der Standsicherheit des Baugrubenverbaustrukturs führen.

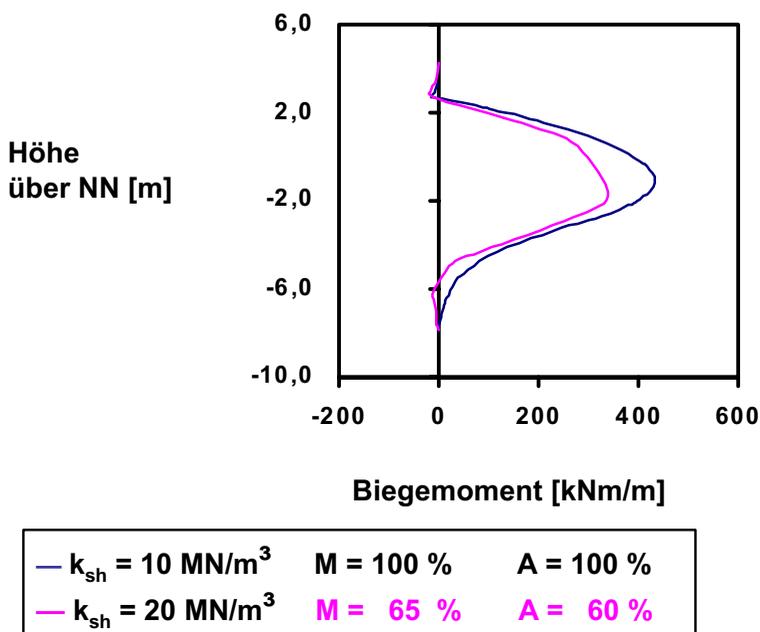


Bild 19: Abhängigkeit des Biegemoments und der Ankerkraft vom Bettungsmodul

5.5 Zusammenfassung Projekt Staatsoper Hamburg

Herkömmliche, konventionelle Berechnungsansätze zur Bestimmung der Feldmomente auf die Baugrubenwand und der erforderlichen Ankerkräfte liefern insbesondere bei tiefen Baugruben mit hohen Grundwasserständen aus heutiger Sicht nicht mehr zufriedenstellende Ergebnisse, da die wirklichen Wandbewegungen nicht berücksichtigt werden und damit falsche Lasteinwirkungen in die Berechnung einfließen.

Der Ansatz einer elastischen Bettung im Einbindebereich kann dabei als erster Schritt angesehen werden, durch den die Interaktion zwischen Wand und Boden berücksichtigt werden kann. Die Abschätzung des Bettungsmoduls muss dabei jedoch möglichst zutreffend erfolgen, um zu vermeiden, dass durch fehlerhafte Berechnungsannahmen zu geringe Feldmomente und erforderliche Ankerkräfte ermittelt werden.

Der Vorteil des Bettungsmodulverfahrens liegt insbesondere auch in der Möglichkeit, die Systemrandbedingungen wie z. B. Höhe der Ankerlage auf einfache Weise systematische variieren und somit optimieren zu können. Numerische Berechnungen dagegen erfordern hierfür in der Regel die Neugenerierung des kompletten Netzes und somit einen erheblich Zeitaufwand.

Es besteht weiterer Forschungsbedarf, um die Interaktion zwischen Bauwerk und Boden zutreffend beschreiben zu können. Die mittlerweile neu erschienen Empfehlungen EB 102 und EB 103 des Arbeitskreises Baugruben der DGGT sind eine wesentliche Hilfe für die Baupraxis bei der Anwendung des Bettungsmodulverfahrens bzw. der Methode der Finiten Elemente bei Baugruben (Weißenbach, 2003).

6 Literaturverzeichnis:

Boley, C. & Grabe, J. & Morgen, K., 2002

Baugrube Staatsoper Hamburg – Erfassung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung, Vorträge der Baugrundtagung 2002, Mainz, S. 257 – 264

Boley, C., Zou, Y., 2004

Die Hysteresewirkung der Saugspannung in teilgesättigten Böden und ihr Einfluss auf die Standsicherheit geotechnischer Bauwerke, Bauingenieur 09/04 (zur Veröffentlichung angenommen)

Knoll, P & Kowalle, G. & Kramer, J., 1999

Moderne Verfahren der Beweissicherungsmessungen, dargestellt am Beispiel der Bauwerkssicherung bei der Tunnelverlegung der B 31 im Innenstadtbereich von Freiburg/Breisgau, VDI-Berichte, Nr. 1436, S. 269 - 287

Schwinn, K. H. & Pantaenius, F., 1999

Kritische Anmerkungen zur Bemessung tiefer Baugruben, VDI-Berichte, Nr. 1436, S. 125 – 145

Weißenbach, A. & Gollub, P., 1995

Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ortbetonwände bei Baugruben in Sandböden bei tiefliegender Injektionssohle, hohem Wasserüberdruck und großer Bauwerkslast, Bautechnik 72, S. 780 – 799

Weißenbach A., 2003

Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" der DGGT zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens und der Finite-Elemente-Methode, Bautechnik, 2003, Band 80, Heft 2, S. 75-80

Zou, Y., 2003

Ein physikalisches Modell der pF-Kurve für teilgesättigte grobkörnige Böden, Bautechnik 80, S. 913 - 921

Zou, Y., 2004

Ein erweitertes physikalisches Modell der pF-Kurve für teilgesättigte grobkörnige Böden, Bautechnik, Bautechnik 81, S. 371 – 378

Geotechnische Besonderheiten bei einer großen Baugrube mit Randbebauung in Konstanzer Seeton

Dr.-Ing. Stefan Krieg, Dr.-Ing. Walter Lächler
S&P • Smoltczyk & Partner GmbH, Untere Waldplätze 14, 70569 Stuttgart

Dipl.-Ing. Gebhard Siebler
Weiske + Partner GmbH, Johannastraße 75, 70176 Stuttgart

1 Zusammenfassung

Für den Bau des Shoppingcenters Seeuferhaus wurde zu Beginn des Jahres 2002 mit der Herstellung einer bis zu 9,9 m tiefen Baugrube begonnen, die sich über 180 m, mit Breiten von 50 m bis 100 m ausdehnt. Im Nahbereich des Bodensees besteht der Baugrund aus sandigen Deckschichten, die in 6 m bis 9 m Tiefe von meist breiigen Seetonen unterlagert werden. Das Grundwasser steht 3 m unter Gelände an. Angrenzende Bebauung und Bahngleise liegen nur zwischen 12 m und 25 m entfernt. Die Baugrundverhältnisse waren besonders kritisch zu bewerten, da in Konstanz bei Baugruben unter ähnlichen Verhältnissen schon mehrfach Schäden aufgetreten sind. Erschwerend kam hinzu, dass die für den Seeton aus Flügelsondierungen gewonnenen c_u -Werte deutlich geringer waren, als dies aufgrund früherer Untersuchungen zu erwarten war.

Für die Gründung des bis zu 5-stöckigen Gebäudes wurden zuerst 50 m lange, unverrohrte Bohrpfähle, \varnothing 1,5 m, im Seeton hergestellt, die zusammen mit der Bodenplatte den verformungsarmen Lastabtrag des Bauwerks sicherstellen.

Wegen der geringen Stabilität des Baugrunds und dem bis 40 m hinter den Baugrubenrand reichenden Verformungsmechanismus musste der Aushub in Teilflächen von 12 m x 17 m bis 17 m x 24 m erfolgen. Hierzu wurde die Baugrube vorab mit Spundwänden in 3 Längsstreifen unterteilt. Um auch die Wandverformungen zu minimieren, wurde die Spundwand am Kopf mit Steifen und am Fuß durch eine unbewehrte, 0,8 m dicke Unterbetonsole gestützt, die in kleinen Abschnitten, dem Aushub unmittelbar folgend, eingebaut wurde. Da trotz Ansatz räumlicher Tragwirkung, haltender Steifenkräfte und Bauteilwiderständen nur gerade ausreichende Sicherheiten nachgewiesen werden konnten, wurden im Sinne der Beobachtungsmethode ein umfangreiches Messprogramm installiert und die Teilflächen in den 3 Längsstreifen gegeneinander versetzt hergestellt. Erst wenn in einer Teilfläche die endgültige Bodenplatte zugfest an die Bauwerkspfähle angeschlossen war, durfte die angrenzende Fläche ausgehoben werden. Die Bodenplatte wurde hierfür auf „Fließdruck“ von unten bemessen. Vor dem am nächsten gelegenen Gebäude wurde zur Verformungsbegrenzung die Unterbetonsole zusätzlich mit 40 m langen GEWI-Pfählen zusätzlich rückverankert. Ein Vergleich zeigt, dass die mittlerweile eingeführten Empfehlungen des Arbeitskreises der DGGT zu „Baugruben in weichen Böden“ (EB 90 – EB 101) hier bereits beispielhaft und erfolgreich umgesetzt wurden.

2 Einführung

Nach langer Nutzungs- und Investorensuche sollte zum Jahreswechsel 2001/2002 mit der Herstellung der Baugrube und der Pfähle für das Seeuferhaus in Konstanz, einem Shoppingcenter mit Kinos, Büros, Wohnen und Parken begonnen werden. Der jetzt in „LAGO Shopping Center“ umbenannte, 5-stöckige Gebäudekomplex mit 2 Untergeschossen erstreckt sich auf einem seenahen Grundstück im äußersten Süden von Konstanz, an der Grenze zur Schweiz, in Nordsüdrichtung auf einer Länge von 180 m, wobei die Breite von 50 m im Süden auf 100 m im Norden zunimmt (Bild 1). Das Gelände ist im Osten nur durch die Hafenstraße und die 15 m vom Gebäude beginnenden Gleisanlagen vom Hafen bzw. vom Bodensee getrennt. Im Norden verläuft die stark befahrene Bodanstraße und parallel

zur „schrägen“ Westseite verläuft die Häuserzeile der Wiesenstraße im Abstand von 12 m bis 25 m.

Die Baugrube lässt sich bezüglich der Tiefe entsprechend der Nutzung mit 2 bzw. 1 UG in zwei Abschnitte unterteilen: Den bis UK-Unterbetonsole 9,1 m bzw. im Bereich von Pfahlkopfbalken 9,9 m tiefen Teil im Osten, der entsprechend der Baugrubenschmalseite im Süden rund 50 m breit ist, und den im Westen fast dreieckigen Teil entlang der Häuserzeile mit Tiefen zwischen 5,8 m und 8,0 m.

Die Untergrundverhältnisse sind hier typisch für die Altstadt von Konstanz: Unter 6 m bis 9 m mächtigen schluffigen Fein- und Mittelsandschichten stehen Setone von rund 20 m bis 40 m Mächtigkeit an, deren Konsistenz zumindest auf den für die Baugrubenstandsicherheit maßgebenden oberen 25 m vorwiegend breiig ist. Damit wird deutlich, dass die Herstellung der über 13.000 m² großen und bis zu über 9 m tiefen Baugrube innerhalb der Randbebauung eine geotechnische und konstruktive Herausforderung darstellt.

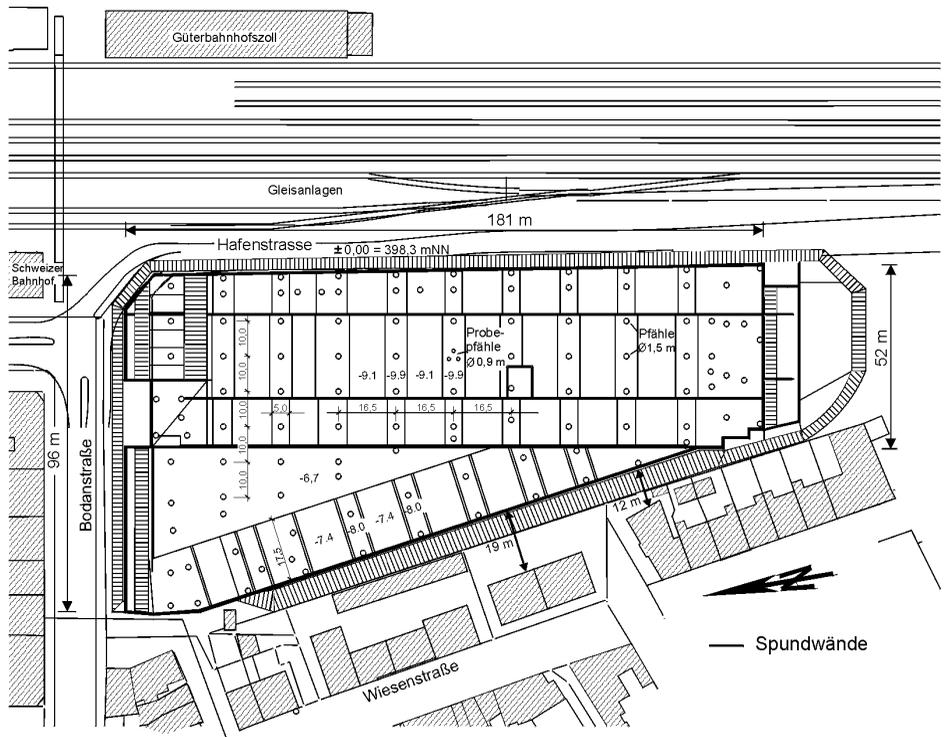


Bild 1: Baugrube mit Spundwänden, Pfählen und Aushubtiefen

Zu Beginn der 90 Jahre wurden in Konstanz am nahe gelegenen Postamt [9] und am Fischmarkt [8] und später z.B. auch in Starnberg [12] und Rosenheim [15] nach zunächst meist unangenehmen Erfahrungen schwierige Bauvorhaben in derartigen Setonen erfolgreich umgesetzt und z.T. auch wissenschaftlich bewertet [16][10]. Daraus wurden grundlegende Erfahrungen für das Bauen in derartigem Baugrund abgeleitet, die auch in die

unlängst veröffentlichten Ergänzungen der EAB - „Baugruben in weichen Böden“ (EB 90 – EB 101) [5] eingeflossen sind.

Entsprechend den o.g. Bauvorhaben können die bei der Planung der Spezialtiefbauarbeiten zu berücksichtigenden Erfahrungen mit folgenden Schlagworten kurz zusammengefasst werden:

- Der Seeton ist ein breiiger, sensitiver, extrem störungsempfindlicher und kriechfähiger, feingeschichteter Baugrund, in dem z.B. zyklische Belastungen auch noch in Entfernungen von über 40 m zur Porenwasserüberdruckbildung (Verflüssigung) und anschließenden (Konsolidations-)Setzungen führen können.
- Wegen eines Stagnationsgradienten ist der Seeton nicht auskonsolidiert und es sind daher zur Schichtmitte hin permanente Porenwasserüberdrücke bzw. niedrige Konsistenzen vorhanden.
- Für die Herstellung von Bohrpfählen erfordert dies insbesondere ein erschütterungsarmes und volumentreues Arbeiten und die Vermeidung von Unterdrücken beim Ziehen des Fördergerätes.
- Für die Konstruktion und Herstellung der Baugruben ist zu beachten, dass die Ausbildung eines Fußauflagers im Seeton praktisch nicht möglich ist, dass in der Nähe der Randbebauung die Verbauwand verformungsarm auszubilden ist und daher die untere Stützung am Besten vorab oder spätestens unmittelbar nach dem Aushub vorhanden sein muss.
- Um unvermeidbare Setzungen in der Umgebung möglichst gering zu halten, sind Sohlhebungen zu minimieren und ein Umfließen der Baugrubenwand [2][16][17] sicher auszuschließen.

Diese Umstände waren bei der Planung des Bauvorhabens zu beachten und wurden im Zuge der Ausführung überprüft, wobei vereinzelt interessante und weniger erwartete Feststellungen gemacht wurden.

3 Der Baugrund und seine Scherfestigkeit

Der Baugrund kann im Bereich des Baufeldes (GOK \equiv 398,3 mNN) in folgende Schichten unterschieden werden (Bild 5). Zuoberst liegen etwa 3,0 m bis 4,5 m dicke, anthropogene sandige Geländeauffüllungen, die nahezu auf dem gesamten Baufeld für eine Altlastensanie rung und archäologische Untersuchungen vorab etwa 3 m bis auf das Voraushubniveau (395,2 mNN) abgetragen wurden. Darunter folgen als gewachsener Untergrund zunächst eine Deckschicht aus wechselnd schluffigen Fein- und Mittelsanden, die ab Tiefen von ca. 6 m bis 9 m unter der Geländeoberfläche von vorwiegend breiigen Seetonen unterlagert werden. Ab Tiefen von ca. 20 m im Norden, bis 35 m im Süden gehen diese Seetone in einem sogenannten Übergangsbereich in weiche bis steife Konsistenz über und enthalten verstärkt Sand- und Kiesanteile. Den tieferen Untergrund bilden die halbfesten und festen, mit Kieslagen durchzogenen Schluffe der Grundmoräne, die im Nordwesten in Tiefen ab ca. 28 m bis 32 m angetroffen wurde und nach Südwesten auf bis zu 50 m abfällt.

Der Grundwasserspiegel liegt rund 3 m unter Gelände. In den Kiesen der Grundmoräne ist ein zweiter, gespannter Grundwasseraquifer vorhanden, dessen Druckspiegel etwa 1 m unter Gelände reicht.

Die für das Bauvorhaben bestimmenden Seetone (Beckentone) sind nacheiszeitliche tonige Schluffe und schluffige Tone, die auch Feinsandanteile bis zu 30 % aufweisen können. Aufgrund der wechselnden Sedimentationsbedingungen weisen sie eine Feinschichtung mit z.T. ausgeprägten Feinsandbändern auf. Da die Seetone höchstens unter Eigengewicht auskonsolidiert sind (normalkonsolidiert), aber wegen des meist vorhandenen Stagnationsgradienten [16][13] noch Porenwasserüberdrücke vorhanden sein können (unterkonsolidiert), weisen sie in weiten Bereichen, wie auch hier in Tiefen von bis zu 30 m, nur eine vorwiegend breiige Konsistenz auf.

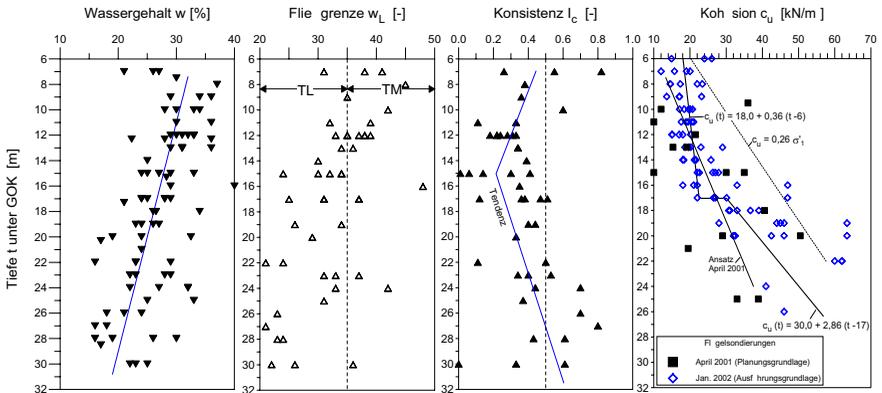


Bild 2: Tiefenabhängige Entwicklung im Seeton von Wassergehalt w , Fließgrenze w_L , Konsistenz I_c und Kohäsion c_u des undränierten Bodens

Aus den vom Bauherrn zur Ausschreibung beigelegten Gutachten [4][6][7] konnten für den im Baufeld anstehenden Seeton aus 19 Kernbohrungen folgende Kennwerte abgeleitet werden (Bild 2). Die natürlichen Wassergehalte liegen zwischen 35 % und 15 % und nehmen tendenziell von im Mittel 30 % auf im Mittel 25 % in 20 m Tiefe ab. Die Fließgrenze streut im oberen Bereich um $w_L = 40$ %, was nach DIN 18196 einen mittelplastischen Ton (TM) anzeigt. Ab einer Tiefe von etwa 14 m ist der Seeton mit fallender Fließgrenze infolge steigender Schluff- und Feinsandanteile leichtplastisch (TL) oder nur noch ein Sand-Ton-Gemisch (ST). Die Konsistenz ist mit $0 < I_c < 0,5$ vorwiegend breig, dabei ist bis etwa 15 m eine Abnahme und danach wieder einer leichte Zunahme mit der Tiefe festzustellen. Soweit entsprach hier der Seeton den vorliegenden Erfahrungen [8][15][16].

Für die Scherfestigkeit des undränierten Bodens, die Kohäsion c_u , lagen der Ausschreibung nur wenige streuende Werte von Flügelsondierungen aus einer ergänzenden Bohrkampagne [4] im April 2001 vor (Bild 2). Nach eingehender Bewertung der Ergebnisse, die zunächst eine unzureichend schonende Versuchsdurchführung vermuten ließen, wurde eine Verteilung angenommen (Bild 2), die noch weit unterhalb von fundierten und eigentlich zu erwartenden Werten aus der Nachbarschaft [16] lagen. Unter diesem Gesichtspunkt bzw. unter der Erwartung des Nachweises höherer Rechenwerte wurden im Januar 2002 über das Baufeld verteilt zusätzliche und umfangreiche Flügelsondierungen ausgeführt. Dabei wurde eine hochwertige Flügelsonde verwendet, bei welcher der Flügelwiderstand direkt oberhalb des Flügels elektrisch erfasst und der Flügel so schonend wie möglich eingedrückt wird. Die gemessenen (Peak-)Werte waren aber wiederum gering (Bild 2), wobei dann in Abstimmung mit dem Prüfer folgende Verteilung der Scherfestigkeit festgelegt wurde: Bis 17 m Tiefe $c_u(t) = 18,0 + 0,36(t - 6)$, darunter wurde ein deutlicher Festigkeitszuwachs von 21 kN/m² auf 30 kN/m² festgestellt, ab dem $c_u(t) = 30,0 + 2,36(t - 17)$ gilt. Damit waren ausgerechnet in der für den Nachweis der Baugrubenstabilität wichtigen Zone zwischen 13 m und 17 m jetzt für die Ausführung noch kleinere als die ohnehin schon sehr geringeren Rechenwerte bei der Planung zu beachten.

In diesem Zusammenhang wurde auch die Frage diskutiert, ob die gemessenen c_u -Werte nicht unrealistisch niedrig sind, zumal auch abgesicherte Erfahrungen aus der unmittelbaren Nachbarschaft vorlagen [16], nach denen die Kohäsion mit dem effektiven Überlagerungsdruck um $c_u = 0,26 \cdot \sigma'_1$ zunimmt. Selbst unter der Berücksichtigung eines Stagnationsgradienten von $i_0 = 0,15$ konnten die niedrigen Werte bei Weitem nicht erklärt werden.

Zunächst wurde die Möglichkeit in Betracht gezogen, dass insbesondere die stark störungsempfindlichen TL- und ST-Bereiche des Seetons beim Drehen des Flügels kollabieren bzw. sich unter der Bildung von Porenwasserüberdrücken entfestigen.

Wahrscheinlicher ist aber der mittlerweile bekannte Umstand [11], dass wie vor dem Fußauflager einer Baugrubenwand [16] die horizontale Hauptbelastungsrichtung bei der Flügelsondierung zu einer Extensionsbeanspruchung führt, gegenüber welcher der Seeton einen deutlich geringeren Scherwiderstand aufbringt als bei vertikaler Kompression. Nach [11] kann davon ausgegangen werden, dass bei einer für Seetone typischen Plastizität $I_p \approx 20\%$ c_u -Werte, die aus Flügelsondierungen ermittelt werden, nur etwa halb so groß sind, wie c_u -Werte, welche aus triaxialen Kompressionsversuchen bestimmt und für die Berechnung des aktiven Erddrucks herangezogen werden. Beachtet man die in Bild 2 nach [16] anzunehmende Verteilung von $c_u = 0,26 \cdot \sigma'_1$ wird dieser Umstand bis in eine Tiefe von 17 m bestätigt. Die hier diskutierte Möglichkeit, die c_u -Werte aus Flügelsondierungen für geostatische Berechnungen um einen entsprechenden Korrekturfaktor zu erhöhen, erfordert allerdings die sorgfältige Berücksichtigung aller Randbedingungen. Es ist jedoch sehr hilfreich, diesen Effekt zu kennen, und damit auch die Risiken bei der Festlegung von Rechenwerten besser abschätzen zu können.

Im konkreten Fall hier wurde die Reserve in den Rechenwerten insofern genutzt, indem bei den schon offensichtlich geringen Werten, auf eine zusätzliche geschwindigkeitsabhängige Abminderung der Kohäsion nach Bjerrum [3] [5] verzichtet wurde. Dabei wurde auch gewürdigt, dass der Seeton als TL oder ST weniger viskos einzustufen ist und die kritischen Bauzustände nur kurzzeitig waren.

4 Überlegungen und Konzept zur Baugrubenherstellung

Die Ausführungsplanung sah vor, zunächst vom vorhandenen Voraushubniveau (-3,1 m) die Baugrube umschließenden Spundwände einzubringen und die rund 130 Bohrpfähle, $\varnothing 1,5$ m, bis in die Grundmoräne herzustellen. Im Bereich der tiefen rechteckigen Baugrube war dann ein weiterer Voraushub um etwa 1 m auf -4,3 m vorgesehen.

Im Übrigen war eine Flachgründung auf dem Seeton verworfen worden, da sowohl in der Bauphase als auch im Endzustand stark unterschiedliche Belastungen innerhalb des Komplexes auftreten, die zu unverträglichen Setzungsunterschieden geführt hätten.

Erste FE-Untersuchungen bestätigten den bekannten Umstand, dass selbst bei deutlich höheren c_u -Werten als hier versuchstechnisch nachgewiesen, eine derartig tiefe und großflächige Baugrube infolge eines großräumigen Verformungsmechanismus Hebungen in der Baugrubensohle und Setzungen in der Umgebung von mehreren Zentimetern bis 40 m über den Baugrubenrand hinaus erzeugen würde (Bild 3). Hinzu kam noch der Umstand, dass ein senkrechter Einschnitt mit Höhen von 7 m bzw. 9 m eine Geländebruchsicherheit deutlich unter 1,0 aufweist.

An einen Vollaushub ohne spezielle Zusatzmaßnahmen, wie z.B. eine rückverankerte Düsenstrahlsohle, eine tiefe Bodenverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln oder einem Aushub in Teilflächen war daher nicht zu denken. Dabei war zu berücksichtigen, dass auch bei einem Aushub in Teilflächen die Grube für den weiteren Baufortschritt gegen Geländebruch zu sicheren bzw. die Sohlen rückzuverankern waren.

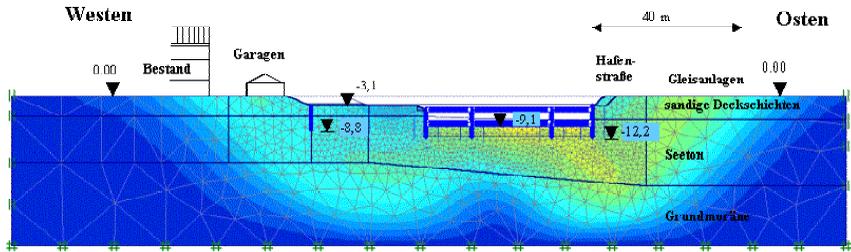


Bild 3: Konturplot mit Verformungen nur infolge des Aushubs des tiefen Baugrubenteils an der Hafenstraße

Für die Ausbildung der Baugrubenwände war gleichzeitig zu beachten, dass diese an den beiden Langseiten wegen den Bahngleisen und der Randbebauung möglichst verformungsarm gestützt werden. Hierfür kamen entweder eine Verankerung oder eine Ab- oder Aussteifung infrage.

Eine Verankerung im Seeton ist bei den hier auftretenden Kräften nicht möglich. Auch eine Verankerung in den Deckschichten kam nicht infrage, da diese bis unter das Bahngelände und die Häuser an der Westseite hätte geführt werden müssen und auf dem breiigen, kriechfähigen Seeton ein Abgleiten des durch die Anker aktivierten, nur 6 m bis 9 m dicken Schichtpaketes zu befürchten gewesen wäre. Somit war klar, dass die Baugrubenwände oben und unten abzusteifen waren. So wurden für die obere Stützung Stahlsteifen gewählt, die bei etwa -4 m, also 1 m unterhalb des Voraushubniveaus angeordnet wurden. Die untere Stützung sollte über die Bodenplatte erfolgen.

Bei der unteren Aussteifung war gleichzeitig die Sicherung gegen Geländebruch und Umfließen [2][16][17] zu berücksichtigen. Aufgrund der Pfahlgründung bot es sich an, zur Sicherung des Aushubzustands die sowieso erforderliche $\geq 0,8$ m dicke Bodenplatte des Gebäudes (weiße Wanne) zugfest an die vorab hergestellten Bohrpfähle anzubinden. Aus diesen Gründen wurde angestrebt, auf eine Sohle nach dem Düsentrahlverfahren oder auf eine Baugrundverbesserung zu verzichten, zumal im schwierig zu beherrschenden Seeton dafür umfangreiche Kubaturen erforderlich gewesen wären.

Da für die haltende Bodenplatte aber zuerst ohne eine solche Sohlsicherung ausgehoben werden muss, wurde aus Stabilitätsgründen ein Aushub in 3 Streifen in Teilbaugruben erforderlich. In Orientierung an das Raster der Pfähle (Bilder 1 und 4), an die nach Fertigstellung einer Teilbaugrube die Bodenplatte zugfest angeschlossen sein musste, wurde ein Aushub in Teilflächen von etwa 12 m x 17 m bis 24 m x 17 m gewählt. Weitere Überlegungen zur Stabilität wie auch zur Gebrauchstauglichkeit zeigten, dass trotz Berücksichtigung der räumlichen Wirkung auch kurzfristig der vollflächige Aushub einer Teilbaugrube mit dem nachfolgenden Einbau der Bodenplatte nicht möglich war. Damit das Fußauflager zu jedem Zeitpunkt ausreichend verformungsarm gestützt war, musste eine Teilbaugrube sukzessive, d.h. durch Abgraben einer rückschreitenden Böschung bei gleichzeitigem Einbau der Fußaussteifung hergestellt werden (Bilder 5 und 7). Daher wurde unterhalb der Bodenplatte eine $0,7$ m dicke Unterbetonsohle aus unbewehrtem Beton B25 angeordnet, die in Streifen, der rückschreitenden Böschung unmittelbar folgend, jeweils in Tagesleistung eingebracht wurde.

Bauphase 10

-  Bodenplatte 3 Tage alt
-  Aushub Teilbaugrube

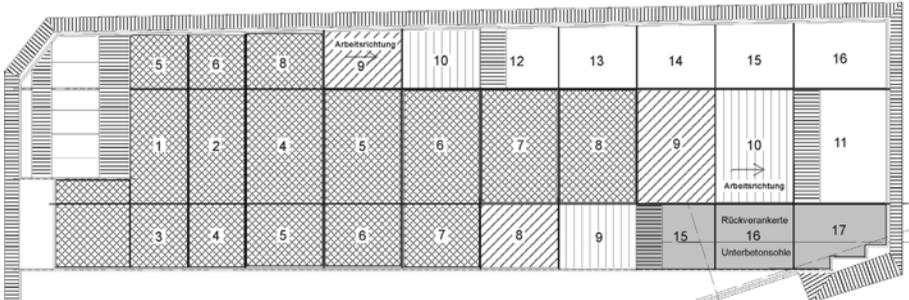


Bild 4: Tiefer Baugrubenteil, Abfolge der Herstellung der Teilbaugruben

Da mit der oben beschriebenen Herstellung der unteren Aussteifung in Teilabschnitten immer nur in Ost-West-Richtung abgestützt werden konnte und so eine Fußaussteifung in Richtung der Nord-Südachse fehlte, konnte vor senkrechten Baugrubenwänden im Süden und Norden höchstens bis zur vorletzten Teilfläche ausgehoben werden. Ansonsten wären die Wände ohne Stützung in die Baugrube hineingewandert. Nach der Prüfung verschiedener Ausführungsvarianten zur Herstellung einer zweiachsigen Stützung, z.B. mit wieder zu verfüllenden Gräben oder einzelnen, sich kreuzenden Unterbetonstreifen, kam man zu dem Schluss, dass eine ausreichend verformungsarme Aussteifung in diesen Bereichen nur mit einer vorab eingebrachten DS-Sohle oder einer Bodenverbesserung erreicht werden konnte. Da man sich diesen Aufwand ersparen wollte, wurde nach Prüfung der Platzverhältnisse entschieden, im Süden und Norden jeweils eine flache Böschung (Neigung $\approx 1:3$) anzulegen.

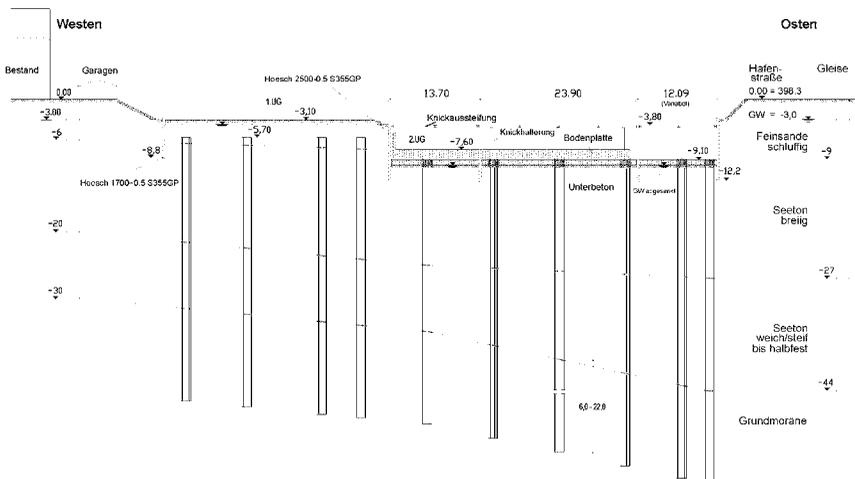


Bild 5: Ost-West-Schnitt mit Ausführung des tiefen Baugrubenteils; Randbaugrube mit Unterbetonstreifen gerade in Herstellung

5 Nachweise

Nachdem das Baugrubenkonzept im Prinzip feststand, wurden zunächst in einem Ost-West-Schnitt (Bild 3) mit ebenen FE-Berechnungen die möglichen Auswirkungen (Verformungen) der tiefen Baugrube auf die Umgebung und die zu erwartenden Kräfte abgeschätzt. Zum einen wurde damit die Durchführbarkeit gezeigt und zum anderen wurde man für die großräumigen Auswirkungen der Baugrube sensibilisiert. Im Zuge der Berechnungen wurde der Bauablauf optimiert und eine verformungsarme Variante gefunden. Für genauere Untersuchungen sind ebene FE-Berechnungen im vorliegenden Fall nicht geeignet.

Für die Berechnungen wurde die Herstellung der tiefen Baugrube in 14 Berechnungsschritte unterteilt. Wegen der Kurzzeitigkeit der untersuchten Bauzustände wurde das Hardening-Soil-Modell [18] verwendet, bei dem viskose Verformungen keine Rolle spielen. Zur Berücksichtigung der räumlichen Wirkungen wurde wegen der geringen Scherfestigkeit mit Teilmobilisierungsfaktoren gearbeitet, wie sie z.B. auch bei Tunnelberechnungen eingesetzt werden. So besteht beim verwendeten Programm die Möglichkeit, die statische Wirkung einer Aushubentlastung in mehreren Schritten teilweise zu aktivieren. Der Zeitpunkt des Einbaus einer Steife kann in beliebigen Rechenschritten festgelegt werden, d.h. auch schon zu einem Zeitpunkt, wenn die Aushubentlastung eigentlich nur teilweise stattgefunden hat. Hierzu können Knotenkräfte festgehalten werden, wodurch die seitliche Stützwirkung simuliert wird. Die Wahl von Teilmobilisierungsfaktoren ist stark von Erfahrungen und der persönlichen Einschätzung abhängig und damit in gewissem Sinne auch willkürlich.

Die zweite entscheidende Größe für die ermittelten Verformungen ist bei ausreichender Stabilität, also wenn an keiner Stelle im Baugrund die Grenzbedingung erreicht wird, der Sekantenmodul der hyperbolischen Scherfestigkeitsmobilisierung, im Modell als E_{50} bezeichnet. Für den Sekantenmodul E_{50} bei triaxialer Kompression kann nach [1] für weiche Tone bei einer Spannung von 100 kN/m^2 ein relativ hoher charakteristischer Wert von 20 MN/m^2 angenommen werden. Aus Versuchskurven in [16] wurden für eindimensional konsolidierte Seetonproben ebenfalls hohe Werte um $E_{50} = 25 \text{ MN/m}^2$ ermittelt. Aber auch nach [16] ist der Seeton nach isotroper Konsolidation mit etwa $E_{50} = 7 \text{ MN/m}^2$ bereits wesentlich duktiler. Für triaxiale Extension lagen die Werte sogar nur zwischen $1,5 \text{ MN/m}^2$ und 3 MN/m^2 . Aufgrund der breiten Streuung der Werte und der unterschiedlichen Beanspruchungsarten in situ wurde in die Berechnung $E_{50} = 5,0 \text{ MN/m}^2$ eingeführt, wobei dieser Wert im Nachhinein betrachtet zu konservativ war.

Im maßgebenden Berechnungsschnitt der Ostseite, mit hochliegender Hafenstraße und Gleisanlagen, waren nach den derart durchgeführten Berechnungen infolge der Herstellung der tiefen Baugrube Setzungen an der Geländeoberfläche bis über 40 m außerhalb des Baugrubenrands zu erwarten (Bild 3), wobei der Maximalwert der flachen Setzungsmulde mit $3,5 \text{ cm}$ in 25 m Entfernung lag. Die Baugrubenwand würde sich an der Hafenstraße bis zu $4,5 \text{ cm}$ in die Baugrube schieben. Als Grund für die relativ große Wandverschiebung wurde das mit $-3,1 \text{ m}$ niedrigere Gelände (schwächeres Widerlager) im Westen im Bereich des dreieckigen Baugrubenteils erkannt. Da der Seeton wegen der Kurzzeitigkeit der Bauzustände undränniert gerechnet wurde, handelt es sich bei den ermittelten Werten vorwiegend um Verformungen zur Mobilisierung der Scherfestigkeit.

Für die konventionelle statische Bemessung der Spundwände wurde der aktive Erddruck angenommen, da bei dem gewählten Bauverfahren auch bei sehr sorgfältiger Ausführung zumindest leichte Wandverschiebungen Richtung Baugrube nicht auszuschließen waren. Für die höchstens 2 Wochen andauernden Bauzustände mit Unterbetonsohle wurden der Seeton undränniert angenommen und die Erddrücke in totalen Spannungen errechnet. Die Deckschichten wurden grundsätzlich mit effektiven Spannungen und Wasserdruck betrachtet. Die Berechnung der fertigen Baugrube, die mit eingebrachter Bodenplatte mehrere Monate offen stehen würde, wurde mit effektiven Spannungen durchgeführt und Wasser- bzw. Strömungsdrücke angesetzt.

Aus diesen Berechnungen ergaben sich Spundwandtiefen von $-12,2 \text{ m}$ an der Hafenstraße bis $-8,8 \text{ m}$ im Westen, bei Einbindelängen von nur etwa 3 m .

Obwohl sich je nach Dicke der Deckschichten bei Wasserdruckdifferenzen um 6 m rechnerisch Gradienten um $i = 1$ ergeben, war die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs hier nicht gegeben. Zum einen wirkt aufgrund der Aushubentlastung im Seeton unter der Sohle temporär ein Unterdruck (s.u.), so dass sich der kritische Strömungsdruck erst nach einiger Zeit einstellen kann. Zum anderen steht die Sohle weniger als 1 Tag offen und wird dann durch die mit Dränöffnungen versehene Unterbetonsohle und nach etwa 2 Wochen zusätzlich durch die Bodenplatte gesichert.

Im Folgenden wird nun auf die maßgeblichen Nachweise gegen Böschungsbruch und Umfließen eingegangen. Hierfür wurden in den Standsicherheitsberechnungen sowohl räumliche Zustände für den Teilaushub der Baugrube als auch ebene Zustände für den Vollaushub der Baugrube mit eingebauter und an den Pfählen rückverhängter Bodenplatte untersucht. Beim Nachweis der Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 wurden dabei folgende zusätzlich haltende Kräfte berücksichtigt:

- Ansatz der Stützkkräfte aus der oberen Steifenlage und der unbewehrten Betonsohle, entsprechend dem Ergebnis der Erddruckberechnungen, die auch der Bemessung der Spundwand und Steifen zugrunde lag.
- Scherwiderstand des unbewehrten Unterbetons in der Schnittfläche mit dem Gleitkreis, wobei generell darauf zu achten war, dass die angesetzten Schnittkräfte auch außerhalb des Gleitkreises vom Unterbeton abgetragen werden können.
- Bei räumlich begrenzten Zuständen wurden seitlich haltende Scherkräfte des Bodens aus Kohäsion und Reibung angesetzt, wobei hier vereinfacht ebene, senkrechte Randflächen angenommen wurden. Zusätzlich wurde in einem ergänzenden Nachweis gezeigt, dass die seitlich angesetzten Stützkkräfte in den benachbarten Bereichen in einem Streifen von 5 m Breite aufgenommen werden können. Dies waren auf der einen Seite die fortlaufende Aushubböschung bis auf Höhe des Voraushubniveaus bei $-4,3$ m und auf der anderen Seite die Unterbetonsohle mit der darüber liegenden, nur wenige Tage alten Bodenplatte.
- Als Sicherheitspolster für den Ansatz räumlicher Wirkung über die große Spannweite wurde die haltende Dübelwirkung der massiven Bohrpfähle [14] vernachlässigt.

Der Nachweis gegen Sohlaufbruch bzw. Umfließen der Baugrubenwand wurde mit Starrkörperbruchmechanismen geführt. Der vereinfachte Nachweis des Umfließens, wie er z.B. im Grundbautaschenbuch oder der EAB [5] angegeben ist, wurde hier nicht geführt, da dieser nur für homogenen Baugrund vorgesehen ist und dabei eine Reihe von günstigen, haltenden Widerständen nicht berücksichtigt werden.

Für den maßgeblichen Berechnungsschnitt an der Hafenstraße im Osten, werden die Nachweise für den Bauzustand exemplarisch näher erläutert (Bild 6): Hier ist der östliche Streifen der Teilbaugruben bis zu 14 m breit und die Geländesprunghöhe beträgt im Regelbereich 9,1 m. Über den in Nord-Südrichtung 16,5 m entfernten Pfahlreihen sinkt die Sohle auf 3 m für eine Aufvoutung in der Bodenplatte auf $-9,9$ m ab. Daher wurde in der Berechnung eine gemittelte Tiefe von 9,3 m berücksichtigt. Die Oberkante der 0,7 m dicken, der Vertiefung folgenden Unterbetonsohle war dann bei $-8,6$ m anzunehmen.

Bei den Geländebruchberechnungen wurden seitliche Scherkräfte auf das 20 m breite Bodenelement angesetzt und entsprechend dem Ergebnis der Erddruckberechnungen sowohl die obere Steifenkraft mit 70 kN/m als auch die Stützkraft aus der Betonsohle mit 600 kN/m berücksichtigt. Der aufnehmbare Scherwiderstand der Betonsohle beträgt 100 kN/m (Bild 6). Unter diesen Randbedingungen ergibt sich nach DIN 4084 eine Geländebruchsicherheit $\eta = 1,28$, die nur knapp unterhalb des geforderten Wertes von 1,3 liegt (Lastfall 2). Unter dem Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054-2000 mit $\gamma_{\phi} = 1,15$ und $\gamma_{cu} = 1,3$ war der Nachweis gerade erfüllt.

Die Gleitkreise wurden zur Tiefe hin durch den Scherfestigkeitssprung in 17 m Tiefe begrenzt. Allerdings zeigten die Geländebruchberechnungen, dass es nicht den einen Gleitkreis mit einer hervorstechend niedriger Sicherheit gibt, sondern auch Kreise, die 1 m bis

2 m höher und mehrere Meter horizontal verschoben sind, wiesen ähnlich geringe Sicherheiten hin. Dies deutet auf die Großräumigkeit des Verformungsmechanismus hin.

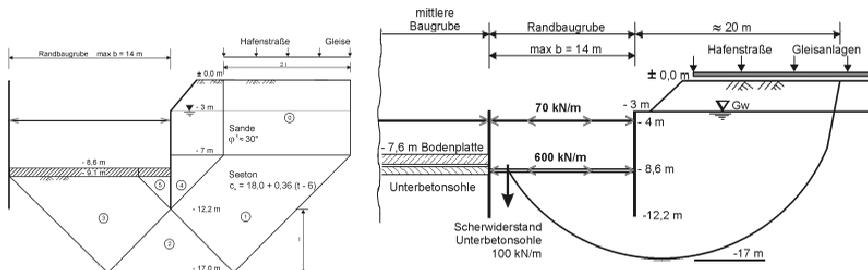


Bild 6: Nachweise gegen Umfließen und gegen Geländebruch

Im Einflussbereich der Randbebauung der Wiesenstraße im Westen, wo die Baugrubensohle höher, meist etwa um -7 m lag, wurde zur Beschränkung der Verformungen in den entsprechenden Geländebruchnachweisen für den Seeton ein erhöhter Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{cu} = 1,5$ berücksichtigt [5].

Im Rahmen der räumlichen Nachweise musste auch gezeigt werden, dass die beim räumlichen Nachweis seitlich angesetzten Stützkräfte in den angrenzenden Bereichen aufgenommen werden können. Dabei wurde in den Berechnungen davon ausgegangen, dass sich der Bruchkörper jeweils auf eine Einflussbreite von 5 m abstützt. Die entsprechenden Geländebruchnachweise ergaben, dass eine ausreichende Sicherheit nur erreicht wird, wenn die Unterbetonsohle in der Lage ist, Horizontalkräfte von 800 kN/m aufzunehmen, die damit um 200 kN/m über den zur Aufnahme des Erddrucks notwendigen Kräfte lagen.

Die Sicherheit gegen Sohlaufbruch bzw. Umfließen wurde für den Zustand Betonsole bis -8,6 m ermittelt (Bild 6). Dabei blieben zur vereinfachten Berechnung sowohl der Scherwiderstand der Betonsole als auch die räumliche Wirkung zunächst unberücksichtigt. Die kleinste Sicherheit ergab sich mit $\eta = 1,38$ für den dargestellten Mechanismus, wobei dieser möglichst die ganze Baugrubenbreite einnimmt.

Wie die dem Versagensmechanismus ähnlichen Geländebruchberechnungen zeigen, erhöht sich die Sicherheit durch die räumliche Tragwirkung des Baugrunds um etwa $\Delta\eta = 0,3$ und durch den Scherwiderstand der Sohle um etwa $\Delta\eta = 0,2$. Somit war für den zeitlich und räumlich begrenzten Bauzustand mit $\eta \approx 1,9$ von einer höheren Sicherheit gegen Umfließen als für das Versagen durch Geländebruch auszugehen.

Weiterhin war noch der Bauzustand für den Vollaushub der Baugrube mit eingebauter und an den Pfählen rückverhängter Bodenplatte nachzuweisen. Da in diesem Fall keine räumliche Wirkung vorhanden war, konnten rückhaltende Kräfte für die Einhaltung der erforderlichen Geländebruchsicherheit ein Fließdruck von 60 kN/m² ermittelt. Berücksichtigt man das Eigengewicht der Bodenplatte und der darunter liegenden Kiesfilterschicht, so muss von den Pfählen im Endzustand ein Fließdruck von etwa 40 kN/m² aufgenommen werden.

Im südwestlichen Teil der tiefen Baugrube, wo die Bebauung nur 12 m vom Baugrubenrand entfernt liegt, waren im Endzustand auch wegen der höheren Teilsicherheit $\gamma_{cu} = 1,5$ [5] von den Pfählen ein Fließdruck von etwa 65 kN/m² aufzunehmen.

Auf die beschriebene Art und Weise wurden auch sämtliche Rand- und Aushubböschungen nachgewiesen.

Eine Kalibrierung der Bodenkenwerte entsprechend der Beobachtungsmethode (s.u.) konnte nicht erfolgen, da der einzige genau nachrechenbare ebene Bauzustand, ein großflächiger Vollaushub von mehreren Metern, nicht stattfand.

6 Messprogramm und Havariekonzept

Wegen der in diesem Baugrund zu erwartenden Verformungen, den teilweise unkonventionellen räumlichen Berechnungsansätzen und den gleichzeitig geringen nachweisbaren Standsicherheiten, wurde mit dem geotechnischen Prüfer eine baubegleitende Überwachung entsprechend DIN 1054-2003 nach der Beobachtungsmethode vereinbart. Dazu wurde einerseits ein umfangreiches Messprogramm und ein Havariekonzept entwickelt.

Im Rahmen des Messprogramms waren folgende Messeinrichtungen zur Überwachung der Verformungen und Kräfte vorgesehen: rund 100 Punkte zur Setzungs- und Lagemessung, 17 Porenwasserdruckgeber, 9 Inklinometer, 3 Extensiometer und Stangenpegel und Messungen der Steifenkraft. Darin enthalten sind 3 Porenwasserdruckgeber und 4 Setzungsmesspunkte für die Überwachung der Pfahlprobelastungen.

Darüber hinaus waren bereits im Rahmen der Beweissicherung rund 90 Setzungsmessbolzen an den umliegenden Gebäuden installiert.

Die höherwertigen Messeinrichtungen wurden in insgesamt 8, über die Baugrube verteilten Messquerschnitten (MQS) zusammengefasst (Bild 11). Ein Messquerschnitt sah bis 30 m außerhalb der Baugrube insgesamt 5 Punkte zur Messung von Setzungen und Horizontalverschiebungen vor. Zusätzlich wurden in den Messquerschnitten die Lage der Spundwandköpfe registriert und 3 m hinter den Spundwänden ein Inklinometer mit einer Länge von etwa 25 m eingebaut.

Die meist ebenfalls etwa 3 m hinter den Spundwänden in Tiefenlagen von 13 m und 17 m, also unterhalb des Spundwandfußes, angeordneten beiden Porenwasserdruckgeber, waren in Ergänzung zu den Inklinometern als Schnellindikatoren für Störungen und Bewegungen im Baugrund vorgesehen. Die kontinuierlichen Messungen der Steifenkräfte sollten uns insbesondere Aufschlüsse über schnelle Kräfteänderungen bzw. sich ankündigende Bewegungen des Systems liefern, wurden aber nach kurzer Zeit bereits wieder eingestellt.

Zur Erfassung der Hebungen in der Baugrubensohle waren vorab eingebaute Stangenpegel und 25 m unter die Sohle reichende Extensiometer vorgesehen. Auf der Unterbetonsohle wie auch der nachfolgenden Bodenplatte wurden Messbolzen installiert.

Außerhalb der Messquerschnitte waren jeweils in Feldmitte auf den Spundwandköpfen und teilweise außerhalb im Gelände zusätzliche Setzungs- bzw. Lagemesspunkten vorgesehen. Der Einbau der Messinstrumente erfolgte sukzessive, dem Fortschritt der Teilbaugruben voraneilend. Entsprechend den bei den Aushubarbeiten gemachten Erfahrungen konnte das Messprogramm so noch modifiziert werden.

Der Schwerpunkt der Messungen lag mit den ersten 3 Messquerschnitten auf der Überwachung der ersten Teilbaugruben, den sogenannten Probebaugruben, um die Durchführbarkeit der Baumaßnahme im Grundsatz nachzuweisen. Um ein redundantes Messsystem zu erhalten, wurden im Bereich der ersten Teilbaugrube dazu 2 Messquerschnitte angelegt.

Der 4. Messquerschnitt diente bei weiterem Baufortschritt zur Überprüfung der zu Beginn gemachten Messungen und zur eventuellen Bestätigung des Erfolgs von Änderungen im Arbeitsablauf, die bei der Herstellung der Probebaugruben festgelegt werden sollten. Der 5. Messquerschnitt sollte der größeren Breite der Teilbaugruben im südlichen Randbereich und der 6. der im Westen naheliegenden Randbebauung mit der nur dort eingebrachten Sohlverankerung (Bild 11) Rechnung tragen.

Im Rahmen der Beobachtungsmethode und des damit verbundenen Havariekonzeptes wurden Warn- und Grenzwerte für die verschiedenen Messwerte festgelegt.

Bei Überschreiten der Warnwerte waren die Fachplaner und Prüfer umgehend zu benachrichtigen, um das weitere Vorgehen abzusprechen. Neben Absolutwerten wurden als Warn- und Grenzwerte auch die Geschwindigkeiten und die Zunahme der Geschwindigkeiten der Verformungen definiert.

Für den Fall der Überschreitung der Grenzwerte wurde ein Havariekonzept entwickelt. Es sah vor, dass offene Teilbaugruben innerhalb von 8 Stunden mindestens 2,5 m mit Erdaushub verfüllt werden sollten. Die LKW-Spielzeiten wurden hierfür nachgewiesen und immer eine ausreichende Menge sandigen Aushubmaterials auf der Baustelle vorgehalten.

7 Technische Umsetzung der Baugrubenherstellung

Zuerst wurden sämtliche Spundwände eingepresst. Dies beinhaltete sowohl die Aufteilung der tiefen Baugrube in 3 Streifen, als auch zu böschende Bereiche, so dass der horizontale Grundwasserzufluss in den sandigen Deckschichten vollständig abgesperrt wurde. Die Spundwände verblieben im Baugrund, da beim Ziehen aufgrund der Adhäsion des Seetons ein mehrere Zentimeter breiter Spalt zu befürchten gewesen wäre, der zu Verformungen geführt hätte.

Die Baugrube wurde aufgeteilt in den tiefen Teil im Osten (-9,1 bis -9,9 m), dessen Teilbaugruben zuerst hergestellt wurden (Bild 4) und den etwas höheren dreieckigen Teil (-5,8 m bis -8,0 m) der dann nachfolgend ebenfalls in Teilbaugruben hergestellt wurde. Im Folgenden wird exemplarisch die Herstellung des tiefen Teils erläutert.

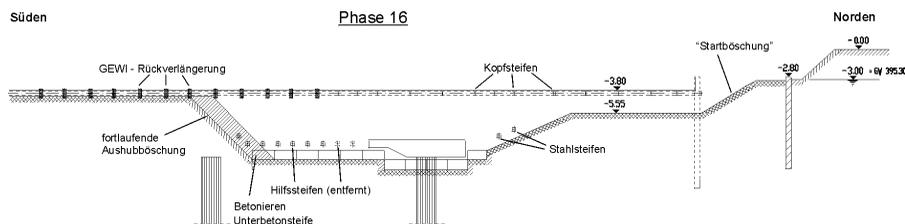


Bild 7: Schnitt durch den mittleren Baugrubenstreifen des tiefen Teils am Nordende. Startbaugrube mit den Feldern 1 und 2 lt. Bild 4. Bodenplatte über Pfählen in Feld 1 ist bereits hergestellt.

Da die Verformungen des Baugrubenverbau maßgeblich von der Einhaltung des planmäßigen Bauablaufs abhängen würden, wurde vom Tragwerksplaner in den Ausführungsplänen die Herstellung einer Teilbaugrube exemplarisch in 19 einzelnen Phasen, quasi wie in einem Zeichentrickfilm, dargestellt. Dadurch waren alle notwendigen Arbeitsprozesse, wie z.B. der Einbau und das Umsetzen von Steifen und der Zeitpunkt des weiteren Aushubs, exakt definiert.

Die ersten Teilbaugruben, mit welchen als Probestaubaugruben auch die Durchführbarkeit des Verfahrens gezeigt werden sollte, wurden im Norden angelegt (Bild 4), wo empfindliche Bauwerke am weitesten entfernt sind. Es wurde mit der mittleren, mit 24 m am breitesten Grube und danach mit der westlichen, 13 m breiten Grube begonnen, da hier aufgrund des Voraushubs von -4,3 m bzw. -3,1 m die Geländesprunghöhen vergleichsweise niedrig waren. Die tiefste und am schwierigsten nachweisbare Baugrube an der Hafenstraße, die zugleich auch schon die Gleise tangieren würde, sollte erst begonnen werden, wenn die angrenzenden beiden Felder sicher geschlossen und erste Erfahrungen gewonnen waren.

Vorab wurde im mittleren Streifen von Norden her eine rund 27 m lange und 9 m hohe Startböschung angelegt (Bild 7). Die dazugehörige gegenüberliegende, fortlaufende temporäre Aushubböschung konnte unter Ausnutzung der Kapillarkohäsion mit etwa 40° angelegt werden. Dabei sei vorweg genommen, dass trotz des 6 m über der Sohle liegenden Gw-Spiegels kaum Grundwasser aus den sandigen Böschungen zutrat und die Standfestigkeit sogar über mehrere Tage ausreichend war, so dass auf eine voreilende und in den schluffigen Feinsanden aufwendige Gw-Absenkung verzichtet werden konnte.



Bild 8: links: Tiefer Teil nach Herstellung der ersten Teilbaugruben bis Bauphase 9; rechts: mittlere Startbaugrube (Bild 7) mit Steifen über der Böschung und gerade bewehrter Voute im Pfahlbereich

Zur Verbesserung des Widerlagers am Fuß der Startböschung wurden ab -7 m knapp oberhalb der Böschungsoberfläche zwei Steifen eingebaut (Bild 7). Ebenso wurde eine temporäre Hilfssteife jeweils am Fuß der Aushubböschung angeordnet. Auf der Sohle angekommen, wurde in 1,6 m breiten Abschnitten ausgehoben. Der entsprechend breite Streifen wurde etwa 1 m oberhalb der Sohle mit einer weiteren Hilfssteife abgestützt und in Ortbetonbauweise (nur mittlerer Streifen) der unbewehrte, 0,7 m hohe Unterbeton B25 eingebaut. Jeweils am nächsten Tag wurde dann der Aushub streifenweise fortgesetzt. Die über jedem Unterbetonstreifen angeordneten Hilfssteifen verblieben 3 Tage, bis eine ausreichende Anfangsfestigkeit des Unterbetons erreicht war, und wurden dann umgesetzt. Die Aussteifung am Kopf erfolgte in der Regel durch über die Teilbaugruben durchlaufende Kopfsteifen, Abstand 3 m. Um im breiten mittleren Streifen den Aushub möglichst wenig durch die Kopfsteifen zu behindern, wurden diese zunächst durch eine nur in der Mitte mögliche Rückverhängung der seitlichen Spundwände an den äußeren Spundwänden mit Gewi-Stählen gehalten. So war die mittlere Grube während des Aushubs von oben frei zugänglich und auf jeder Seite durch eine Fangedammkonstruktion begrenzt. Nachfolgend wurden dann wieder Steifen eingebaut, damit auch die beiden äußeren Streifen ausgehoben und die Steifenkräfte bis zum gegenüberliegenden Erdwiderlager durchgeleitet werden konnten. Nachdem der Unterbeton vollständig bis über die 16,5 m auseinander liegenden Pfahlreihen fertiggestellt war, konnte mit der Bewehrung der Bodenplatte begonnen werden. Da die Teilbodenplatten zum Anschluss etwas über die Pfähle hinausragen mussten, waren die Startbaugruben in jedem der 3 Aushubstreifen etwas länger als in den übrigen Feldern und wurden daher je in 2 Abschnitten mit eigenem Messquerschnitt aufgeteilt. Drei Tage nachdem die Bodenplatte betoniert war, wurde für den 13 m breiten Streifen im Westen die Startböschung mit der nachfolgenden Teilbaugrube angelegt. Wegen der geringeren Breite konnte hier, wie auch im 10 m bis 14 m breiten Streifen an der Hafestraße, mit Fertigteilen zur Herstellung der Unterbetonsohle gearbeitet werden. Die jeweils 0,4 m

breiten, leicht bewehrten und auf der Baustelle gefertigten Betonbalken wurden mit 0,4 m Abstand eingebracht und kraftschlüssig verkeilt. Anschließend wurde der Zwischenraum mit Ortbeton verfüllt. Auf diese Art und Weise konnte der Baufortschritt im Vergleich zur mittleren Grube merklich beschleunigt werden.

Um im westlichen Grubenstreifen, wie auch später in der östlichen Grube entlang der Hafestraße die Kopfauslenkung möglichst zu begrenzen, wurden die Steifen schon vor dem Aushub kraftschlüssig eingebaut und wieder mit einem Arbeitsplanum überschüttet. So fuhr der Bagger über den Steifen und es war in jedem Moment des Aushubs der Spundwandkopf gestützt.

Nach Einbringen des Unterbetons im westlichen Feld wurde zum Anschluss der Bodenplatte an das mittlere Feld die dazwischen liegende Spundwand gekappt. Auf diese Art und Weise wurden in Südrichtung zunächst je 2 Felder im mittleren und westlichen Streifen hergestellt.

Mit Beginn des dritten Feldes konnte auch mit der Randbaugrube an der Hafestraße begonnen werden. Diese musste zu Beginn 2 Felder nachlaufen, da wegen der Nachweise zur räumlichen Standsicherheit nur so die seitlichen Stützkräfte und die erhöhten Horizontalkräfte in der Unterbetonsohle abgetragen werden konnten. Der Herstellungsablauf der Randbaugrube an der Hafestraße war im Prinzip mit Unterbetonfertigteilsteifen und vorab eingebrachten Kopfsteifen gleich dem westlichen Grubenstreifen. Allerdings waren hier wegen des 3,1 m höheren Geländesprungs höhere Kräfte und Verformungen zu beherrschen.

Bei regulärem Baubetrieb konnte so ein Fortschritt von 2 m bis 3 m am Tag, erzielt werden. Dass es sich hier um eine Linienbaustelle handelte war eindrucksvoll zu erkennen (Bild 10), als nach etwa einem Jahr im dann 3–stöckigen Nordende bereits Richtfest gefeiert wurde, während die letzte Teilbaugrube im Süden gerade begann.

Im südwestlichen Teil der tiefen Baugrube, wo die Bebauung nur 12 m vom Baugrubenrand entfernt liegt, war im Endzustand von den Pfählen ein Fließdruck von etwa 65 kN/m² aufzunehmen. Um hier für die zunächst nur durch den Unterbeton gesicherten Teilbaugruben eine ausreichende Sicherheit zu erreichen und insbesondere die Hebungen der Sohle bzw. die Setzungen außerhalb der Baugrube während dieser Phase auf ein Minimum zu begrenzen, wurde die Unterbetonsohle rückverankert (Bild 11). Hierzu wurden die letzten 3 Felder mit rund 90 Gewi-Pfählen nach DIN 4128, die mit Längen von etwa 50 m ihre Zugkräfte bis in die Moräne ableiteten (Zugkraft pro Pfahl = 527 kN), über verankerte Fertigteile-Unterbetonsteifen temporär gesichert. Diese waren gegenüber einer rückverankerten Sohle im Düsenstrahlverfahren oder einer tiefen Bodenverbesserung die wirtschaftlichste Variante.

Nach Fertigstellung des EG Fußbodens im tiefen Teil, konnte im westlichen, dreieckigen und etwas höheren Teil (1 UG, -5,8 m bis -8 m) mit dem Aushub in Teilbaugruben begonnen werden (Bild 9). Ein großer Vorteil war hier, dass mit den 2 Untergeschossen im Osten nun ein fast unverschiebliches Widerlager zur Absteifung vorhanden war.

Zunächst wurden nun von Norden her in einem Streifen neben dem fertigen tiefen Teil sukzessive Teilflächen mit allseitigen Böschungen ausgehoben und die Bodenplatte dort fertiggestellt. Zur Herstellung des kritischen, verbleibenden 17,5 m breiten Streifens entlang der westlichen Baugrubenwand wurde der Spundwandkopf vor Beginn des Aushubs mit Schrägsteifen auf die fertige Bodenplatte abgestützt. Hierzu mussten vorab schräge Gräben in das noch auszuhebende Erdreich geschnitten werden. Unter dieser steifen Kopfstützung wurde dann wieder abschnittsweise die Unterbetonsohle mit Fertigteilen eingebracht. Die Verformungen waren hier deutlich geringer als entlang der Hafestraße im Osten.

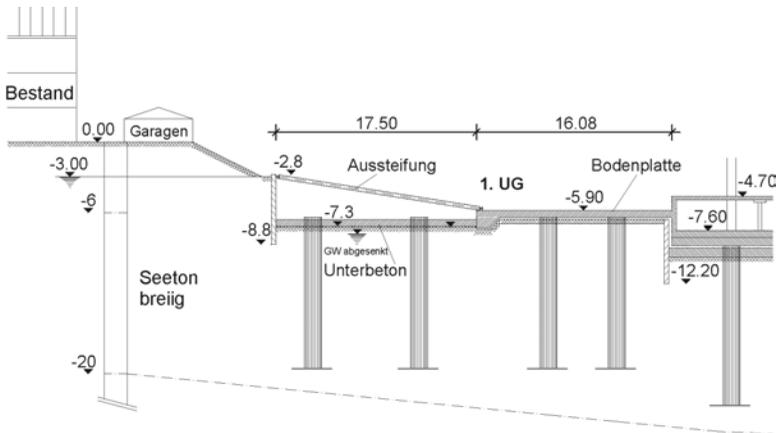


Bild 9: Herstellung höherer Teil mit Schrägabsteifung auf Bodenplatte



Bild 10: links: Verkeilen einer Unterbeton-Fertigteile-Steife; rechts: „Linienbaustelle“ mit Herstellung der Baugrube im Süden (vorne) bei Beginn des 1. OG's im Norden

8 Messergebnisse und ihre Interpretation

Die während den Probebeaugruben durch intensive Messungen gemachten Erfahrungen bestätigten sich auch während der weiteren Herstellung des tiefen Teils. Demnach traten aufgrund der Aushubentlastung Hebungen der Unterbetonsohle von bis zu 3 cm und an den innerhalb der Baugrube liegenden Spundwänden von bis zu 2 cm auf. Dabei trat der Großteil der Hebungen in der Regel kurzfristig ein. Auf der fertigen, an die Pfähle angeschlossenen Bodenplatte wurden in den ersten Wochen Hebungen von unter 1 cm gemessen.

Das Augenmerk lag auf dem Verformungsverhalten der Böschung an der Hafestraße, da zum einen dort die Gleise nur 15 m entfernt waren und zum anderen Aufschlüsse zum Vorgehen an der gegenüberliegenden Randbebauung im Westen gewonnen werden sollte. Dabei musste festgestellt werden, dass die Horizontalverschiebungen am Spundwandkopf,

trotz der durchlaufenden Steifen am Schluss meist zwischen 5 cm und 10 cm betragen. Der Spundwandfuß schob sich auf Höhe der Ortbetonsole zwischen 2 cm und 4 cm in die Baugrube. Mit diesen Wandverschiebungen gingen in der 3 m höher und 4 m entfernt liegenden Böschungskante der Hafestraße Absenkungen und Horizontalverschiebungen von 7 cm bis 15 cm einher (Bild 11). Auf der etwa 10 m von der Spundwand entfernten Westseite der Hafestraße wurden in der Regel noch Absenkungen und Horizontalverschiebungen von 5 cm bis 10 cm gemessen. Folgende Ursachen waren hierfür maßgeblich:

- Durch die baupraktisch günstige Rückverhängung der mittleren Baugrube wurden die äußeren Spundwände der Fangedammkonstruktion am Kopf bereits in die Baugrube gezogen. Diese Kopfverschiebungen wurden noch erheblich durch einen 1,5 m tiefen Graben vor dem Spundwandwandkopf zur Herstellung einer Gurtung verstärkt.
- Die Böschung an der Hafestraße ist 3 m höher als auf der gegenüberliegenden Seite der westlichen Teilbaugrube, wo bereits der Voraushub stattfand (Bild 5). Daher geben bei Öffnung der Baugrube an der Hafestraße die durchlaufenden Kopfsteifen zunächst um mehrere Zentimeter nach, bis auf der niedrigen Westseite ein ausreichendes Erdwiderlager mobilisiert wird.
- Weiterhin war bei der rund 50 m langen Aussteifung je nach Arbeitsgenauigkeit an den Stoßpunkten ein zentimetergroßer Schlupf und eine elastische Stauchung von mehreren Millimetern zu berücksichtigen.
- Das um wenige Zentimeter nachgebende Fußauflager ist trotz des Einsatzes von verkeilten Fertigteilen auf die schrittweise Herstellung der unteren Aussteifung zurückzuführen. Auch der Wechsel von Holz- auf steifere Stahlkeile brachte nur eine untergeordnete Verbesserung (Bild 10). Es war dagegen eindeutig festzustellen, wie sich, der Aushubsole um bis zu 10 m voranlaufend, die Spundwand im Bereich der Aushubböschung in die Baugrube schob. Auch bei durchgehendem Einsatz von Hilfssteifen über der Aushubböschung ließ sich die Fußauslenkung nur auf 2 cm begrenzen.

Die markanten Verformungen an der Hafestraße beschränkten sich auf einen etwa 10 m breiten Streifen neben dem Baugrubenrand. Sie liegen daher ungefähr im Bereich eines Erdkeils, wie er sich bei unzureichender Stützung hinter einer 9 m bis 10 m hohen Baugrubenwand ausbildet. Dagegen wurden im anschließenden Gleisbereich bis 20 m Entfernung nur Absenkungen bis 2 cm und bei 30 m noch 1 cm gemessen (Bild 11).

Die baugrubennahen Verformungen resultieren also aus Ursachen, die nahezu unabhängig von der Problematik weicher Böden sind, zumal die sandigen Deckschichten in 6 m bis 9 m Tiefe reichen. Durch eine strengere Verfolgung des planmäßigen, aufwendigen Bauablaufs hätten diese merklich reduziert werden können. Aber da die Verformungen auf die Hafestraße beschränkt und in dieser tolerierbar waren, wurde vorsätzlich auf einige Hilfsmaßnahmen verzichtet und so der Bauablauf beschleunigt.

Da im Südwesten, im Bereich der nahen Randbebauung, wo auch die rückverankerte Fertigteilssole zur Ausführung kam, die Kopfverschiebungen jedoch möglichst zu minimieren waren, wurde nach den Erfahrungen an der Hafestraße die Reihenfolge der Teilbaugruben umgestellt. So wurde im Süden nach Herstellung des mittleren Teils zuerst an der Hafestraße ausgehoben und dann die Teilbaugrube im Westen vor der Bebauung. Deswegen waren die durchgehenden Steifen durch den Erddruck von der Hafestraße her quasi vorgespannt und es bedurfte dann unter Einhaltung des planmäßigen Bauablaufs nur geringer Verschiebungen zur Aufnahme des in etwa gleichgroßen Erddrucks von der westlichen Randböschung. Hätte man nach der mittleren zuerst die westliche Teilbaugrube ausgehoben, dann hätte sich diese mit großen Horizontalverschiebungen auf dem 3 m niedrigeren Erdwiderlager der noch nicht ausgehobenen Teilbaugrube entlang der Hafestraße abstützen müssen. Weitere Verschiebungen wären dann noch nach dem Aushub zur Aktivierung des Erddrucks an der Hafestraße hinzugekommen.

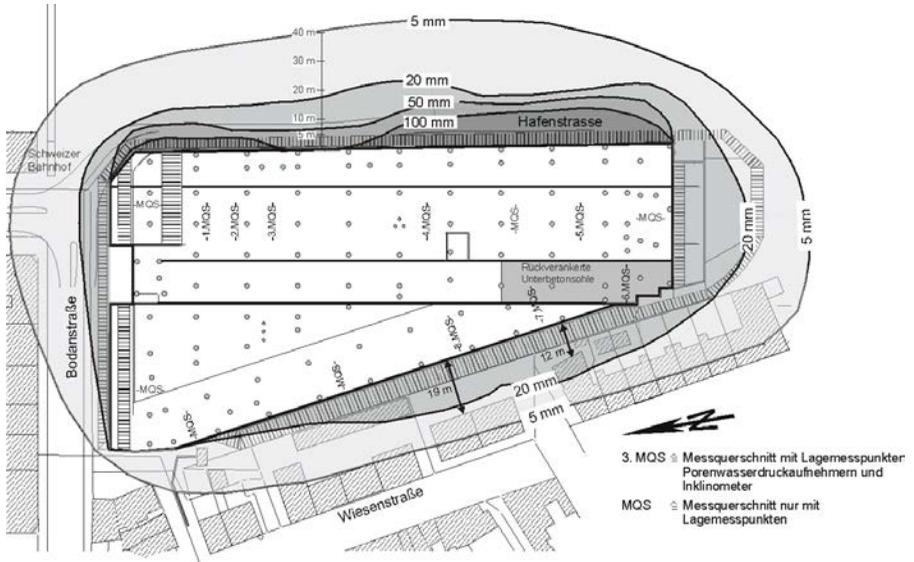


Bild 11: Geländeabsenkungen infolge der Baugrubenherstellung und Anordnung der Messquerschnitte

Auf diese Art und Weise im Südwesten und mit der Schrägabsteifung auf die Bodenplatte entlang der übrigen Westseite konnten die Kopfverschiebungen im Bereich der Bebauung auf 1 cm bis 4 cm beschränkt werden. Die Setzungen des 12 m entfernten Hauses betragen bis zu 3 cm (Bild 11), bei einer sehr geringen Neigung der Setzungsmulde um 1/1000. Die etwa 20 m entfernten Häuser haben Setzungen von 0,5 cm bis 1 cm erfahren. Merkliche Setzungen von über 3 mm wurden im Rahmen der Beweissicherung noch an 50 m entfernten Häusern festgestellt.

Die Porenwasserdruckgeber, welche 3 m hinter den Spundwänden bei -13 m und -17 m angeordnet waren (Bild 12), zeigten vor dem Aushub in etwa den hydrostatischen Wasserdruk oder wenig darüber liegende Werte an, was durch einen Stagnationsgradienten erklärt werden könnte [16]. Die geringen oder nicht vorhandenen Porenwasserüberdrücke sind ein weiterer Grund dafür, dass der Seeton hier wahrscheinlich höhere c_v -Werte aufweist, als mit den Flügelsondierungen ermittelt wurde.

Infolge der Aushubentlastung $\Delta\sigma'_1$ vor der Spundwand um rund 60 kN/m² wurden im Seeton bei -13 m lediglich eine Abnahme des Porenwasserdrucks von im Mittel 7 kN/m² und bei -17 m von 13 kN/m² gemessen. Die unterschiedlichen Werte sind wohl auf die Lastausbreitung zurückzuführen. Nach etwa 2 Wochen bis etwas über einem Monat waren die Unterdrücke weitgehend ausgeglichen und der temporäre Festigkeitszuwachs damit wieder eingebüßt. Ob auch direkt unterhalb der Baugrube, wo der Porenwasserunterdruck aufgrund der Entlastung wesentlich höher sein dürfte, der Ausgleich infolge der Fein(sand)schichtung ebenso schnell abläuft, kann nicht genau gesagt werden. Es ist aber zu vermuten, dass, wie auch Ödometerversuche zeigen [13], der Schwellvorgang aufgrund der signifikanten Größe der Entlastung länger andauern dürfte.

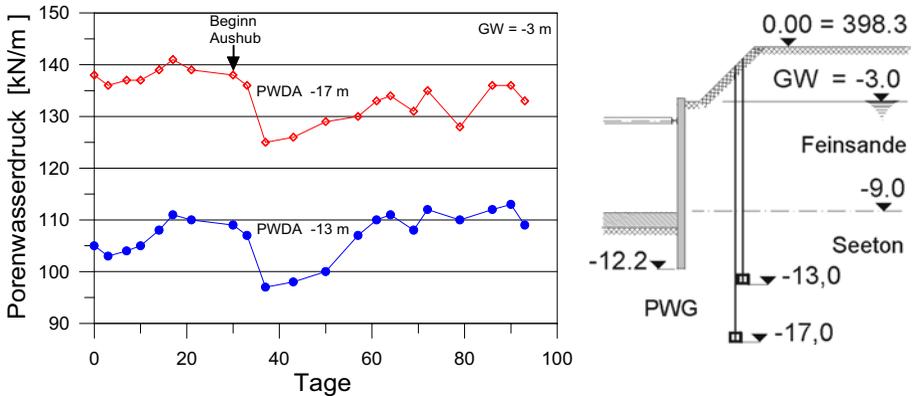


Bild 12: Exemplarischer Porenwasserdruckverlauf infolge des Aushubs und Anordnung der Porenwasserdruckgeber (PWG)

9 Schlussfolgerungen

Das Seeuferhaus ist die erste große Baumaßnahme in Konstanz, die in dem schwierigen Baugrund ohne nennenswerte Komplikationen und Schäden realisiert werden konnte. Dies zeigt, dass tiefe und große Baugruben in weichen Böden mit dem Prinzip von Teilbaugruben beherrschbar und wirtschaftlich realisierbar sind. Dabei liefern die Empfehlungen der EAB [5] wertvolle Hilfe und sind unbedingt zu beachten. Der Bauablauf sollte vorab präzise festgelegt und beschrieben werden. Die Ausführung ist im Sinne der Beobachtungsmethode zu überwachen und gegebenenfalls zu modifizieren.

Mit dem hier angewendeten schrittweisen Einbau der Unterbetonsohle lassen sich Verformungen im Nahbereich auf etwa 2 cm begrenzen. Bei unmittelbar angrenzender Bebauung können daher Zusatzmaßnahmen, wie z.B. eine sofortige Rückverankerung oder eine vorab hergestellte Sohle, zweckmäßig sein.

Die beim Seeuferhaus gewonnenen Erfahrungen, wie z.B. zur Porenwasserdruckentwicklung beim Aushub, zeigen weiteres Optimierungs- und Anwendungspotential für Baugruben in weichen Böden auf.

10 Danksagung

Wir danken der Niederlassung der Wayss & Freytag AG, Stuttgart, Herrn D. Vogel, für die vertrauensvolle Zusammenarbeit bei der praktischen Umsetzung der komplexen technischen Randbedingungen sowie dem Baurechtsamt der Stadt Konstanz, Herrn R. Hagelstange, für die konstruktive Begleitung der Arbeiten. Maßgeblichen Beitrag am Gelingen hatten auch Herr W. Erben, Weiske + Partner und Frau Dr. C. Vogt, Smoltczyk & Partner. Den Prüfern danken wir für die kollegiale Zusammenarbeit, die damit wesentlich zum Erfolg der anspruchsvollen Maßnahme beigetragen haben.

11 Literatur

- [1] Berre, L., Bjerrum, L.: Shear strength of normally consolidated clays; Proc. 8th International Conference of Soil mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 1, S 39-49, 1973
- [2] Bjerrum, L., Eide O.: Stability of strutted excavations in clay, Geotechnique, Vol 6, S. 34-47, 1956
- [3] Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive or others). Proc. 8th International Conference of Soil mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, S 111-115, 1973
- [4] BV Seeuferhaus Konstanz: Zusammenfassendes Geotechnisches Gutachten, 2000, und Ergänzende Unterlagen zum Untergrund auf der Grundlage von 4 zusätzlichen Bohrungen, April 2001, BBI Geo- und Umwelttechnik Hamburg
- [5] Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der DGGT zu Baugruben in weichen Böden, EB 90 – EB 101 (Entwurf), Bautechnik 79, Heft 9, S. 569-588, 2002
- [6] Geotechnisches Gutachten für den Bau des Seeuferhauses in Konstanz, 1. Bericht, 16.05.97, Wibel, Leinenkugel + Partner, Kirchzarten
- [7] Geotechnisches Gutachten für den Bau des Seeuferhauses in Konstanz, 2. Bericht, 14.08.97, Wibel, Leinenkugel + Partner, Kirchzarten
- [8] Goldscheider, M. und Gudehus G.: Bau einer Tiefgarage im Konstanzer Seeton - Baugrubensicherung und Bodenmechanische Anforderungen, Vorträge der Baugrundtagung 1988 in Hamburg, DGEG, S. 385-406
- [9] Gudehus, G., Meißner, H., Orth, W. und Schwarz, W.: Geotechnische Probleme bei der Gründung des Postamtes in Konstanz, Geotechnik, Heft 3, S. 105-122, 1987
- [10] Gudehus, G., Jagau, H. und Neidhard, Th.: Verhalten von bindigen Böden bei Wechsellasten – zum Schutz historischer Bauwerke vor Verkehr und Baubetrieb, Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, DGEG, S. 231-246
- [11] Hettler, A., Leibnitz, S., Biehl, F.: Zur Kurzzeitstandsicherheit bei Baugrubenkonstruktionen in weichen Böden, Bautechnik 79, Heft 9, S. 603-611, 2002
- [12] Katzenbach, R., Floss, R. und Schwarz, W.: Neues Baukonzept zur verformungsarmen Herstellung tiefer Baugruben in weichem Seeton, Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden, DGEG, S. 13-31
- [13] Krieg, S.: Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. Heft 150, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 2000.
- [14] Moormann, Chr.: Zur Tragwirkung und Beanspruchung von Gründungspfählen beim Baugrubenaushub, Pfahlsymposium 2003, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 71, S. 351-378
- [15] Ostermayer, H. und Gollup, P.: Baugrube Karstadt in Rosenheim – Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, DGEG, S. 341-360
- [16] Scherzinger, T.: Materialverhalten von Seetonen – Ergebnisse von Laboruntersuchungen und Ihre Bedeutung für das Bauen im weichen Baugrund, Heft 122, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1991
- [17] Therzaghi, K. und Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, 1961
- [18] Vermeer, P.A., Meier, C.-P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden, Vorträge Baugrundtagung 1995 in Stuttgart, DGEG, S. 132-148

Laudatio zu Ehren von Herrn Prof. Dr.-tech. Richard Jelinek

von Prof. Dr.-Ing. Manfred Nußbaumer,
Vorstandsvorsitzender der Ed. Züblin AG, Stuttgart und
Vorsitzender der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.

Sehr geehrter Herr Prof. Dr.-tech. Richard Jelinek,
sehr verehrte Frau Jelinek,
sehr verehrte Familie Jelinek,
sehr geehrter Herr Dekan Prof. Rummel,
sehr geehrte Herren Professoren der TU München,
sehr geehrte Damen und Herren,

als ehemaliger Student der TH/TU München und als Vorsitzender der DGGT begrüße ich Sie herzlich. Es ist für mich eine besondere Ehre als ehemaliger Student von Herrn Prof. Jelinek, die Laudatio auf unseren Jubilar, Herrn Prof. Jelinek, halten zu dürfen.

Ich studierte von 1966 – 1970 an Ihrer Hochschule und vertiefte in den Fachrichtungen Grundbau und Bodenmechanik sowie Massivbau.

Mich freut ganz besonders, dass nicht nur die Lehrer aus meinen Vertiefungsrichtungen, Herr Prof. Jelinek und H. Prof. Kupfer, sondern u.a. auch die Herren Professoren Knittel, Springenschmid und Eisenmann heute bei dieser Feier anwesend sind. Verehrte Lehrer, seien Sie herzlich begrüßt. Ich habe alles, was ich bei Ihnen lernte, in meinem Berufsleben immer wieder gut gebrauchen und einsetzen können.

Sehr geehrter Herr Prof. Jelinek, sicherlich wären Ihre früheren Mitarbeiter, die Sie zum Teil über Jahrzehnte begleiteten, besser geeignet gewesen als ich, diese Laudatio auf Sie zu halten, der nur zwei Jahre als Student Ihren Vorlesungen in Bodenmechanik 1 + 2 und Grundbau 1 + 2 interessiert folgte. Für mich ist deshalb diese Aufgabe eine besondere Herausforderung und Ehre.

Sie, Herr Prof. Jelinek, waren für uns Studenten ein Professor, vor dem wir großen Respekt hatten. Nicht weil Sie autoritär aufgetreten wären, sondern weil Sie Ihr Fachgebiet in den Vorlesungen souverän vertraten und weil jedem von uns bei Ihrem Auftreten Ihre starke Persönlichkeit bewusst wurde. Ich habe in Erinnerung, dass Sie jede der Vorlesungen selbst hielten, sich nicht vertreten ließen und keine der Vorlesungen ausfiel.

Ihr Vorlesungsstoff war umfangreich und theoretisch anspruchsvoll. Ich denke dabei an die Kontinuumsmechanik im Halbraum, die Sie ohne FEM beherrschten, an partielle Differentialgleichungen für Konsolidationsvorgänge und - sicherlich auch ein Steckenpferd von Ihnen - die konformen Abbildungen zur Simulierung von Grundwasserströmungen.

Neben diesen schwierigen Theorien, basierend auf komplizierten mathematischen Grundlagen, führten Sie die Studenten im Fachgebiet Grundbau in die praktischen Ingenieur-Anwendungen ein. Jeder von uns erkannte sofort, dass Sie ein Vollblut-Ingenieur sind, der die Theorie zur Lösung praktischer Probleme benutzt, und nicht als deren Selbstzweck.

Ihre Vita zeigt, dass Sie nie Durchschnitt sein wollten, sondern immer an der Spitze von Entwicklungen standen.

- Sie sind am 12. März 1914 in Wien geboren, besuchten dort die Bundesoberrealschule und bestanden mit 18 Jahren Ihr Abitur mit Auszeichnung.
- An der TH-Wien studierten Sie Bauingenieurwesen und bestanden nach 1938 die zweite Staatsprüfung ebenfalls mit Auszeichnung. Bereits während Ihrer Ausbildung waren Sie als Praktikant, Bauleiter und Statiker bei Firmen tätig. In den beiden letzten Semestern als Hilfsassistent und nach Ihrem Examen als Assistent bei Prof. Karl von Terzaghi, der als einer der Begründer der modernen Bodenmechanik gilt. Ihr Assistentenkollege war der spätere, sehr bekannte Prof. Hvorslev.

Sie beschäftigten sich bei Prof. Karl von Terzaghi u.a. auch mit Standsicherheitsuntersuchungen in der Folge einer Dammrutschung, die während des Baus beim „Chingford Damm“ nördlich von London auftrat.

- 1939 gingen Sie zur Technischen Hochschule Karlsruhe an den Lehrstuhl Wasserbau II, wurden dort Betriebsleiter am Institut für Bodenmechanik und Grundbau und Baugrundforschung. Ihre Aufgabe war, das neu gegründete Institut zu organisieren und auszustatten. Im gleichen Jahr wurden Sie zur Wehrmacht eingezogen und waren Bauleiter bei Flugplatzanlagen.
- 1943 promovierten Sie zum Dr.-tech. bei dem damals führenden Bodenmechaniker auf unserem Kontinent, Herrn Prof. Fröhlich in Wien mit dem Thema: „Grenzzustände des Gleichgewichts und Gleitlinienfelder in einer kohärenten mit innerer Reibung ausgestatteten schweren Masse, die den Raum einer unbegrenzten Böschung ausfüllt.“
- 1944 wurden Sie aus der Wehrmacht mit Dienstverpflichtung an das Erdbauinstitut der Technischen Hochschule München entlassen. Dieses Institut wurde wegen der umfangreichen Kriegsschäden an der Technischen Hochschule München nach Argelsried bei München ausgelagert. Der Betriebsleiter damals war Herr Leussink, er war der spätere Institutsleiter für Grundbau, Bodenmechanik und Felsenmechanik an der Uni Karlsruhe.
- 1945 - Auflösung auch dieses Instituts wegen Kriegsschäden, Erlangung einer Lizenz zur Gründung eines Ing.-Büros.
- 1948 - Betriebsleiter am Erdbauinstitut und Lehrbeauftragter für Bodenmechanik an der Technischen Hochschule München.
- 1949 - Lehrauftrag über Grundbau bei Prof. Hetzel und Umbenennung des Instituts von „Erdbauinstitut“ in „Institut für Grundbau und Bodenmechanik“.
- 1954 - Berufung im Alter von 40 Jahren als Ordinarius an den gegründeten Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik an der TH München und als Direktor des Instituts mit einem Personalstand von 6 Mitarbeitern für Lehre und den Institutsbetrieb
- 1954 - Überarbeitung und Übersetzung des Buches „Theoretical Soil Mechanics“ von Hr. Prof. Karl von Terzaghi ins Deutsche.
- 1964 - Als erster in der Bundesrepublik Deutschland nehmen Sie das Fachgebiet Felsmechanik mit der Vorlesung „Felsmechanik“ von Dr. Leopold Müller in München auf.
- 1969 - Umzug aus dem Stammgebäude an der TU München in den ersten Bauabschnitt des Institut-Neubaus in Pasing. Dort findet auch das inzwischen auf 40 Mitarbeiter gewachsene Institut zunächst ausreichend Platz. Die Labors, die vorher zum Teil im Keller des Seitenflügels der TUM-Gebäude untergebracht waren, waren großzügig und modern ausgestattet.

- 1974 - Erweiterung des zweiten Bauabschnittes mit der Versuchshalle. Damit war an der TUM eines der modernsten und großzügigst ausgestatteten Institute für Grundbau und Bodenmechanik geschaffen.
- 1975 - Umbenennung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik auf ministeriellen Beschluss in „Prüfamt“ und 1982 in „Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik“.
- 1979 emeritierten Sie und blieben bis 1980 noch kommissarischer Institutsleiter. Sie übergaben an Ihren Nachfolger, Herrn Prof. Floss, ein modernes Institut mit 60 Mitarbeitern, das damals wohl größte Institut dieser Art in der BRD.

Neben der Forschung und Lehre sowie dem kontinuierlichen Aufbau des Instituts waren Sie, Herr Prof. Jelinek, aktiv

- im VDI als Obmann im AK Bauingenieurwesen
- in deutschen und österreichischen Normenausschüssen mit besonderen Verdiensten in den Ausschüssen wie
 - Einheitliche Bezeichnung im Grundbau und Bodenmechanik“ und in
 - „Berechnungsverfahren“

Sie pflegten internationale Kontakte zu Größen des Grundbaues und der Bodenmechanik wie zu Prof. Terzaghi, Fröhlich, Veder, Kezdi, De Beer, Winterkorn, Leussink, Schiel, Kollbrunner, Haefeli und Schaad.

Sie betreuten rund 20 Dissertationen. Sie verfassten viele Veröffentlichungen und betreuten viele Diplomarbeiten, u.a. auch meine.

Von Bauherren als auch von Ing.-Büros und Bauunternehmen waren Sie ein gefragter Berater. Im Laufe Ihrer beruflichen Tätigkeit haben Sie bei mehr als 9.000 Projekten mitgewirkt. Ihr fachlicher Rat war immer sehr praxisbezogen und auf die Umsetzung ausgerichtet. Durch Ihre universellen Fähigkeiten in Verbindung mit Theorie und Praxis haben Sie Ihre früheren Mitarbeiter in gleicher Weise geprägt. Ich darf einige davon nennen, wie Herren Prof. Jessberger, von Soos, Koreck, Dr. Ostermayer.

Herr Koreck berichtete mir, dass Sie eine Art „sechsten Sinn“ besitzen. Oft haben Sie bei Projekten z.B. eine weitere Erkundungsbohrung oder zusätzliche Untersuchungen empfohlen. Ihre Mitarbeiter haben sich - nach den mit Ihnen gemachten Erfahrungen - solchen Empfehlungen kaum widersetzt, denn fast immer kam eine wesentliche Besonderheit zu Tage.

Sie haben ein Gefühl für Machbares, Ihre Vorschläge und Empfehlungen waren geprägt von der Eignung auf ihre Umsetzbarkeit. Ihre Lösungen waren immer wirtschaftlich ausgerichtet.

Ihre Forschungsschwerpunkte waren:

- Tragfähigkeit von Verkehrsflächen, so waren Sie auch langjährig der Leiter der ARGE „Bemessung von Befestigungsstärken von Verkehrsflächen“ in der FG für das Straßenwesen.
- Baugrundverbesserungen mittels unterschiedlichster Verfahren, wie Injektionen, Verdichtung, Gefrieren
- Verformungsverhalten von Mischböden und von bindigen Böden (Kriechen), Anisotropie von Böden
- Spannungsausbreitung bei geschichteten anisotropen Böden
- Verhalten von Tonsuspensionen

- Kasten- und Zellenfangedämme
- Pfähle, Schlitzwände
- Erdanker, Tragverhalten und Kriechverhalten (Großversuche).

Ausgangspunkt für die Forschungsarbeiten waren in der Regel aktuelle Problemstellungen aus der Praxis.

Ich erinnere mich noch, als ich 1962 als 22 Jahre alter Fachhochschul-Ingenieur bei der Fa. Bauer in Schrobenhausen Baugrubenverankerung mit den gerade wenige Jahre vorher entwickelten Verpressankern zu rechnen hatte. Damals gab es dafür keine Normen und Richtlinien. Zu Grunde gelegt wurde für die Ankerlängenbestimmung eine Veröffentlichung von Krantz.

Da man unsicher war, ob die Gleitfläche zwischen Krafteintragsstrecke und Wandfuß (Querkraftnullpunkt) geradlinig oder gekrümmt anzunehmen sei, wurde diese Frage Herrn Prof. Jelinek gestellt. In einem Gutachten hat Herr Prof. Jelinek dieses Thema theoretisch behandelt und als Gleitfläche mit dem geringsten Widerstand die logarithmische Spirale herausgefunden. Die Abweichung bei geradliniger Gleitfläche betrug bis zu 5 %. Deshalb rundete ich bei der Ankerlängenbestimmung zukünftig immer etwas auf, um für die Stabilität des Erdkörpers über der tiefen Gleitfuge einen Sicherheitskoeffizienten von größer 1,5 zu erhalten.

Die Beratungstätigkeit von Ihnen, Herr Prof. Jelinek und Ihrem Team, war vielfältig. Sie erstreckte sich von Gründungen jeglicher Art, Baugrubenausbildungen, von Flughafenanlagen bis hin zu Kraftwerks- und Dammbauten, U- und S-Bahntunnel und vieles andere mehr.

Die Projekte waren nicht auf Deutschland begrenzt, sie lagen in Frankreich, Griechenland, Iran, Saudi-Arabien, Jordanien, Algerien, Libyen, Mauretanien, Togo, Kongo und Korea.

Besonders möchte ich jedoch die Verwendung von Dauerankern beim Bau des Olympiastadions in München zur Verankerung der Seile aus den Dachkonstruktionen hervorheben. Nachdem Verpressanker als solche gerade 10 Jahre vorher entwickelt worden waren und Daueranker erst in wenigen Fällen ausgeführt wurden, gehörte eine Menge Mut zur Entscheidung, das Olympiadach mit Dauerankern im Untergrund zu verankern. Diesen Mut hatten Sie! Schon kurz vorher hatten Sie die Zugkräfte aus dem Hangar in München-Riem mit Dauerankern im Untergrund eingeleitet.

Wie Sie alle wissen, halten die Anker des Olympiastadions auch heute noch, obwohl es vor 30 Jahren noch keine Norm für die Erstellung dieser Anker gab.

Ein Wunsch von Ihnen hat sich leider in Ihrem Sinne nicht umsetzen lassen: eine aktive Mitwirkung bei der Sanierung des schiefen Turms von Pisa. Ihre Lösung zur Sanierung des schiefen Turms von Pisa, die im Jahre 1993, ohne dass dabei Ihr Name genannt wurde, als erster Schritt zur Sanierung Anwendung fand, hat Sie mit Recht verletzt. Sie haben sehr frühzeitig, d.h. bereits 1960 der Stadtverwaltung von Pisa Ihre Idee vorgetragen, um der Zunahme der Schiefstellung des schiefen Turms von Pisa Einhalt zu gebieten. Ihre Idee war, ein großes Zusatzgewicht in Form von vielen Bleiplatten auf der Fundamentseite mit der geringsten Setzung aufzubringen. Nach Ihren Ermittlungen sollten dafür eine Gesamtlast von 50-70 MN verwendet werden.

Diese Lösung wurde dann auch von der Kommission zur Rettung des schiefen Turms unter Leitung von Prof. Jamiolkowski 1993 angewandt. Zunächst erhielt das Fundament des schiefen Turms einen Stahlbetonring zur Stabilisierung. Dieses Fundament wurde dann auf der „hohen“ Seite mit insgesamt 6 MN Bleigewichten belastet. Im Januar 1994 verringerte sich dadurch die Turmneigung um 35°. Durch die Zusatzbelastung einschließlich der Mehrbelastung durch den Betonring um das Fundament von rund 7 MN (4,8 % des Turmgewichts) entstand eine Zusatzsetzung am belasteten Fundamentrand von 4 mm.

Wie Sie sicher wissen, kam zum weiteren Aufrichten des Turms eine weitere Lösung zur Anwendung. So wurde unter dem hochliegenden Fundamentrand Boden durch gezielte Schrägbohrungen aus dem Untergrund entzogen und damit der Turm wieder geringfügig aufgerichtet. Obwohl viele Baugrundfachleute diese Lösung für riskant ansahen, hat sie offensichtlich ganz gut funktioniert.

Nun habe ich aus dem arbeitsreichen Leben von Herr Prof. Jelinek sehr viel berichtet.

Wir als Studenten haben Sie, Herr Prof. Jelinek, immer als einen „Grand-Seigneur“ unter unseren Professoren angesehen. Über Ihre sonstigen Neigungen und Hobbies wussten wir nichts.

Von Ihren langjährigen Mitarbeitern wurde mir berichtet, dass Sie in Ihrer Jugend Saxophon spielten und Jazz liebten. Auch waren Sie ein Motorradfahrer. Bei einer Besprechung am „Stausee Roßhaupten“ im Winter schnallten Sie plötzlich Ihre Schlittschuhe an und kurvten auf dem See herum.

Sie waren zu Ihren Mitarbeitern ein vorbildlicher Chef, der den Mitarbeitern viel Freiraum und Selbständigkeit ließ, der Vielseitigkeit, Fleiß, Aktivität und Zielstrebigkeit vorlebte. Der geniale Züge in Bezug auf Ingenieurlösungen besaß.

Ihre Leidenschaft für Nord-Italien ist ebenfalls bekannt. So sollen Sie fast jedes bedeutende Etrusker-Grab dort kennen. Sie lieben nicht nur die italienische Sprache, auch das Essen und den Wein, auch die frühere Architektur, z.B. Palladio.

Sie sind Liebhaber der Klassischen Musik. Ihre Leidenschaft waren immer schicke Autos, die Sie früher selbst reparierten. Auch in Ihrem Haus sind Sie derjenige, der die Dinge selbst in die Hand nimmt, wenn Probleme auftreten.

Sehr geehrter, verehrter Herr Prof. Jelinek, ich darf Ihnen stellvertretend für Ihre vielen Studenten, die Sie ausbildeten, für Ihre Leistung, die Sie an uns vollbrachten, danken. Wir haben Sie in besonderem Maße respektiert.

Im Namen der DGGT danke ich Ihnen als Gründungsmitglied unserer Gesellschaft für Ihre Mitwirkung. Ich habe eine Initiative gestartet, um Sie in unseren Kreis der DGGT wieder zurück zu gewinnen. Der Vorstand der DGGT hat einstimmig zugestimmt, Sie zum Ehrenmitglied zu ernennen. In der Mitgliederversammlung der nächsten Baugrundtagung in Leipzig im September wird darüber endgültig entschieden. Ich bin von einem einstimmigen Votum überzeugt.

Ich wünsche Ihnen alles Gute zu Ihrem Geburtstag, den Sie vor zwei Wochen im Kreise Ihrer großen Familie feiern konnten. Ich wünsche Ihnen und Ihrer lieben Frau weiterhin alles Gute und noch viele glückliche Jahre.

Geotechnik in München – Rückblicke

Dipl.-Ing. P. von Soos
München

Geehrte Festversammlung, sehr verehrte gnädige Frau Jelinek, sehr geehrter lieber Herr Professor Jelinek,

es ist mir eine große Ehre an diesem Tag hier ein Schlaglicht auf Zeiten werfen zu dürfen, die ich als Ihr Schüler und - über dreißig Jahre lang auch als Ihr Mitarbeiter - in angenehms-ter Erinnerung behalten habe und nicht missen möchte. Sie hatten uns, Ihre ehemaligen Schüler und Mitarbeiter, in ein faszinierendes, sehr anspruchsvolles Fachgebiet eingeführt und zu dessen Weiterentwicklung angeleitet und ermuntert.

Sie selbst hatten Ihre wissenschaftliche Tätigkeit stets als Antwort auf Fragestellungen der Baupraxis angesehen und da diese Fragestellungen sehr vielfältig waren, mit Ihren Mitarbeitern ein sehr weitgefächertes Arbeitsgebiet betreut. Dieses werden meine nachfolgenden Beispiele nur lückenhaft wiedergeben können und zwar aus verschiedenen Gründen:

- einmal, weil die Zeit für einen umfassenden Bericht bei weitem nicht reichen würde
- auch, weil der Berichtersteller nicht auf allen erwähnenswerten Teilgebieten so kompetent ist, dass er diese anschaulich vertreten könnte
- schließlich, weil manche der vergilbten Unterlagen des Archivs nach Jahrzehnten ohne große Mühe nicht mehr aufzubereiten sind.

So bitte ich auch meine ehemaligen Kollegen um Nachsicht, wenn Ihre besonderen Interessengebiete und fachlichen Leistungen gar nicht oder nicht gebührend in Erscheinung treten. Aber genug der Einleitung.

1 Rückblick auf die Grundlagen

Der Rückblick hat bei der Person unseres Jubilars anzuknüpfen, dessen frühe wissenschaftlichen Arbeiten die großen Traditionen der Bodenmechanik fortführten und vertieften.

M. Charles-Augustin **COULOMB**

1773

E S S A I

*Sur une application des règles de
Maximis & Minimis à quelques
Problèmes de Statique, relatifs à
l'Architecture*

Richard **JELINEK**

1943

*Grenzzustände des Gleichgewichts
und Gleitlinienfelder in einer
kohärenten, mit innerer Reibung
ausgestatteten, schweren Masse,
die den Raum unterhalb einer
unbegrenzten Böschung ausfüllt*

1947

*Die Spannungsverteilung im
Coulomb'schen Halbraum*

Bild 1: Gegenüberstellung des Titelblatts von Coulomb 1773 und der Themen von Jelinek 1943 und 1947

Bekanntlich wird der französische Ingenieur Charles-Auguste de **Coulomb** mit seiner Erddrucklehre (1773) als Ahnvater der Bodenmechanik angesehen. Im Sinne der Plastizitätstheorie wurde sein Thema 1857 durch William John Macquorn **Rankine** fortgeführt. In deren Spuren ist unser Jubilar gestartet mit einer Dissertation, die sich mit den Grenzzuständen des Gleichgewichts und den Gleitlinienfeldern in einer kohärenten, mit innerer Reibung ausgestatteten, schweren Masse befasst, die den Raum unterhalb einer unbegrenzten Böschung ausfüllt [1]. Eine Kurzfassung wurde 1947 publiziert (siehe Bild 1)[2]. Die Arbeit ist nicht nur sehr anspruchsvoll, sondern auch in ihrer Durchführung bemerkenswert. In einer versteckten Schublade des Institutsarchivs habe ich Kopien einiger Anlagen zur Dissertation entdeckt, deren Anblick einen ästhetischen Genuss bietet – vielleicht mehr als manche Werke in dem von hier nicht weit entfernt stehendem Haus der Modernen Kunst. Es sind in diesen im Grenzzustand auftretende Gleitflächen konstruiert und in Schnitten durch den Halbraum auftretende Spannungen dargestellt (siehe Bild 2)

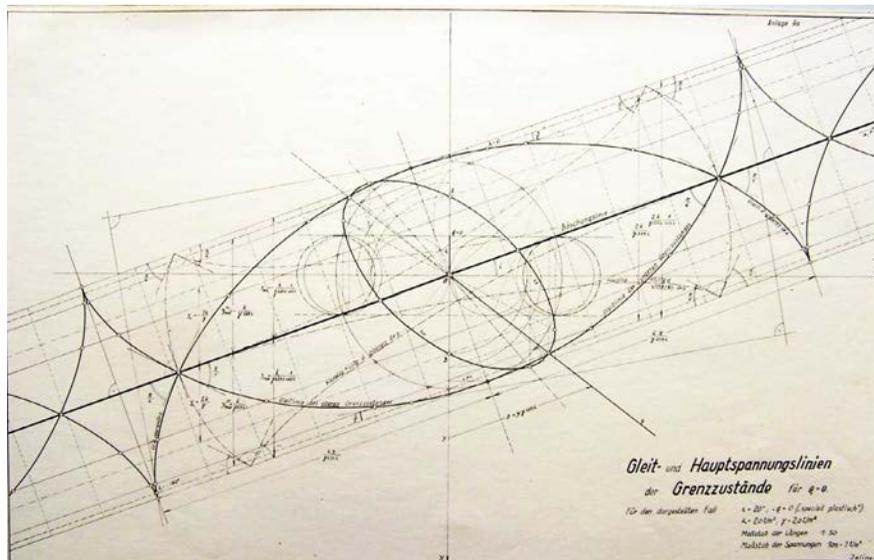


Bild 2: Gleitflächen- und Spannungsdarstellungen aus der Dissertation Jelinek 1943

Zur Beschreibung der Spannungsverteilung, die im Baugrund bei Belastung seiner Oberfläche auftritt, stützt sich die Bodenmechanik – wie dies jeder Student des Bauingenieurwesens erfährt - auf die Arbeit von Joseph Valentin Boussinesq aus dem Jahr 1885, die für einen elastisch-isotropen Halbraum gültig ist. Sie kommt mit zwei Elastizitätskonstanten (E , ν) aus. Unser Jubilar hat 1948 gezeigt, dass zur Beschreibung der Druckausbreitung in einem, die Gegebenheiten der Natur besser beschreibenden, „querisotropen Halbraum“ fünf Konstanten (E_1 , E_2 , m_0 , m_1 , G_1) erforderlich sind und hat eine geschlossene Lösung für den Fall angegeben, dass $m_0 = m_1 = \infty$ beträgt und G_1 ein diskreter, von E_2/E_1 abhängiger Wert ist. [3] Die für praktische Anwendungen interessante Verteilung der lotrechten Spannungen σ_z weicht danach von der Verteilung nach Boussinesq um so stärker ab, je größer das Verhältnis E_2/E_1 ist. Sie ist steiler, um die Lastachse stärker konzentriert als bei $E_2 = E_1$. Gleiches bewirkt nach einer weiteren Arbeit unseres Jubilars von 1951 die Begrenzung der Schichtmächtigkeit durch eine starre Unterlage, wogegen mit zunehmender Gründungstiefe die lastbedingten Zusatzspannungen im Halbraum insgesamt abnehmen. [4]

Ein Rückblick in die Vergangenheit wäre unvollständig, würde nicht an die Arbeitsbedingungen von vor 50 – 60 Jahren erinnert werden.

Die technischen Hilfsmittel waren außerordentlich bescheiden. Kopiergeräte gab es noch keine: So musste unser Jubilar seine Fachliteratur in Bibliotheken per Hand abschreiben. Erst später kamen Fotokopien (in der Regel als negative Papierkopien) auf. Zur Auswertung von Formeln standen 5 bis 7-stellige Logarithmentafeln und Kurbelrechenmaschinen zur Verfügung. Als Handwerkszeug dienten dem Ingenieur Logarithmenstab, Zirkel, Lineal und Kurvenlineal.

Das Leben vollzog sich damals nüchterner und konzentrierter: Es gab noch kein Fernsehen und auch kein sonstiges, Zeit stehlendes technisches Spielzeug. Dafür wurden die Postkästen täglich noch öfters geleert.

2 Rückblick auf einige ausgewählte Themen

Im Folgenden möchte der Berichtersteller nun auf ausgewählte fachliche Herausforderungen eingehen, mit denen Professor Jelinek persönlich und in Zusammenwirken mit seinen Mitarbeitern in den Jahrzehnten zwischen 1950 und 1980 konfrontiert wurde und zu bemerkenswerten Ergebnissen gelangte.

2.1 Die Zellenfangedämme am Kraftwerk Jochenstein

Als Erstes sollen die Zellenfangedämme erwähnt werden, die beim Bau des Kraftwerks Jochenstein 1954/1955 die Baugruben in der Donau unterhalb des Zusammenflusses von Inn und Donau abzugrenzen hatten. Es waren Kreiszellen und „Kleeblattzellen“, die auf dem Felsuntergrund stehend Wasserspiegeldifferenzen von 18 bis 20 m standhalten mussten.

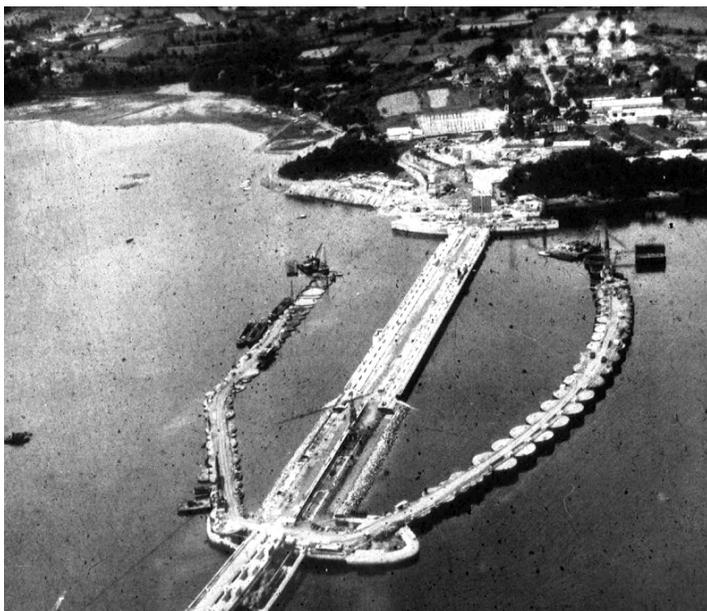


Bild 3: Übersicht Kraftwerk Jochenstein 1954/1955

Zunächst als Berater des Bauherrn, dann als bestellter Sachverständiger für Grundbau und Bodenmechanik hatte unser Jubilar die Standsicherheit der Fangedämme nachzuweisen, wobei es bald zu einer kritischen Auseinandersetzung mit den üblichen Nachweisverfahren nach der Scheibentheorie kam.

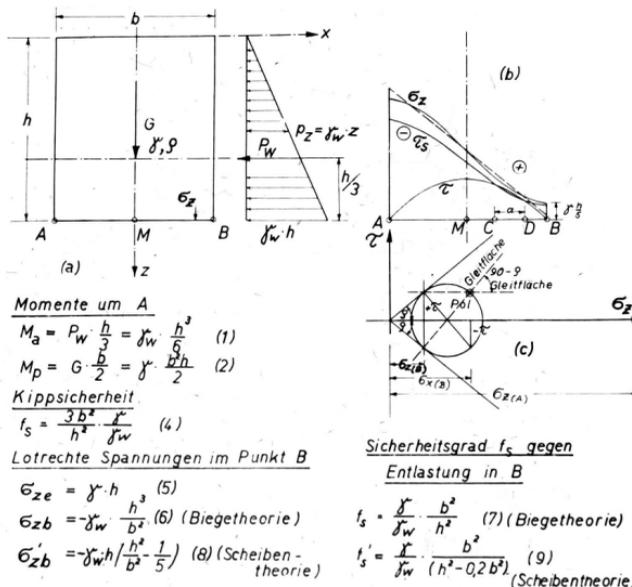


Bild 4: Formeln Scheibentheorie

Nach dieser wurden Schubspannungsvergleiche in lotrechten Schnitten vorgenommen. Sollen diese Schnitte Gleitflächen der Kiesfüllung darstellen, müssten dazu auch konjugierte Gleitflächen existieren, die aber so nicht möglich sind. Durch Analyse des Spannungszustandes an den Fußpunkten des Fangedamms mit Mohrschen Spannungskreisen (Bild 5) hat Professor Jelinek schließlich mit nachstehenden Überlegungen einen zutreffenden Versagensmechanismus für die Füllung des Fangedamms erarbeitet: [5], [6]

Am belasteten Fuß (Punkt B) sind Gleitflächen dadurch bestimmt, dass die in der Wandebene wirkende Spannung eine waagrecht wirkende Hauptspannung σ_1 ist. An der Luftseite (Punkt A) ist an der Wand Reibung möglich, eine der Gleitflächen wird daher in ihrer Richtung von der Wand nicht weit abweichen. Die letztgenannte Gleitfläche schneidet sich mit einer der in Punkt A möglichen Gleitflächen im Pol der Strahlen eines Prandtschen Gleitlinienfeldes. Dessen zu den Strahlen konjugierte Gleitflächen sind logarithmische Spiralen, die die Strahlen unter einem Winkel $90^\circ - \varphi'$ schneiden. Der Fangedamm wird im Grenzzustand durch Reibungskräfte gestützt, die längs der durch die Fußpunkte A und B gehenden gekrümmten Gleitfläche (logarithmischen Spirale) wirken, zu dieser unter dem Winkel φ' geneigt sind und somit durch den Pol der Strahlen weisen. Ihre Resultierende, die durch den Schnittpunkt der Wirkungslinien von Eigenlast des Fangedamms G und Wasserdruck P_W gehen muss, bildet mit G und der aufnehmbaren Horizontalkraft H ein geschlossenes Kräfteck. $H_{\min} = f_s P_W$ wird durch Probieren gefunden.

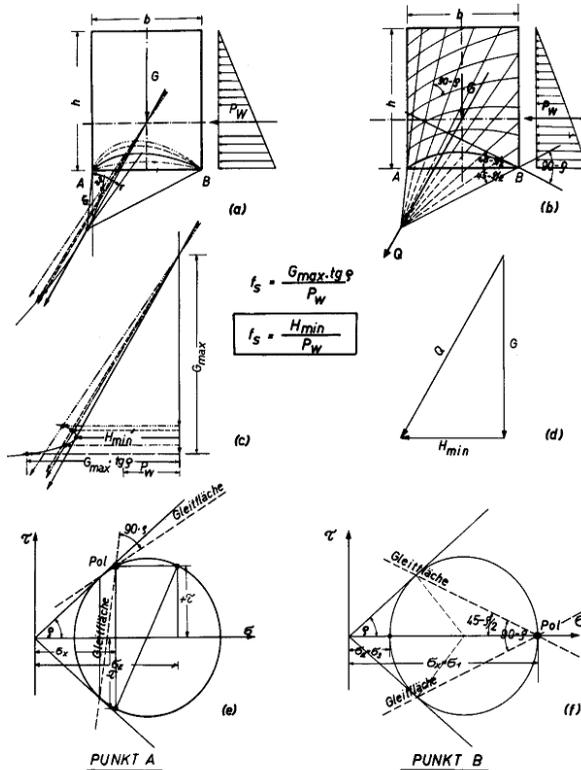


Bild 5: Mohrsche Spannungskreise für Fußpunkte des Fangedammes

Im Vergleich zum Scheibenverfahren ergab die neue Theorie geringere erforderliche Breiten, aber höhere Horizontalkräfte für die Verankerung von Fangedämmen. Dieses Ergebnis steht in guter Übereinstimmung mit der Erfahrung, dass herkömmlich bemessene Fangedämme im Versagensfall nicht umkippen, sondern durch Überbeanspruchung der Anker oder Schösser aufreißen.

Das Zutreffen dieser Theorie wurde später [6] durch Versuche in einem erdstatischen Modell - einem kleinen Erddruck-Kasten - bestätigt (siehe Bild 6).

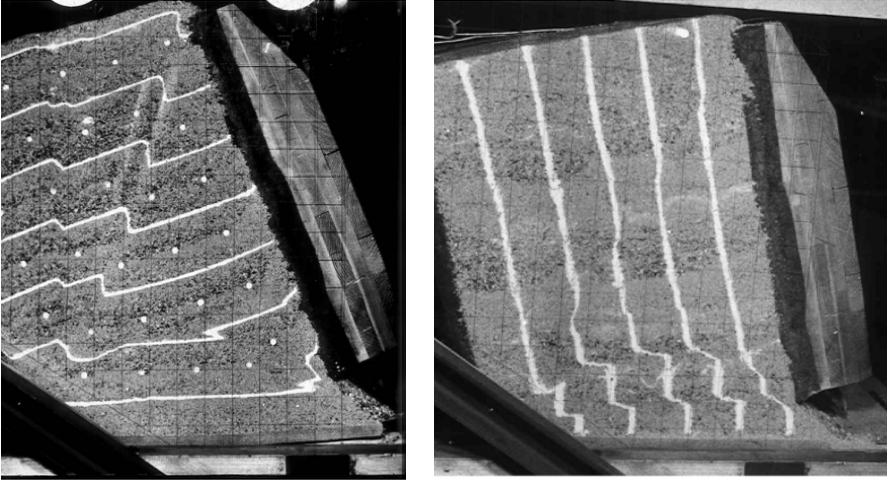


Bild 6: Fangedamm - Versuch im Versuchskasten

2.2 Erddruck-Probleme

Der gleiche Modellkasten wurde auch zum Studium des Versagens von **verankerten Wänden** herangezogen. Auch hier hat sich zwischen Verankerung und Wandfuß eine etwa logarithmisch gekrümmte Gleitfläche eingestellt. Das zugehörige Gleitlinienfeld führt im unteren Bereich der Wand zu höheren Erddrücken und damit auch zu höheren Ankerkräften, als sie nach Kranz mit dem aktivem Erddruckansatz erhalten werden. Auch der von Kranz als Verhältnis einer „möglichen“ zu der vorhandenen Ankerkraft definierte Sicherheitsfaktor verankerter Konstruktionen erwies sich bei weiteren Untersuchungen als fragwürdig, in dem gezeigt wurde, dass auf die Sicherheit nicht die Ankerkraft, sondern ausschließlich die äußeren Kräfte von Einfluss sind. Als sinnvolle Sicherheitsdefinition wurde der Vergleich des vorhandenen Reibungswinkels mit dem für die Sicherheit erforderlichen Reibungswinkel nach der Fellenius-Regel vorgeschlagen. [6] Leider sind diese Erkenntnisse auch in der neuen DIN 1054 nicht berücksichtigt worden.

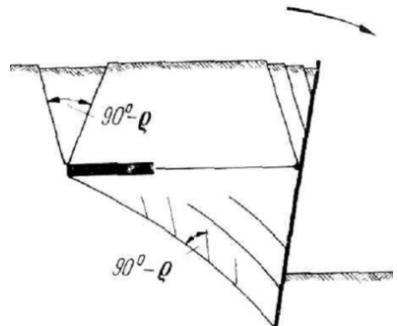
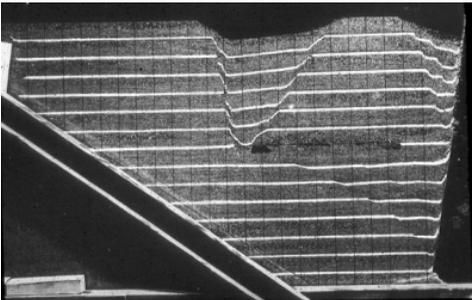


Bild 7: Versuch an verankerter Wand im Modellkasten

Der zweimal erwähnte Modellkasten wurde bereits 1956 für Erddruckversuche gebaut, in denen für die Rhein-Main-Donau AG die Frage untersucht werden sollte, ob die Gewichtsmauern in den Schleuseneinfahrten durch eine besonders raue Gestaltung der Wandrückseite nicht wirtschaftlicher ausgeführt werden könnten. Die Vorstellung war, der Wandrückseite durch Kanthölzer eine Sägeform zu verleihen und damit den vollen Reibungswinkel des Bodens als Wandreibungswinkel zu sichern. In Bild 8 sind die beim Kippen der Wand beobachteten Bewegungsvektoren zu erkennen: Sie wurden sichtbar gemacht durch reflektierende Plättchen, die beim Einbau des Sandes an der Glasplatte des Modells angeordnet und beim Kippen der Wand durch wiederholtes Belichten des gleichen Bildes festgehalten wurden. Die Modellwand konnte um einen Fußpunkt an der Erdseite oder um einen an der Luftseite gekippt werden. Nur im letztgenannten Fall wurde die Wandrauhigkeit im Versuch sofort voll wirksam. [7] Da auf Betonfundamenten stehende Mauern nur um ihre luftseitige Kante kippen können, war die Idee des Auftraggebers richtig: er durfte die Verzahnung der Wandrückseite wirtschaftlich nutzen.



Bild 8: Erddruckversuch mit Bewegungsvektoren

2.3 Der Erdanker und seine Anwendungen

Mitte der 50-er Jahre wurde auch der „Erdanker“ entwickelt. Er entstand gewissermaßen als ein „aus der Not geborenes Kind“. Beim Bau des Hauses für den Bayerischen Rundfunk sollten 1958 die Schlitzwände der Baugrubenumschließung an Brunenschächte als Totmänner rückverankert werden. Die von der Baugrube aus geführten Bohrungen verfehlten aber die Totmänner, und Dr.-Ing. Bauer von der Firma Bauer, Schrobenhausen, der diese Arbeiten ausführte, hat dann gefragt, ob die Stähle, die zur Rückverankerung verwendet werden sollten, anstelle in den Totmännern nicht durch Zementmörtel mit dem Kiesboden verbunden werden könnten. Es ging darum, ob so etwas zulässig sei und auch das Einverständnis der Baubehörde finden könnte. Und Prof. Jelinek wurde gefragt, und er hat dieses Vorgehen als sehr erfolgversprechend bejaht. Es wurden Zugversuche ausgeführt und die „Anker“ haben tatsächlich gehalten. Dies war der Beginn der Entwicklung des Erdankers. Und nachdem Prof. Jelinek als Pate gewissermaßen dahinter stand, ist auch ein großer Teil der weiteren Entwicklungsarbeiten an seinem Institut gelaufen. [9]

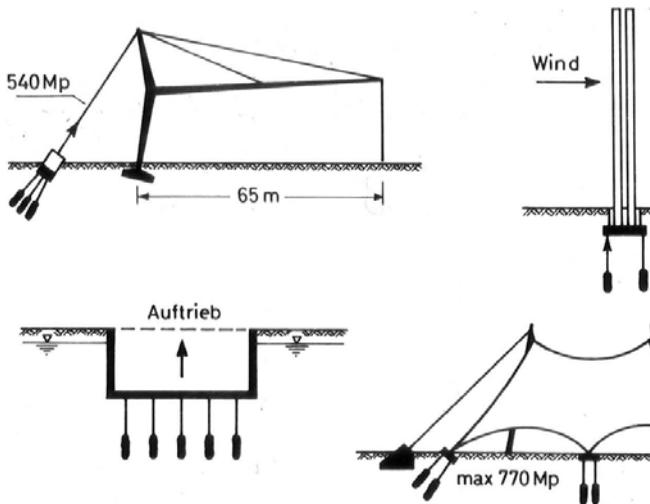


Bild 9: Erste Anwendungen von Dauerankern in München

Bild 9 zeigt die ersten Anwendungen von Dauerankern, von Erdankern also, die nicht nur für die Zeit des Bestehens einer Baugrube, sondern als bleibende Teile einer Baukonstruktion erstellt wurden. Links ist die Rückverankerung des Lufthansa-Hangars am Flughafen Riem von 1963 dargestellt [10], für die eigentlich sog. MV-Pfähle verwendet werden sollten. Das sind Profilträger, die mit einem Schuh versehen in den Boden gerammt werden, wobei der Spalt zwischen Träger und Boden mit Verpreßmörtel verfüllt wird. Nur die Hochterrassenschotter im Osten von München waren so dicht, dass es nicht möglich war, diese Pfähle einzurammen. So kam praktisch als Verlegenheitslösung die Idee, hier könnten auch diese Erdanker eingesetzt werden. Sie wurden mit einem für heutige Vorstellungen sehr primitiven Korrosionsschutz, einer kräftigen Bitumenaufgabe, versehen. Tatsächlich haben sie bis zum Lebensende des Hangars gehalten. Der Hangar wurde nach Fertigstellung des Flughafens München II abgebrochen. Leider wurden die Anker hierbei zur Prüfung ihres Zustands nicht ausgegraben.

Die zweite Darstellung gibt die Vorspannung eines Schornsteinfundaments im Münchener Norden wieder. [11] Es war im Innern einer engen Bebauung anzuordnen, wo für ein normgerechtes Fundament, dessen Gründungssohle auch bei Wind vollflächig gedrückt bleiben muss, kein Platz war. Das Fundament musste gegen den Boden vorgespannt werden, wozu sich Daueranker bestens eignen.

Die dritte Skizze zeigt den Einsatz als Verankerung von auf Grundwasserauftrieb beanspruchte Konstruktionen, wie sie vielfach bei Straßenunterführungen, die in das Grundwasser einbinden, angewandt wurden. [12] Und schließlich ist hier die Anwendung bei dem Zeltdach der Olympischen Stätten in München dargestellt, auf die wir später noch zurückkommen werden.

Die ersten Forschungsarbeiten bei Anker hatten das Studium ihres Tragverhaltens zum Gegenstand. Um deren Ausbildung im Baugrund zu erkennen, mussten sie ausgegraben werden, wie dies später als Notwendigkeit auch für alle Grundsatzprüfungen eingeführt wurde. In Bild 10 ist ein in einem nicht-injizierbaren Boden hergestellter und dann ausgegrabener Erdanker zu sehen. Die gesamte Verpreßstrecke ist glatt, sie weist nur die Rauigkeit des Bodens auf.



Bild 10: In nicht injizierbarem Boden hergestellter Erdanker



Bild 11: In injizierbarem Boden hergestellter Erdanker

In den Rollkieslagen des Münchener Kieses konnte sich der Verpreßmörtel hingegen ausbreiten, so dass der Verpreßkörper die Form so schöner Krokodile annahm, wie es Bild 11 zeigt.

Im Rahmen eines in München-Obermenzing ausgeführten Forschungsprogramms war es dann möglich, viele Verpreßanker mit allen möglichen Variationen nebeneinander auszuführen, z.B. mit Messung der Verteilung der Schubspannungen längs der Verpreßstrecke unterschiedlicher Ankertypen und vielem anderen mehr [13]. Bild 12 zeigt eine Gruppe dort ausgeführter und später ausgegrabener Anker.



Bild 12: Anker-Versuchsstand München-Obermenzing

Bevor ein Anker ausgegraben wird, wird er zyklischen Belastungen unterworfen. Hierbei zeigt sich, dass mit zunehmender Last die Verschiebungen am Ankerkopf immer langsamer abklingen. Aus dem letzten Bereich einer halblogarithmisch dargestellten Zeit-Verschiebungslinie lässt sich ein Kriechmaß ableiten, das sich als ein Maß für die Abschätzung der Grenztragfähigkeit eines Ankers herausgestellt hat (Bild 13). [14] Bei Eignungsprüfungen muss somit nicht mehr bis zur Grenzlast belastet und der Anker überbeansprucht werden, die Tragfähigkeit ist aufgrund des von der Bodenart abhängigen Kriechmaßes feststellbar (Bild 14). Diese und weitere Erkenntnisse sind alle in die DIN 4125 eingegangen und haben gewissermaßen Baugeschichte gemacht.

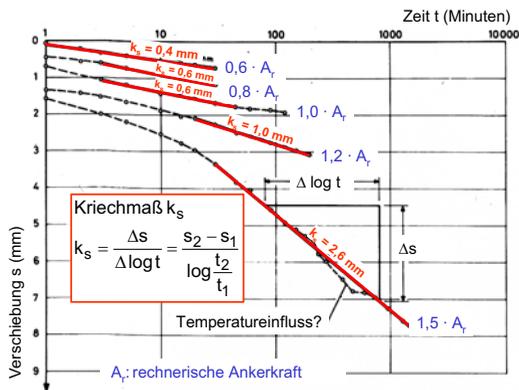


Bild 13: Ermittlung des Kriechmaßes bei Ankerprüfungen

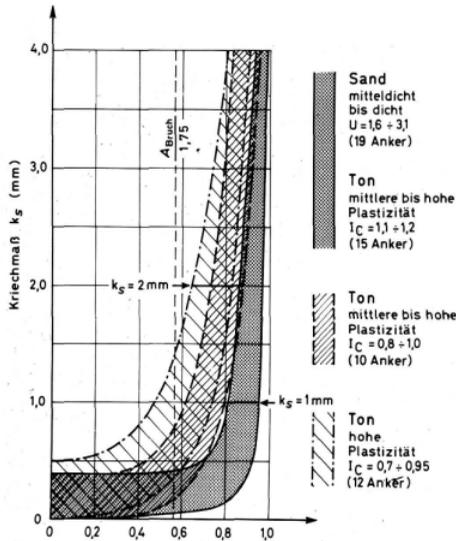


Bild 14: Kriechmaße bei unterschiedlichen Bodenarten

2.4 Gründungsprobleme beim Stachus-Bauwerk

Münchens erstes in den Baugrund tief eingreifendes Großprojekt nach dem Krieg war das Stachus-Bauwerk: Es war das erste große Bauwerk, das nach dem System der Deckelbauweise errichtet wurde und bei dem die Zwischendecken zur Abstützung der Umschließung dienten (Bild 15). Wegen der großen Spannweite wurden diese auf Stützen gestellt. Die ersten Stützen mussten auch die Decke tragen und bekamen Lasten bis zu 2000 t (20 MN). [15]

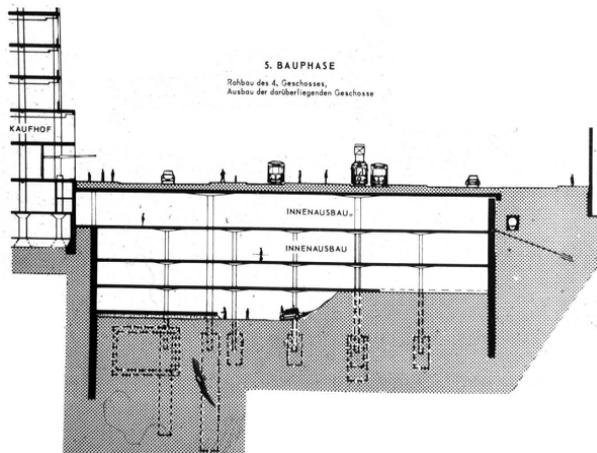
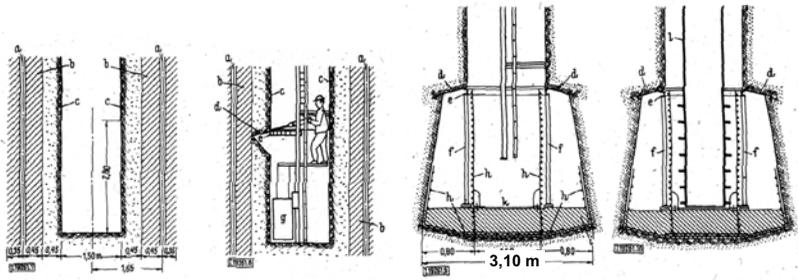


Bild 15: Schnitt durch das Stachus-Bauwerk



Bohren im Schutze des Frostmantels

Ausheben des Bodens für das Stützenfundament

Bewehren des Stützenfundamentes und Ausbetonieren des Fundamentfußes

Einbau der Stahlrohrstütze

Bild 16: Gründung der Primärstützen des Stachus-Bauwerks

Sie wurden in im Gefrierverfahren umschlossenen Schächten 25 bis 35 m unter Geländeoberfläche gegründet (vgl. Bild 16). Hierbei ging es um die Frage, für welche Bodenpressungen die Stützenfundamente bemessen werden dürfen? Im Münchener Tertiär wurde zu dieser Zeit mit Bodenpressungen zwischen 4 und 5 kp/cm^2 (400 bis 500 kN/m^2) gegründet, hier wurden aber 20 kp/cm^2 (2000 kN/m^2), also das 4-5fache des Üblichen benötigt. Wie können diese gerechtfertigt werden? Da keine Möglichkeit bestand, in der Natur eine Probelastung auszuführen, musste auf Untersuchungen im Labor und auf die Nutzung verfügbarer theoretischer Unterlagen (erweiterte Grundbruch- und Setzungsnachweise) zurückgegriffen werden. Die Ergebnisse führten zur Zustimmung. Sorgen bereitete allerdings der schwer abschätzbare Einfluss des Gefrierens auf die tertiären Mergel: Stellt dieser die Voraussetzungen in Frage? Das Ergebnis hat die scheinbare Kühnheit gerechtfertigt: Die Stützensetzungen blieben in der Größenordnung von 1,5 cm. Nur bei zwei Stützen, die auf einer sandig-schluffigen Zwischenschicht standen, wurden etwa 2,5 cm gemessen.

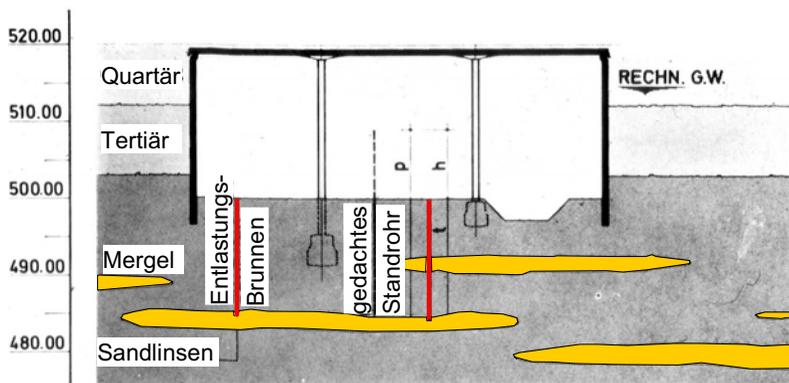


Bild 17: Entspannung der tertiären Sande zur Auftriebssicherung

Der Aushub für das Stachus-Bauwerk hat tief in das Grundwasser eingebunden und die Frage nach der Auftriebssicherheit aufgeworfen. Diese wurde mit Entspannungsbrunnen als Überlaufbrunnen sichergestellt und auf Anraten von Prof. Jelinek wurden diese als Dauermaßnahme beibehalten (Bild 17). In den südlichen Teilen des Grundrisses waren die Tertiärsande zu mächtig, die Schlitzwände konnten sie dort nicht durchfahren. Hier müssen die Entspannungsbrunnen bepumpt werden. Als Alternative für die „dränierter Sohle“ wäre zur Auftriebssicherheit eine 4 m dicke Betonsohle mit entsprechend längeren Umschließungswänden erforderlich gewesen.

2.5 Baugrubenwände bei U- und S-Bahn

Ein paar Jahre später ist eine noch tiefere Baugrube für die U-Bahn am Bahnhof Hauptbahnhof ausgeführt worden. Dort wurden die Zentralstützen auf ein Streifenfundament aufgesetzt, das in einem bergmännisch vorgetriebenen Stollen betoniert wurde. Auch diese Baugrube war mit Schlitzwänden umgeben. Die Schlitzwände und der Stollen wurden zur gleichen Zeit ausgeführt und eines schönen Tages schlug die Stützsuspension aus einer 13 m entfernten Schlitzwand in den Stollenvortrieb ein. Die Tücken unserer gleichkörnigen Münchner Tertiärsande hatten sich wieder einmal manifestiert.

Am Bahnhof Hauptbahnhof waren die Schlitzwände über 35 m tief und der Aushub selbst reichte bis fast 30 m Tiefe. Die Schlitzwände werden beim Baugrubenaushub durch Erd- und Wasserdruck belastet und erleiden Vorverformungen bis unter die jeweilige Aushubsohle. Diese Vorverformungen waren Thema weiterer Untersuchungen. Inklinometer standen uns damals keine zur Verfügung, so haben wir eine selbstgestrickte Methode entwickelt, die Verformungen von Schlitz- und Pfahlwänden zu untersuchen. Wir verwendeten einen altherwürdigen Theodoliten als Lichtlot, der auf den Kreuztisch einer Werkzeugmaschine montiert, von einer auf den Kopf der Wand fixierten Meßplattform aus das Anvisieren einer von unten beleuchteten, durchscheinenden Zielscheibe ermöglichte. Diese war auf einen Schlitten montiert, der in einem in die Wand einbetonierten Rohr abschnittsweise abgesenkt und durch Verschieben des Theodoliten angezielt wurde. Die Differenzen der Verschiebungen zwischen Null- und Folgemessungen lieferten beispielsweise die in Bild 18 an einer Baustelle der S-Bahn bei unterschiedlichen Aushubzuständen 1970 gemessenen Verschiebungen.

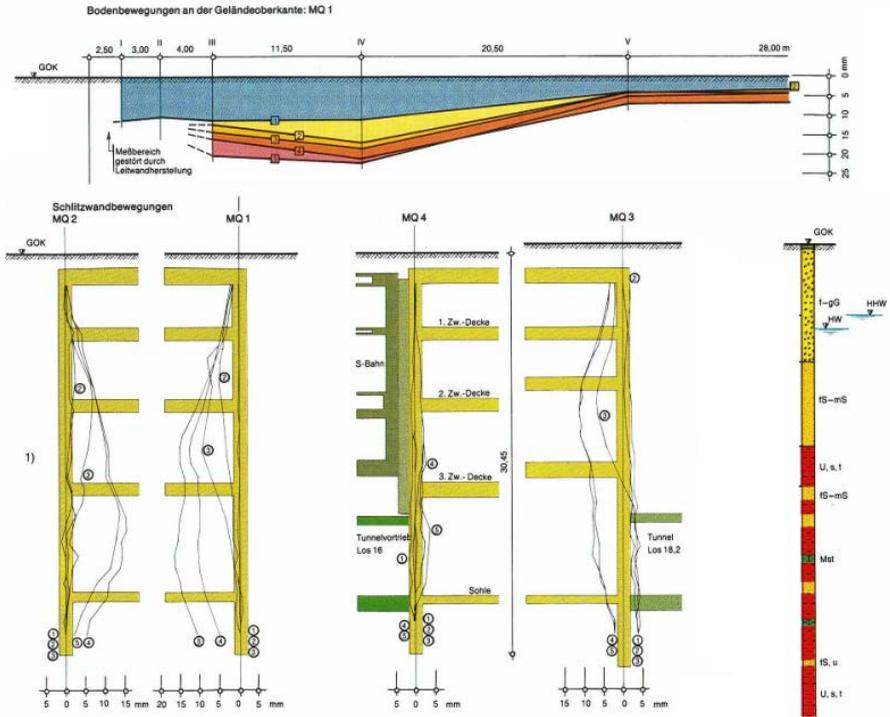


Bild 18: An einer Schlitzwandumschließung gemessene Verschiebungen

Solche Verschiebungen sollten auch vorausgerechnet werden können. Dazu muss für die Zwischenbaustände die Bettung bekannt sein. Wir haben die Bettungsmodule des Münchner Baugrunds aus Messungen an einer Baugrube der S-Bahn hergeleitet, in der Stahlträger als Aussteifungen in mehreren Ebenen verwendet wurden. Die Stahlträger wurden mit Temperaturfühlern bestückt und am Ende der Steifen Kraftmessdosen angeordnet. Die Länge der Steifen und der Temperatur-Dehnungskoeffizient des Stahles waren bekannt, die Steifenkräfte wurden gemessen. So konnten Verschiebung und Kraft miteinander in Verbindung gebracht und die hinter der elastisch gebetteten Wand wirksamen Bettungsmodule bestimmt werden. Mit diesen waren die gemessenen Verformungen nachzuvollziehen. Die messtechnisch abgesicherten Bettungsmodule haben auch in den technischen Bestimmungen der Münchner U-Bahn ihren Niederschlag gefunden.

Schlitzwände eignen sich als relativ starre Baugrubenabstützungen zum Einsatz bei nahe stehender Bebauung. Sie sperren auch das Grundwasser ab und müssen auf den vollen Wasserdruck bemessen werden. In dem aus Tonen und Sanden bestehenden Tertiär kommen - sofern die Bebauung nicht zu nahe war - auch Träger-Verbaue zur Anwendung. Zwischen den Bohlen des Verbaus kann das Grundwasser aus den Sandschichten in die Baugrube fließen, so dass ein Großteil der Wand nicht mehr vom Wasser benetzt ist. Auf welchen Wasser- und Erddruck ist die Wand nun zu bemessen? Genügt es, einen Restwasserdruck anzusetzen? Das Studium dieser Frage führte zu dem Ergebnis, dass durch Entspannung übereinander liegender Sandschichten des Tertiärs auf die Wand zwar nur ein Restwasserdruck einwirkt, die zwischen den Restwässern der Sandhorizonte entstehende Potentialdiffe-

renz die zwischenliegenden Tone aber durch Strömungsdruck belastet und hierdurch einen Zusatzdruck bewirkt, der nicht vernachlässigt werden darf (Bild 19). [16] Gegenüber dem vollen Wasserdruckansatz wird die wasserdurchlässige Wand dennoch viel geringer beansprucht.

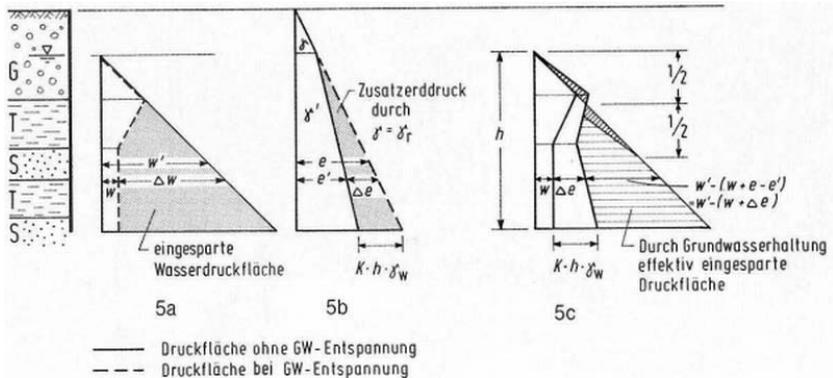


Bild 19: Verringerung der Beanspruchung einer Baugrubenwand durch Entwässerung zur Baugrube

2.6 Studien zur Anwendung des Gefrierverfahrens

Das Problem des Frostes im Baugrund war vom Straßenbau her bekannt. In den 60-er Jahren wurde es auch in Zusammenhang mit der Errichtung von Flüssiggasspeichern interessant. So ist bei uns ein Klimaschrank gebaut worden zum Studium des Verhaltens von Böden unter Frost, der nicht wie bei der Straße oberflächennah wirksam ist, sondern unter Belastung stattfindet. Die Frage war: Bewirkt die Auflast eine Verringerung der negativen Auswirkungen des Bodenfrostes. Bild 20 zeigt Eislinsen, die sich in einem nicht belasteten Schluffboden bei Frost an der Nullisotherme bilden.

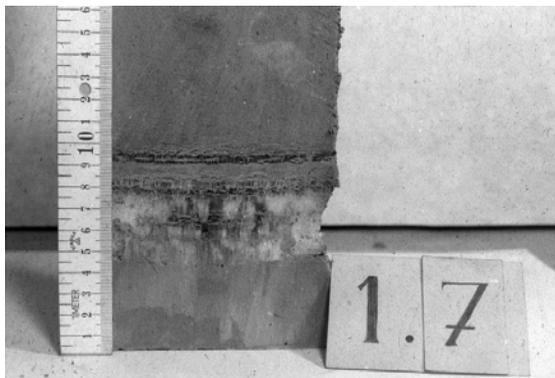


Bild 20: Eislinsenbildung in Schluff an der Nullisotherme

Zeit - Hebungendiagramm

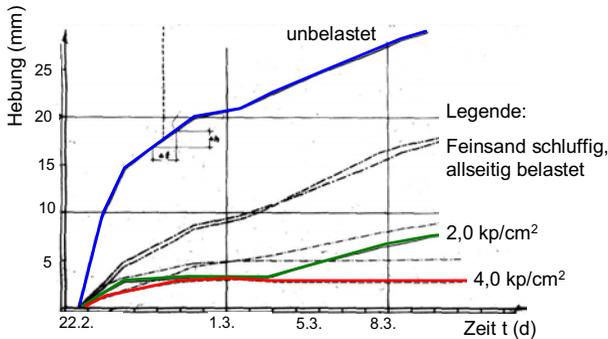


Bild 21: Frosthebungen und Frosthebungsgeschwindigkeiten bei einem Spannungsniveau von 0, 2,0 und 4,0 kp/cm²

Sie üben einen hohen Druck aus. Bild 21 gibt die zeitliche Entwicklung von Frosthebungen und Frosthebungsgeschwindigkeiten eines schluffigen Sandes und eines sandigen Schluffes ohne Last und unter einem Spannungsniveau von 2,0 bzw. 4,0 kp/cm² (200 bzw. 400 kN/m²) an. Beim Schluff waren durch 2 kp/cm² die Hebungen nicht zu begrenzen. 4 kp/cm² waren schon wirksam. Gleiche Aussagen hat auch die Messung von Hebungsdrücken erbracht. Dies war der Grund, weshalb die Anwendung des Gefrierverfahrens bei der Unterfahrung des Rathauses durch die U-Bahn damals nicht befürwortet werden konnte. Heute liegen international mehr Informationen über den Spannungseinfluss vor und auch die Technik der Gefriergründungen hat sich vervollkommnet (intermittierendes Gefrieren), so dass das gleiche Verfahren, das damals abgelehnt wurde, heute zur Erweiterung des Rathautunnels verantwortet werden kann und gerade praktiziert wird.

2.7 Pfeilergründungen in Kriechhängen

Eine besondere Herausforderung hat sich beim Bau der Brenner Autobahn ergeben. Da mussten an Steilhängen Hangbrücken gebaut werden. Diese Steilhänge waren Kriechhänge und stellten die Gründung der Pfeiler in Frage, denn durch die hohen Momente, die der Kriechhang auf den Pfeiler ausübt, würde dieser mit der Zeit talabwärts gekippt werden. Da hatte unser Jubilar eine geniale Idee: man stelle den Pfeiler in einen Schacht, der in Spritzbetonbauweise vorweg abgeteufelt wurde und lasse einen ausreichenden Zwischenraum zwischen dem Kriechhang und dem Pfeiler, so dass eine Berührung zwischen Hang und Pfeiler auf viele Jahrzehnte sicher vermieden bleibt. [18] Die Bauweise ist als „**Knopflochlösung**“ in die Baugeschichte eingegangen. Bild 22 zeigt den Bauzustand, Bild 23 einen Schnitt durch den Hang, dem auch die Gründung im Hangschutt unter einem Winkel von $\phi/2$ zum Hangfuß zu entnehmen ist, in einer Tiefe, in der das Kriechprofil der Hangbewegung gegen Null konvergiert.



Bild 22: Gründung eines Hangpfeilers nach der „Knopflochlösung“

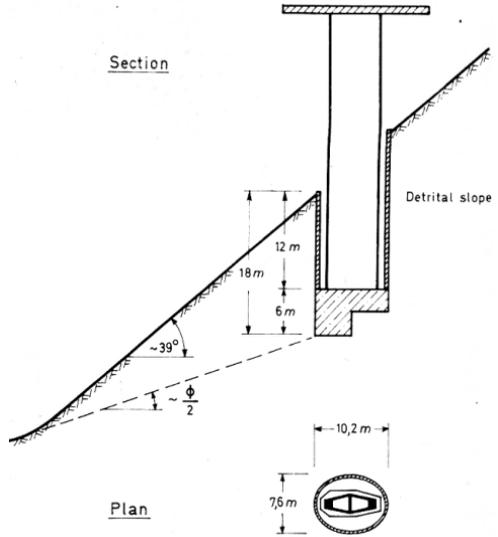


Bild 23: Querschnitt des Hanges mit Pfeiler der Hangbrücke

2.8 Gründungsprobleme beim Zeltdach für Olympia 1972

2.8.1 Seilverankerungen

Die letzte große Herausforderung, über die berichtet werden soll, sind Gründungsprobleme in Zusammenhang mit dem Stadion für die Olympischen Spiele 1972. Hier hatte Prof. Frei Otto aus Stuttgart das Zeltdach entworfen (Bild 24) und nach der statischen Bearbeitung von Leonhard und Andrä waren ungeheuerliche Zugkräfte notwendig, um dieses zu verankern und in einer stabilen Form zu halten. Im Grundriss nach Bild 24 sind zu unterscheiden

- die Verankerungen des Hauptseils mit fast 5000 t (50 MN) Zug, die unter 7° zur Horizontalen geneigt angreifen als Gewichts-Blockverankerungen,
- die radial angeordneten Zugverankerungen mit Zugkräften um 900 t als Verankerungen mit Schlitzwandelementen und
- die Verankerungen für dazwischen liegende, steiler geneigte kleinere Zugkräfte (400 bis 500 t) durch Erdankerblöcke. [19]



Bild 24: Ansicht des Zeltdaches am Stadion (Bauzustand)

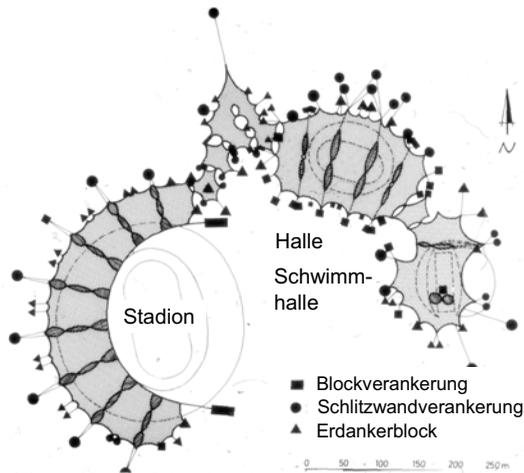


Bild 25: Anordnung der Verankerungen des Zeltdaches für die Olympischen Sportstätten München

Bei den Blockverankerungen lautete die Frage: Wie ist das Zugseil an den Block anzuhängen: Eher vorne, oder in Nähe der Rückseite? Ein Lastangriff vorne würde die Stirnseite anheben und hier eine den Erdwiderstand abmindernde Wandreibung erzeugen. Ein rückverlagerter Lastangriff hingegen drückt die Stirnseite nach unten und die hierbei bewirkte Wandreibung erhöht den möglichen Erdwiderstand besonders wirksam (Bild 26). Auch dies berücksichtigend wurden Blöcke mit 30 m Länge, 14 m Höhe, 13 m Breite erforderlich. (Bild 27)

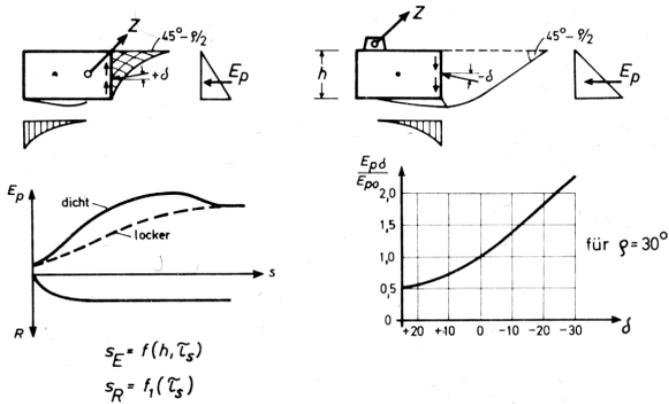


Bild 26: Verankerungsblock des Hauptseils: Einfluss der Kinematik auf den Erdwiderstand

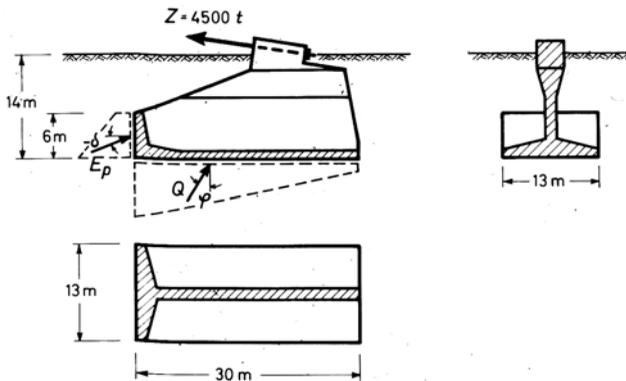


Bild 27: Abmessungen der Blockverankerungen des Zeltendes

Bei den Schlitzwandelementen (Bild 28) war die Frage: Wie wirkt sich ein an der Schlitzwandoberfläche verbleibender Filterkuchen aus auf die übertragbare Wandreibung? Zugversuche sollten dies beantworten. Bild 29 zeigt deren Ergebnisse. Bei Lamelle B haben hohe Lasten nur kleine Hebungen bewirkt, dagegen wurde Lamelle A bereits bei viel niedrigeren Lasten um mehrere dm aus dem Boden gehoben. Den Unterschied bewirkten Bedingungen beim Herstellungsvorgang: Während Lamelle B sofort nach dem Aushub des Schlitzes vollendet wurde, konnte Lamelle A wegen einer Betriebsstörung erst 48 Std. später betoniert werden. Offensichtlich hat sich der im Schlitz inzwischen entstandene Filterkuchen so negativ auf die Kraftaufnahme ausgewirkt. Beim Versuch, die Lamellen gegeneinander zu kippen (Bild 30), war dieser Einfluss geringer. Als Ergebnis musste empfohlen werden, Schlitzwandelemente zur Aufnahme von Zugkräften nur dann zu nutzen, wenn diese zur Horizontalen flacher als 60° geneigt sind.

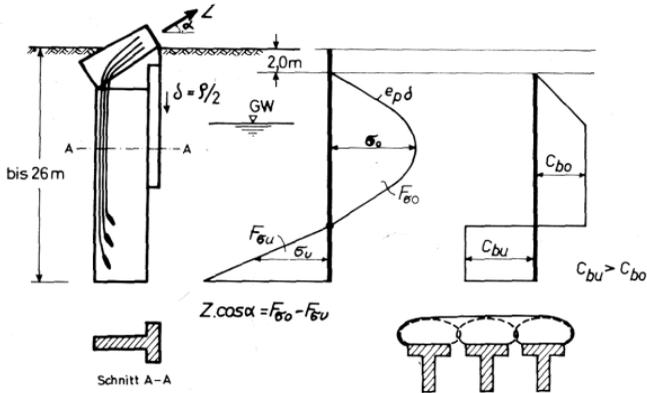


Bild 28: Schlitzwandelemente zur Aufnahme von Zugkräften

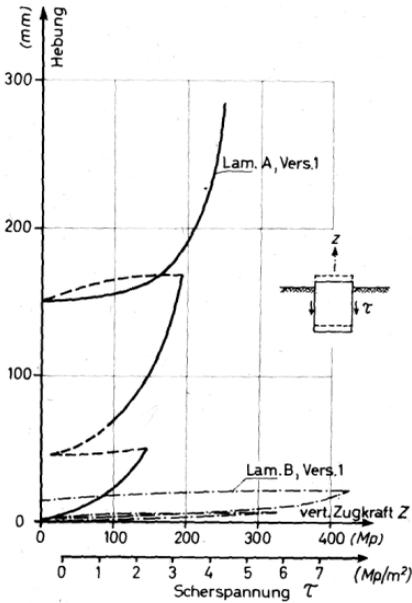


Bild 29: Ergebnisse von Zugversuchen an Schlitzwandelementen

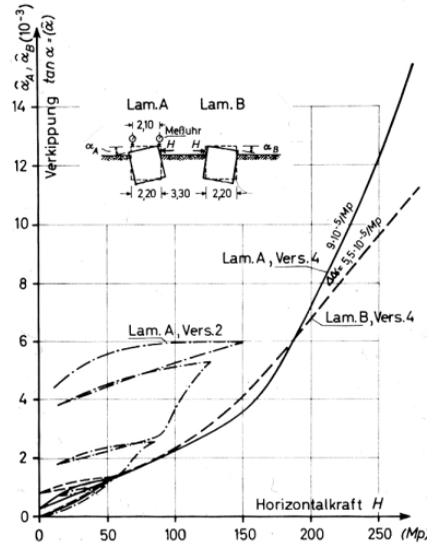


Bild 30: Kippversuch an Schlitzwandelementen



Bild 31: Erdankerblock

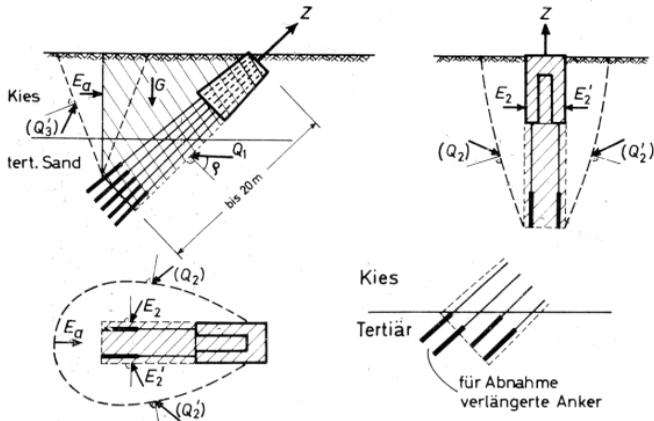


Bild 32: Zugkraftaufnahme durch einen Erdankerblock

Bild 31 zeigt den Kopf eines Erdankerblocks, Bild 32 die statischen Annahmen für den Nachweis der aufnehmbaren Zugkräfte. Die Einzelanker des Ankerbündels mussten einzeln geprüft werden. Dazu wurde ein Ankertyp entwickelt, bei dem sichergestellt war, dass sich die Zugkraft bei der Prüfung auf keinen Fall gegen die im Loch oberhalb der Kraftereinleitungsstrecke verbliebene Zementsuspension abstützt. Die Trennung wurde durch eine Gummiblasse erreicht, die vor Erhärten der Suspension aufgeblasen, während der Prüfung drucklos mit Wasser und danach bleibend mit Mörtel gefüllt wurde. (Bild 33) Dieser Ankertyp ging in die Annalen als „Olympiaanker“ ein.

Abtrennen der Verpreßstrecke mit einer Gummibläse

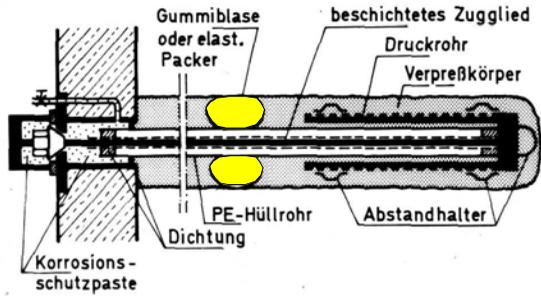


Bild 33: „Olympiaanker“



Bild 34: Blick in die Baustelle des Olympiastadions

2.8.2 Stützung der Platten der Erdtribünen

Bild 34 zeigt einen Blick in die Baustelle des Stadions. Es ist die mehrgeschossige Stahlbetonkonstruktion der Tribünen zu erkennen. Dort wo die Tribünen niedriger werden, wurden sie aber nicht auf Stützen gegründet, sondern unmittelbar auf einen geschütteten Erdamm betoniert. Unterhalb der Tribünen verläuft der sogenannte Reportergraben, in dem die Reporter während der Wettkämpfe filmen und fotografieren und so immer herumlaufen mussten. Mit Rücksicht auf diese Nutzung durften keine Abstützungen quer zum Reportergraben gebaut werden: Die Reporter würden mit dem Kopf in diese hineinlaufen und das wäre lebensgefährlich. Damit kam ein unerwartetes Problem auf: Wie sollen die Platten auf der Böschung festgehalten werden? [20]

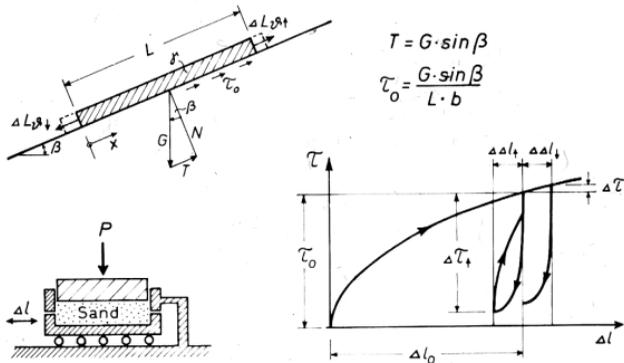


Bild 35: Tribünenplatte auf der Dammböschung

Die Böschung ist zwar flacher als der Reibungswinkel zwischen Platte und Böschung, doch entsteht durch die Schwerkraft zwischen beiden eine Reibungsvorspannung. Werden die Platten nun von der Sonne bestrahlt, so dehnen sie sich aus und wegen der Reibungsvorspannung wird der Dehnweg bergab größer sein als bergauf. Wenn sie sich dann wieder zusammenziehen, ziehen sie sich von oben nach unten stärker zusammen als von unten nach oben. Sie vollführen also eine Bewegung, wie eine kriechende Raupe. Sollen sie nun starr gestützt werden, dann wird sich diese Raupenbewegung dahin auswirken, dass sich die Reibungsspannungen immer mehr gegen die Stützkraft richten und aufspeichern. Den Vorgang haben wir im Labor durch zyklische Scherversuche nachgeahmt, bei denen von einer Vorspannung ausgehend mit konstantem Weg hin- und her geschert wurde. Das Ergebnis war die Empfehlung, die Platten nicht unten und nicht oben zu stützen, sondern in ihrer Mitte, und zwar durch Spundwände, die in den Damm senkrecht zur Plattenebene eingerammt wurden. Unter einem spitzen Winkel zum Lot auf die Platten gesetzt, würde die abtreibende Lastkomponente den Kopf der Spundwände aus der Böschung heben und zum Bruch der Platten führen. Die Platten der Erdtribünen und der Reportergraben haben zwischendurch mehr als 30 Jahre schadlos überstanden.

3 Ausklang

Abschließend sei noch ein Bild aus einem anderen Wirkungsbereich unseres Jubilars gezeigt. In den vielen Jahrzehnten seiner universitären Tätigkeit war er vor allem Hochschullehrer, und dies für eine Generation von Studenten. Die Auseinandersetzung mit praktischen Herausforderungen, auf die meine Ausführungen nur ein unzureichendes Schlaglicht werfen konnten, flossen in seine viel beachteten Vorlesungen ein.

Fachliche Berührungspunkte mit seinen Studenten haben auch die Exkursionen geboten, die immer wieder zu bedeutenden Objekten im benachbarten Ausland führten. Bild 36 hält eine solche Situation bei einer Exkursion in die Tiroler Berge fest. Damals wurde hier ein hoher Felsschüttdamm für eine Talsperre bei Kühtai, am Rande der Stubaiä Alpen, im sogenannten Finstertal, gebaut. Hier steht die Exkursionsgruppe an der Besucherplattform der Baustelle. Ich brauche nicht auf die Persönlichkeit hinzuweisen, die etwa in Bildmitte inmitten seiner Studenten zu den erläuternden Plakatafen hinaufblickt, die Längs- und Querschnitte der noch in Bau befindlichen Anlage aufzeigen. Interesse und Wissbegierde sind den Gesichtern anzusehen. Unter den in diesem Raum Anwesenden werden sich manche als damalige Studenten oder Mitarbeiter unseres Jubilars wiedererkennen. Mit diesem Bild möchte ich meine Ausführungen auch beenden und Herrn Professor Jelinek wünschen, dass er sich noch lange der Zuneigung seiner Schüler erfreuen möge und es ihm vergönnt sei, seinen Blick - wie hier auf diesem Bild – weiterhin froh in die Zukunft zu richten.



Bild 36: Exkursion in die Tiroler Berge

Literatur:

- [1] Jelinek, Richard: Grenzzustände des Gleichgewichts und Gleitlinienfelder in einer kohären-ten, mit innerer Reibung ausgestatteten schweren Masse, die den Raum unterhalb einer unbegrenzten Böschung ausfüllt. Diss. T.H. Wien, 1943
- [2] Jelinek, Richard: Die Spannungsverteilung im Coulombschen Halbraum. Bauwiss., H.4, S. 84-88, Wien, 1947
- [3] Jelinek, Richard: Die Kraftausbreitung im Halbraum für querisotrope Böden. Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau. Bielefeld, Erich Schmidt-Verl. 1948
- [4] Jelinek, Richard: Der Einfluss von Gründungstiefe und begrenzter Schichtmächtigkeit auf die Druckausbreitung im Halbraum. Die Bautechnik 28. 1951, S.125-130.
- [5] Jelinek, Richard: Über die Standsicherheit von Fangedämmen. Vorträge der Baugrundtagung 1960 in Frankfurt, S. 43-58
- [6] Jelinek, Richard: Diskussionsbeitrag zur Themengruppe „Earth Pressure on Structures and Tunnels“ in Proceedings 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 1961, Vol.3, pp.330-332
- [7] Jelinek, Richard und Ostermayer, Helmut: Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden. Die Bautechnik 44, 1967, S.167-171 und 203-207
- [8] Institut für Grundbau und Bodenmechanik, T.H. München: Bericht über Erddruckversuche für Rhein-Mein Donau AG von 1957
- [9] Jelinek, Richard und Ostermayer, Helmut: Verankerungen von Baugrubenumschließungen Vorträge der Baugrundtagung 1966 in München S. 271-310
- [10] Jelinek, Richard: Gutachten zur Verankerung der Flugzeugwartungshalle Riem 1963
- [11] Jelinek, Richard: Gutachten zur Gründung eines Schornsteines
- [12] Jelinek, Richard: Gutachten Unterfahrung der DB an der Bergsonstraße, München 1971
- [13] Jelinek, Richard und Scheele, Friedrich: Das Kriechverhalten von Verpressankern. Forschungsbericht BMV 1978
- [14] Ostermayer, Helmut: Erdanker – Tragverhalten und konstruktive Durchbildung. Vorträge der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf, S.5-36.
- [15] Jelinek, Richard und von Soos, Paul: Einige Besonderheiten des Münchener Baugrunds und ihr Einfluss auf das Bauwerk: in Festschrift zur Vollendung der unterirdischen Ladenstadt und der Tiefgarage im Münchner Stachusbauwerk. November 1970 S. 59 bis 63.
- [16] Jelinek, Richard und von Soos, Paul: Einfluss der Wasserhaltung auf die Lastannahmen beim bau der U-Bahn-Linie 8/1. in U-Bahn für München – U-Bahn-Linie 8/1 – eine Dokumentation – Bruckmann, München, 1980 S.191-201.
- [17] Jelinek, Richard, Jessberger, Hans-Ludwig und Lackinger, Bernhard: Frostwirkungen im Straßenbau. Donau-Europäische Konferenz „Bodenmechanik im Straßenbau“ - Generalberichte und Diskussionsbeiträge. Wien, 1968 S.106-138
- [18] Jelinek, Richard: Gutachten zur Gründung der „Lueg-Brücke“ (4724)
- [19] von Soos, Paul: Anchors for carrying heavy tensile loads into the soil. Proceedings 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1972 Madrid, Vol. 1, pp. 555-564.
- [20] von Soos, Paul: Die Stützung von Betonplatten auf geneigtem Untergrund. Festschrift zum 65. Geburtstag von o.Prof.Dr.Ing. Richard Jelinek, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, TU München, 1979 S.407-421

Verzeichnis der Vortragenden

Dipl.-Geol. M. Baltruschat	Bauer Spezialtiefbau GmbH	Wittelsbacher Str. 5 85529 Schrobenhausen
Prof. Dr.- Ing. C. Boley	Universität der Bundeswehr Institut für Bodenmechanik + Grundbau	Werner-Heisenberg-Weg 39 85577 Neubiberg
Dipl.-Ing. M. Holfelder	Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau Süd	Kistlerhofstraße 144 81379 München
Dr.-Ing. S. Krieg	Smolczyk & Partner GmbH	Untere Waldplätze 14 70569 Stuttgart
Dipl.-Ing. S. Medel	Arbeitsgemeinschaft Katzen- bergtunnel	Beim Eckfeld 1 79588 Efringen - Kirchen
Prof. Dr.-Ing. M. Nußbaumer	Ed. Züblin AG	Postfach 801146 70511 Stuttgart
Dr.-Ing. J. Schwarz	Walter Bau AG v. m. DYWIDAG	Dywidagstraße 1 85609 Aschheim
Dipl.-Ing. P. von Soos		Reußweg 30 81247 München
Prof. Dr.-Ing. N. Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München
Dr.-Ing. Th. Voigt	Ed. Züblin AG Hauptverwaltung Abt. TBT	Postfach 801146 70511 Stuttgart

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

Schriftenreihe

Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 11	Kröber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	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
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflußbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmessgern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002

Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004

