





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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

---

Heft 39

**Beiträge zum  
6. Geotechnik-Tag in München  
Geotechnik - aus Schäden lernen**

16.02.2007

---

München 2007

ISBN 978-3-940476-01-2



# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort des Herausgebers</b>	1
<b>Tod im Arbeitsraum: vermeidbare Unfälle</b> <i>Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, Dr.-Ing. Peter Schwarz, Technische Universität München - Zentrum Geotechnik</i>	3
<b>Wie und was lernt man aus Schäden ?</b> <i>Dipl.-Ing. Gebhard Dausch, Dipl.-Ing. Brigitte Scheibel, Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau - Technik, Mannheim</i>	11
<b>Am falschen Fleck gespart – Erfahrungen mit unzureichenden Baugrund- und Gründungsgutachten</b> <i>Dipl.-Ing. The-Hap Nguyen, HOCHTIEF Construction AG, Consult Infrastructure, Essen</i>	23
<b>Aufschwimmen und Sanierung des Schürmann-Baus</b> <i>Dipl.-Ing. Michael Löffler, CDM Consult GmbH, Bochum</i>	37
<b>What Caused the Collapse of the Nicoll Highway, Singapore</b> <i>Prof. Andrew J. Whittle, MSc, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA</i>	51
<b>Planung und Qualitätssicherung bei knickgefährdeten Gründungen</b> <i>Dipl.-Ing. Anton Plankel, 3P Geotechnik ZT GmbH</i>	71
<b>Erfahrungen bei der Ausführung von knickgefährdeten Gründungen</b> <i>Dipl.-Ing. Paul Pandrea, GeTec Ing.ges. mbH, Offenbach, Dr.techn. Dipl.-Ing. Robert Thurner, Keller Grundbau GmbH, Söding, Österreich</i>	85
<b>Berliner Baugruben: zunächst waren sie nicht immer wasserdicht</b> <i>Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz, Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen</i>	101
<b>Auflockerungen von rolligen Böden durch den Lufteinsatz beim Düsenstrahlverfahren</b> <i>Dr.-Ing Peter Quast, Dipl.-Ing. Martin Zander, Steinfeld und Partner, Hamburg</i>	117
<b>Düsenstrahlverfahren mit Luftummantelung – ein schädliches Verfahren?</b> <i>Dr.-Ing. Ulrich Trunk, Keller Holding GmbH, Offenbach</i>	125
<b>Dichtungsproblematik bei Düsenstrahlsohlen am Beispiel der Baugrube für die Schleuse Uelzen II</b> <i>Dr.-Ing. Jan Kayser, BAW Karlsruhe, Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, BAW Karlsruhe, Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns, Prof. Rodatz und Partner, Braunschweig</i>	145

<b>Versagen vorgespannter Verbauanker, Charakterisierung, Ursachen, Sicherung und Sanierung</b>	159
<i>Dr.-Ing. Thomas Voigt, Ed. Züblin AG, Stuttgart</i>	
<b>Mechanik Gashydrat führender Sedimente – Ein geotechnischer Beitrag zur Katastrophenforschung</b>	173
<i>Prof. Dr.-Ing. Volker Feeser, Dr. rer. nat. Klaus Hoffmann, Universität Kiel</i>	
<b>Schäden im Spezialtiefbau – Versicherungs- und Schadenmanagement</b>	183
<i>Jörg Dancz, GBV Versicherungsvermittlung GmbH, Mannheim</i>	
<b>Verzeichnis der Autoren</b>	195
<b>Verzeichnis der Schriftenreihe</b>	197

# Tod im Arbeitsraum: vermeidbare Unfälle

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, Dr.-Ing. Peter Schwarz  
Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München

## 1 Meldung

Eine Agenturmeldung vom Freitag, 08.10.2004, 10:45 h fasst ein vermeidbares tragisches Ereignis zusammen: Bei dem Versuch, den Arbeitsraum zwischen dem im Rohbau fertig gestellten 2. Untergeschoss und der Verbauwand (Trägerbohlwand) wieder mit Kies zu verfüllen und den Kies zu verdichten, brach die Verbauwand in den Arbeitsraum hinein. Der das Verdichtungsgerät, eine Rüttelplatte, führende Arbeiter wurde von den nachstürzenden Verbauhölzern und Kiesmassen verschüttet und starb nach dem Obduktionsbefund durch Ersticken. Die Kriminalpolizei ermittelt wegen des Verdachts fahrlässiger Tötung.

## 2 Ermittlungen und Zusammenhänge

Kriminalpolizei und Staatsanwaltschaft beauftragten die Autoren als Gutachter, um die Zusammenhänge und Verantwortungen für den Unfall zu klären. Nach Bergung des Toten zeigte sich der verstürzte Arbeitsraum wie im rechten Teil von Bild 1 dargestellt.



Bild 1: Fotos der Unfallstelle nach Sicherung und Bergung des Toten

Verbauhölzer hatten sich gelöst. Boden und Hölzer waren in Richtung Untergeschosswand verstürzt, wo sie den Arbeiter einklemmten. Im linken Bildteil ist erkennbar, dass der nichtbindige Boden hinter dem Verbau eingerutscht war.

Bild 2 zeigt eine ähnliche Situation wenige Wochen später auf einer anderen Baustelle. Auch hier wurde ein Arbeiter eingeklemmt, der schwer verletzt wurde.



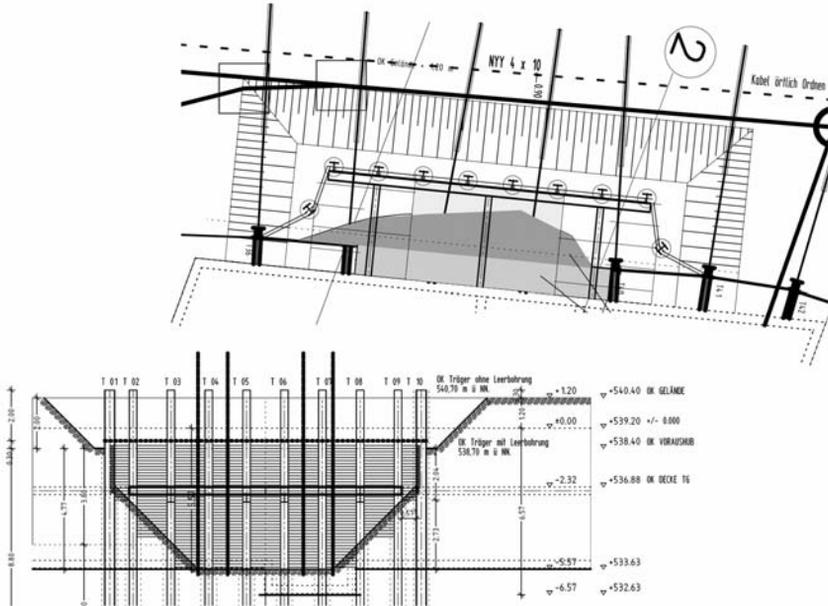
Bild 2: Blick in einen weiteren Arbeitsraum mit Berliner Verbau und ausgebrochenen Verbauhölzern.

Zur genauen Klärung der Unfallursache wurde hoher Aufwand getrieben. Mit Hilfe eines Bergeverbaus wurde der kollabierte Verbau vollständig freigelegt. Sowohl die Baugrundverhältnisse als auch die handwerkliche Ausführung des Verbaus wurden hierbei genau untersucht. Die Freilegung und präzise Einmessung ermöglichte im Zusammenhang mit der Überprüfung der Planung auch, Mängel in der Planung und ihrer Umsetzung zu erkennen. Auch der Bergeverbau war ein Berliner Verbau und mit seiner Ausführung konnte gezeigt werden, dass grundsätzlich ein derartiges System geeignet ist, in den örtlich anstehenden Böden einen sicheren Verbau herzustellen.

Prinzip des Berliner Verbaus ist, zunächst Stahlträger in den Untergrund einzurammen oder sie in Bohrlöcher, die anschließend wieder vollständig verfüllt werden, einzustellen. Regeln für diese Verbauart sind in DIN 4124:2002, "Baugruben und Gräben; Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten" angegeben. Der Aushub der Baugrube darf im Verbaubereich immer nur in so kleinen Tiefenabschnitten erfolgen, dass eine senkrechte Böschung im noch unverbauten Bereich zwischen den Trägern standsicher ist. Selbst in Böden, die keine Standsicherheitsprobleme erkennen lassen, ist eine maximal zulässige freie senkrechte Höhe von 1,00 m einzuhalten. Bei nur vorübergehend standfesten nichtbindigen Böden sind höchstens 0,50 m zulässig, bei wenig standfesten Böden, z.B. bei locker gelagerten gleichkörnigen Sand- und Kiesböden, kann es erforderlich sein, die Höhe der Abschachtung auf die Höhe der Einzelteile der Ausfachung zu beschränken. Beim Rückbau ist sinngemäß zu verfahren.

Die senkrechte Böschung zwischen den Verbauträgern muss derart profiliert werden, dass ein voll kraftschlüssiger Kontakt zwischen Bohle und Erdwand entstehen kann. Der Einsatz gegen die Flansche der Stahlträger verkeilt. Bei ordnungsgemäßer Profilierung der Erdwand

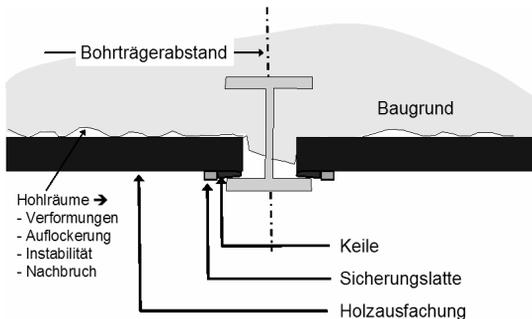
wird somit ein vollflächig kraftschlüssiger Kontakt zwischen dem entstehenden Verbau und dem zu stützenden Erdkörper sichergestellt, ohne dass größere Verformungen auftreten müssen.



**Bild 3:** Bergeverbau in Grundriss und Ansicht



**Bild 4:** kraftschlüssiger Einbau von Holzbohlen für einen Bohrträgerverbau



**Bild 5:** Bohrträgerverbau mit Holzausfachung = Berliner Verbau

Die Vollflächigkeit kann durch geeigneten Aushub und Profillehren sichergestellt werden. Der Kraftschluss wird dadurch erreicht, dass die Hölzer gegen den Boden verkeilt werden. Ziel ist, die Bohlen fest und unverschiebbar gegen den Boden zu pressen. Der vollflächige Kraftschluss führt zu einem stabilen Reibungsverbund, der die Bohlen hält, wenn sie untergraben werden, sobald bei vertieftem Aushub der Verbau zur Tiefe hin erweitert wird. Eine Lockerung der Keile wird in der Regel durch Sicherungslatten erschwert. Wenn aber der Kraftschluss in der Fuge zwischen Ausfachung und Boden nicht vollflächig ist, die Hölzer also nur punktuell gegen den Boden gedrückt sind, können schon geringe Einflüsse, z.B. Sickerwasser und Erschütterungen kleine Umlagerungen bewirken und den Kraftschluss lösen. Auch wenn Böden hinter dem Verbau ausfließen, wird der Kraftschluss und damit der Reibungsverbund zerstört.

Ein stabiler Reibungsverbund durch Anpressung der Bohlen durch gesicherte Keile stellt eine zuverlässige Verbindung dar. Dann ist die Forderung der DIN 4124:2002 ausreichend, dass die Einzelteile der Ausfachung so lang sein müssen, dass sie auf jeder Seite mindestens auf einem Fünftel der Flanschbreite aufliegen, bei einer Flanschbreite von 10 cm also beidseitig nur je 2 cm. In der Norm ist auch festgelegt: Besteht Gefahr, dass die Einzelteile der Ausfachung abrutschen können, z.B. bei locker gelagerten nichtbindigen Böden ..., so sind sie durch aufgenagelte Laschen oder Hängestangen zu sichern.



Bild 6:

- vollflächiger Kontakt des Verbaus mit dem Boden fehlt;
- Sicherungslatte der Keile ist nicht als Hängestange ausgebildet

Das Freigraben im Schutz des Bergeverbaus und die genauen Einmessungen zeigten, dass an der Unfallstelle der Verbau von vornherein nicht vollflächig kraftschlüssig hergestellt worden war. Holzwohle ist kein geeignetes Mittel, um Kraftschluss herzustellen, und das Ausspülen nichtbindiger Böden zu verhindern. Die lokalen Aushubtiefen hatten zum Teil nachweislich über 2 m betragen. Auch beim Rückbau des Verbaus wurde Holz auf mehr als 1 m Höhe ausgebaut. Die Bohlen waren nicht durch Hängestangen gesichert. Es standen Schichten mit Rollkiesen an, die eine sehr geringe Stabilität aufweisen. Ausspülungen verminderten zusätzlich den Kontakt Boden/Bohle.



Bild 7: Ausspülungen in Folge von Niederschlägen werden durch Holzwolle nicht verhindert.



Bild 8: Übergang von freier Böschung zum Verbau und Übergang zwischen Bereichen verschiedener Baugrubentiefe nicht gelöst.

Ein Rundgang über die Baustelle offenbarte weitere Mängel: Die Übergänge zwischen freien Böschungen und Verbau oder zwischen Verbaubereichen verschiedener Tiefe waren nicht gelöst worden. Böschungen waren viel zu steil hergestellt worden, an vielen Stellen waren Rollkiese ausgelaufen und Arbeitsräume teilweise verschüttet.

Um bei der Herstellung des Bergeverbau nicht in sehr kleinen Tiefenabschnitten arbeiten zu müssen und die Gefahr auslaufender Rollkiesschichten zu vermeiden, wurden im Vorfeld der neuen Verbaubarbeiten Verkittungsinjektionen ausgeführt, für die einfache eingerammte Injektionslanzen unter geringem Druck mit einer Zementsuspension beaufschlagt wurden.

Dies ist die bei Rollkiesen stets empfohlene Vorgehensweise. Um die Suspension und damit beim Aushub die sehr stark durchlässigen Rollkiese kenntlich zu machen, wurde sie rot eingefärbt, was in Bild 9 leider nicht erkennbar ist. Die derart verfestigten Kiese erlaubten bei der Herstellung des Bergeverbaus Aushubschritte von 0,8 m bis 1,0 m, ohne dass Instabilitäten befürchtet werden mussten.

Die rückseitige Freilegung des kollabierten Verbaus, die vermessungstechnische Aufnahme der verstürzten Hölzer und die genaue Ansprache der Schichtung erlaubte die Rekonstruktion des Unfalls. Danach müssen Hölzer auf unzulässig großer Höhe ausgebaut worden sein. Mit geringerer Höhe war Hinterfüllmaterial in den Arbeitsraum eingebracht und verteilt worden. Bei dessen Verdichten mit einer Rüttelplatte muss Rollkies - wie er bei der späteren Freilegung auch genau in diesem Horizont nachgewiesen wurde - ausgelaufen sein. Damit ging der Reibungsverbund zwischen den noch nicht ausgebauten Hölzern und dem Boden verloren. Hölzer rutschten einseitig nach unten, verloren dabei den knappen Halt zwischen den Flanschen der Stahlträger und wurden von nachstürzendem Boden in den Arbeitsraum hinein gedrückt.

Der in den entstandenen Hohlraum abgestürzte Boden blieb teilweise als Bodenblock intakt, er wurde nur nach unten und vorne verlagert und verkippte. Dabei wurde der Arbeiter eingeklemmt und von weiter oben nachrutschenden Bodenmassen verschüttet. Er erstickte.

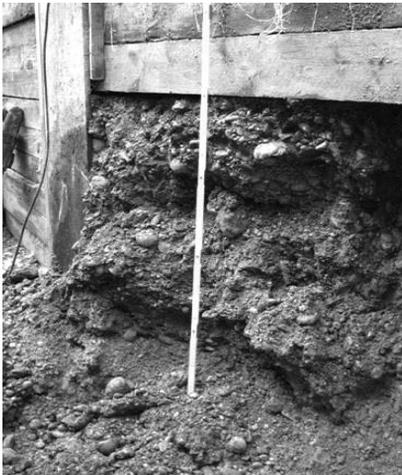


Bild 9: mit Zementsuspension verfestigte Rollkiesschichten beim Bergeverbau

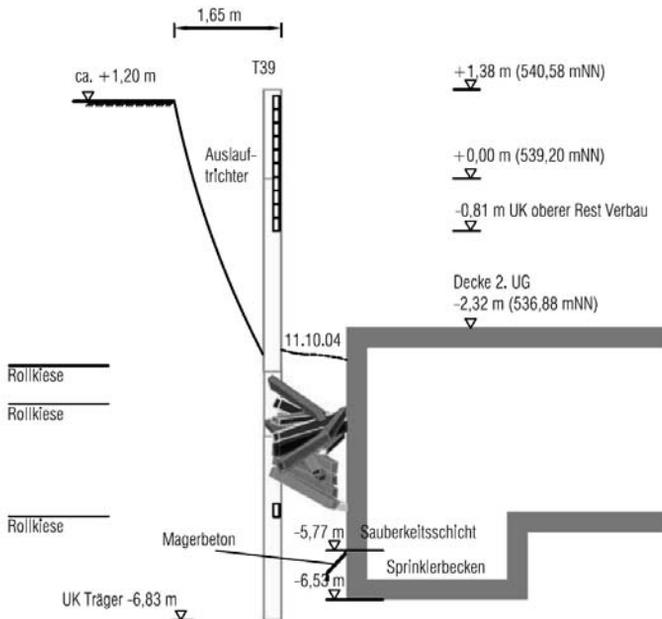


Bild 10: Rückseite des freigelegten Verbaus

### 3 Ursachen und Verantwortung

Der Verbau wurde bis zum Trägerfuß freigelegt und in allen Belangen mit der Planung verglichen. Dabei zeigten sich weitere Mängel und Fehler:

- es gab keine projektbezogene Baugrunderkundung, kein Baugrund- und Gründungsgutachten, aus dem hervorging, dass Rollkieslagen anstehen, auf die man sich z.B. mit Verkittungsinjektionen hätte vorbereiten können.
- die Baumaßnahme wurde geotechnisch nicht betreut. So konnten Ausführungsmängel bei der Verbauperstellung nicht mit Hilfe des 4-Augen-Prinzips erkannt und ausgeschlossen werden.
- Planungsfehler 1: der Verbau war ohne eindeutige Bezugshöhe geplant worden. Als Höhenangaben wurden nur "m unter Geländeoberfläche" in der Planung vermerkt. Das Baugrundstück weist eine leichte Hanglage auf, was dazu führte, dass der Verbau auf der hangaufwärts liegenden Schadensseite auf seiner gesamten Länge nicht ausreichend tief unter Baugrubensohle eingebunden wurde.
- Planungsfehler 2: im Schadensbereich war eine lokale Tieferführung des Bauwerks für ein Sprinklerbecken ausgeführt worden, was in der Verbauplanung unberücksichtigt blieb. Bei der Ausführung wurde dieser Planungsfehler erkannt, aber unangemessen auf ihn reagiert, indem ein geringer Bodenaustausch gegen Magerbeton vorgenommen worden war. Dies führte zu einer weiteren wesentlichen Verminderung der tatsächlichen Einbindetiefe gegenüber der errechneten und erforderlichen Einbindung.



**Bild 11:** Schnittdarstellung für den Unfallbereich

- Versäumnisse, Mängel und Fehler bei der Herstellung: keine Verkittung der Rollkiese, kein vollflächiger Kontakt zwischen Verbau und Boden hergestellt, bei Verbau und Rückbau war mit deutlich zu großen freigelegten senkrechten Bodenflächen gearbeitet worden, keine Hängelaschen, welche die Hölzer am Abrutschen hindern konnten.

Es konnte nicht ausgeschlossen werden, dass sich die Verbauträger infolge ihrer deutlich zu geringen Einbindetiefe schon vor dem Kollaps bewegt hatten und die Auflager der ausreichend langen Verbauhölzer dadurch beeinträchtigt worden waren.

Es ist davon auszugehen, dass durch die großen Freilegungshöhen und die nicht vollflächig kraftschlüssig eingebauten Bohlen der Baugrund hinter dem Verbau aufgelockert worden ist, was das Ausfließen und den Kollaps bei der Einwirkung durch Erschütterung beim Verdichten der Arbeitsraumhinterfüllung begünstigte.

Die Staatsanwaltschaft hat für alle Bau- und Planungsbeteiligten, Bauherren, Planer, Verbauplaner, Prüfingenieur, Hauptunternehmer, Subunternehmer überlegt, ob und wie Verantwortungsanteile (auch durch Unterlassung und Nicht-Klärung) bestehen und mehrere Verfahren eingeleitet. Denn nicht ein monokausaler Zusammenhang, sondern mehrere Beiträge haben hier zum tragischen Unfalltod eines jungen Bauarbeiters mit Familie geführt, der selbst an den dargestellten Fehlern und Mängeln an keiner Stelle beteiligt war.

Die Konsequenz muss sein: **Null Toleranz bei fehlender oder fehlerhafter Vorbereitung** (Erkundung, Gutachten, Vermessung, Planung), **Regelverstößen und Ausführungsmängeln in vergleichbaren Arbeitsraumsituationen.**



Bild 12: Abtransport des Toten

# Wie und was lernt man aus Schäden ?

Dipl.-Ing. Gebhard Dausch  
Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau, Mannheim

## 1 Einleitung

Schäden treten im Spezialtiefbau relativ häufig auf. Die Folgen dieser Schäden sind oft mit entsprechend hohem finanziellen Aufwand von den Verursachern zu tragen. Aus der finanziellen Not eine Tugend bzw. eine Lehre für die Zukunft zu machen, ist die logische Konsequenz. Das Erkennen der Ursachen, das Verstehen der Schadensmechanismen trägt zur Vermeidung der gleichen oder ähnlicher Fehler bei.

Ziel des vorliegenden Beitrages ist es, mögliche Schadensursachen zu zeigen, Fehlerquellen zu benennen und anhand von Beispielen aus der Praxis die Erfahrungen aus diesen zu erläutern.

## 2 Schadensursachen

Untersuchungen zu Schadensursachen ergaben, dass die Mehrzahl der Bauschadensquellen in den Bereichen der Voruntersuchung, Planung und Kommunikation liegen. Die Fehler auf den Baustellen liegen in der Vielfalt und Vielzahl von potentiellen Fehlerquellen durch die Beteiligung von Geologie, Material, Maschinen und Mensch.

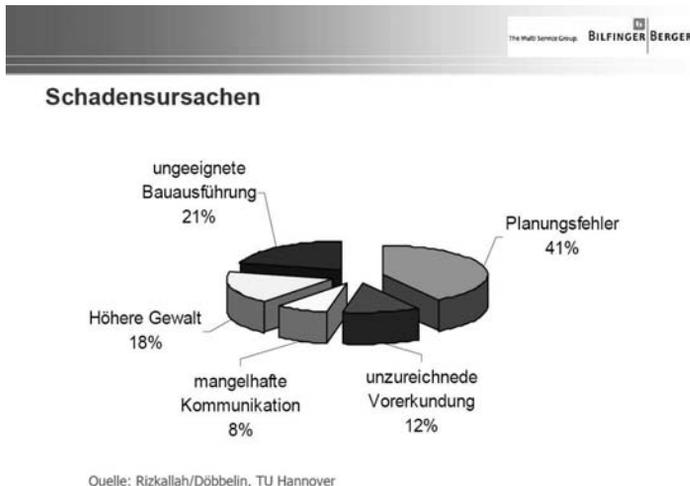


Bild 1: Schadensursachen (Quelle: Rizkallah und Döbbelin)

### 3 Fehlerquellen

Fehlerquellen kommen aus den verschiedenen Bereichen wie folgt:

Fehlerquellen		
Planung	41 %	<ul style="list-style-type: none"><li>• Unzureichende Kenntnis der Randbedingungen</li><li>• Falscher Lastansatz</li><li>• Falsche Programmanwendung und -gläubigkeit</li></ul>
Bauausführung	21 %	<ul style="list-style-type: none"><li>• Falsche Verfahrensauswahl</li><li>• Verfahrensfehler: Einmessen, Betoneinbau etc.</li><li>• Unzureichende Kontrollen</li><li>• Abweichungen vom Stand der Technik</li><li>• Unqualifiziertes Personal</li></ul>
Höhere Gewalt	18 %	<ul style="list-style-type: none"><li>• Naturgewalten</li><li>• Krieg / Terror</li></ul>
Vorerkundung	12 %	<ul style="list-style-type: none"><li>• Unzureichende Erkundung: Aufbau, Störungen etc.</li><li>• Unbekannte GW-Situation: gespanntes GW</li></ul>
Kommunikation	8 %	<ul style="list-style-type: none"><li>• Mangelhafte Kommunikation</li></ul>

Bild 2: Fehlerquellen



#### Fehler im Spezialtiefbau → Schäden – Teil 1

- Eintritt des Schadensfalls (Vorgang)
- Folgen (Standsicherheit, Bauablauf, Baufortschritt)



Bild 3a: Schadensabfolge - Teil 1

## Fehler im Spezialtiefbau → Schäden – Teil 2

- **Ursache** (Warum ???)
- **Sanierung** (Technik, Kosten)



Bild 3b: Schadensabfolge - Teil 2

## Fehler im Spezialtiefbau → Schäden – Teil 3

- **Fehleranalyse** (wieso, weshalb, warum?)
- **Vermeidung des selben Fehlers** (zukünftig!)



Bild 3c: Schadensabfolge - Teil 3

## 4 Beispiele aus der Praxis



### Beispiele aus der Praxis



Bild 4: Praxisbeispiele



### Kommunikation



Bild 5: Kommunikation auf der Baustelle

## Vorerkundung



Bild 6: Kommunikation auf der Baustelle

## Höhere Gewalt



Bild 7: Schadensbild nach Anbohren einer Fliegerbombe

## Hydraulischer Grundbruch

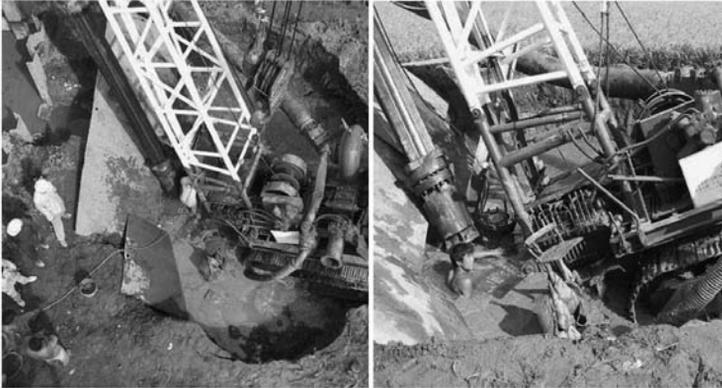


Bild 8: Reverse-Circulation-Drilling: Bohren bis zum hydraulischen Grundbruch

## Anbohren von Leitungen



Bild 9: Anbohren von Sparten-Leitung im innerstädtischen Bereich

## Betonierfehler



Bild 10: Betonierfehler aufgrund mangelhafter Betonrezeptur

## Betonierfehler

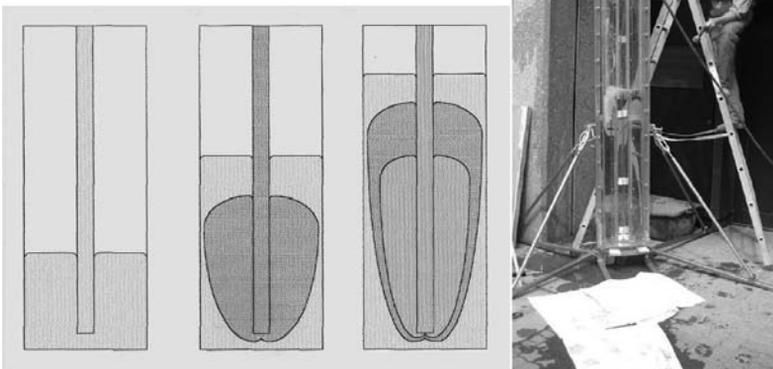


Bild 11: Schema der Betonausbreitung im Bohrpfahl

## Betonierfehler

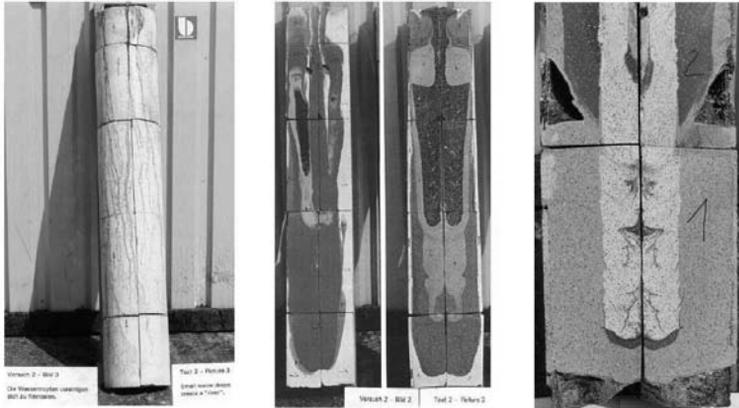


Bild 12: Ergebnisse Modelversuch zur Betonausbreitung im Bohrpfahl

## Schlitzwand: Betonoberkante



Bild 12: Mangelhaft betonierter Oberkante einer Schlitzwand

**Schlitzwand:**  
- Greiferverlust  
- Wandeinschlüsse

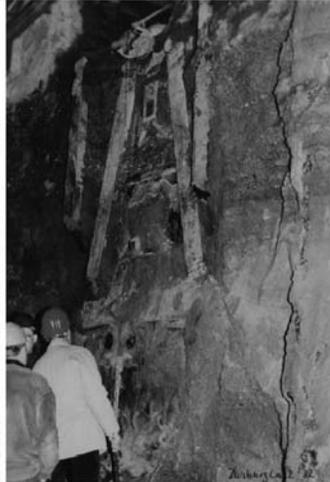


Bild 13: Sandnester in der Schlitzwand und einbetonierter SW-Greifer

**Schlitzwand: Strömungsverhalten Beton**

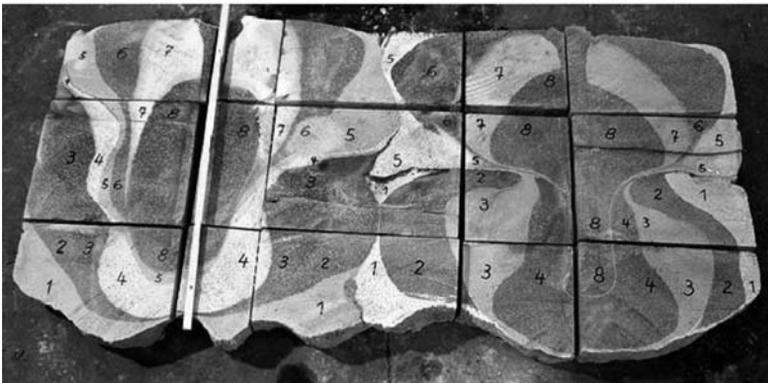


Bild 14. Ausbreitverhalten des Betons in einer Schlitzwandlamelle

## Ankerkopfausbildung



Bild 15: Ankerkopf mit relativ kurzen Überständen und „weggeschlüpfte“ Spannstähle

## DSV-Lamellenwand



Bild 16: DSV-Lamellen mit mangelhafter Orientierung in wasserdichter Baugrube

## DSV-Dichtsohle



Bild 17: DSV-Sohle mit fehlender Säulenreihe

## Gerätetechnik



Bild 18: Baggerumsturz aufgrund schlechtem Bohrplanum bei hoher Hakenlast

## Planung: Oberkante Fundamentplatte



Bild 19: Freigelegte Pfahlgruppe mit möglicher zusätzlicher Horizontalbelastung

### 5 Ausblick

Um einen positiven Aspekt den Schäden im Spezialtiefbau abgewinnen zu können, muß in jedem Falle den Ursachen auf den Grund gegangen werden. Nach dem Sprichwort „Aus Schaden klug werden“ sollten sich die Beteiligten an einen runden Tisch setzen und ohne Schuldzuweisungen den Fehlerquellen auf den Grund gehen.

Die Erfahrungen aus den Schadensauswertungen führen zu mehr Sicherheit und zu einem möglichen Innovationsschub. Nur so können Systemfehler erkannt und durch entsprechende Weiterentwicklung der Verfahren im Spezialtiefbau Verbesserungen erzielt werden.

Die Kenntnis der Ursachen ist die Voraussetzung für eine gesicherte, zukünftige Vermeidung.

### 6 Literatur

Rizkallah, V und Döbbelin, J. U.: Wissensbasierte Risikobewertung zur Qualitätssicherung im Rahmen der Baugrunderkundung bei spezialtiefbaulichen Maßnahmen. Forschungsarbeit des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover.

# **Am falschen Fleck gespart – Erfahrungen mit unzureichenden Baugrund- und Gründungsgutachten**

Dipl.-Ing. The-Hap Nguyen  
HOCHTIEF Construction AG, Consult Infrastructure, Essen

## **1 Einleitung**

Erfahrungen mit unzureichenden Baugrund- und Gründungsgutachten hat es bei vielen Bauaufgaben schon gegeben. Meistens folgt dabei die Feststellung, dass an der falschen Stelle gespart wurde, weil die Folgeschäden beachtliche Größenordnungen erreichen können. Zwei Beispiele dazu sollen nachfolgend gegeben werden.

Als erstes wird hierbei auf das Projekt eines Anlagenbauers in Fernost eingegangen. Im Mittelpunkt steht die unzureichend ausgeführte Pfahlgründung einer Maschinenhalle in Shanghai, bei der die Geotechnik der HOCHTIEF nach der Bauausführung und dem Auftreten des Schadenbildes hinzugezogen wurde.

## **2 Erläuterung des ersten Projektes**

Im Auftrag eines bekannten Anlagenbauers wurde eine Maschinenhalle erbaut, die in einem Industriegebiet etwa 60 Kilometer außerhalb von Shanghai, Volksrepublik China, liegt. In dieser Halle sollen verschiedene große Metallbearbeitungsmaschinen aufgestellt werden, ferner sind Montageflächen sowie zwei Bürobereiche vorhanden. Der gesamte Hallenkomplex überspannt eine Fläche von 4.650 Quadratmetern. Die tragende Konstruktion der Maschinenhalle besteht aus Stahl. Unter den Hallen- und Maschinenfundamenten befinden sich gerammte Fertigteilepfähle.



Bild 1: Hallenansicht

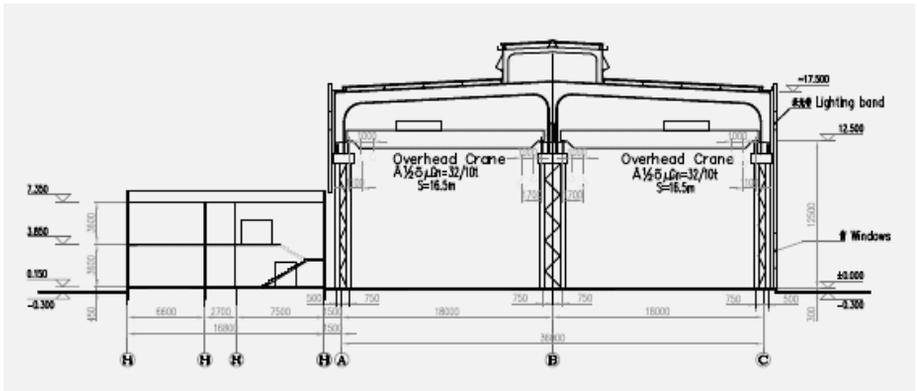


Bild 2: Hallenquerschnitt

Die zum Einsatz vorgesehenen Bearbeitungsmaschinen reagieren teils sehr empfindlich auf Fundamentsetzungen. Besonders problematisch sind bei den großen Maschinenfundamenten Verdrehbewegungen innerhalb der Fundamentkörper. Deswegen werden an die Lagestabilität überwiegend sehr hohe Anforderungen gestellt.

Obwohl diese Anforderungen bekannt waren, wurden bereits vor dem Aufbau der Maschinen an einigen Stellen mehr oder weniger mit bloßem Auge erkennbare Fundamentbewegungen beobachtet. Als Reaktion darauf hat der Bauherr seit Januar 2006 regelmäßig genauere geodätische Messungen vor Ort durchführen lassen. Ergänzend wurden zwischen Ende April und Anfang Mai 2006 an zwei benachbarten Maschinenfundamenten Probelastungen aufgebracht. Während dieses Zeitraumes wurden die Messungen an den Fundamenten fortgeführt bzw. ausgedehnt.

HOCHTIEF Consult wurde vom Bauherrn damit beauftragt, die Gründe für die festgestellten Fundamentbewegungen zu finden und gegebenenfalls Sanierungsmöglichkeiten aufzuzeigen. Bei der erhaltenen Aufgabenstellung war es erforderlich, zunächst den gegenwärtigen Zustand der Gründung zu untersuchen und die beobachteten Verformungen der Maschinenfundamente mit geotechnischen Methoden zu verifizieren. Auf der Basis der gefundenen Ergebnisse sollte dann ein Vorschlag zur Sanierung entwickelt werden.

### 3 Baugrund bei Shanghai

#### 3.1 Schichtenfolge

Die ausgeführten Baugrunduntersuchungen beinhalten Bohrlochaufschlüsse bis zu einer maximalen Tiefe von 40 m unter Gelände sowie Drucksondierungen bis zu einer Teufe von 37 m.

Im Rahmen der Baugrunduntersuchungen wurden sowohl Feld- als auch Laborversuche durchgeführt. Der resultierende Baugrundaufbau und die Eigenschaften der festgestellten Bodenschichten gemäß den verfügbaren Angaben werden nachfolgend beschrieben und beurteilt.

Schicht 1: **Auffüllung** zwischen ca. 0,7 bis 3,0 m unter GOK

Die Auffüllung variiert sowohl in der Mächtigkeit als auch in ihrer Zusammensetzung. Das aufgeschlossene Material ist überwiegend bindig und organisch. Wegen ihrer Beschaffenheit und Inhomogenität ist die Auffüllung für die Lastabtragung von Fundamenten nicht geeignet.

Schichten 2 bis 5/5\*: **Alluviale Ablagerung** (Quartär Q 4) bis ca. 32 m unter GOK

Die alluviale Ablagerung ist eine Wechsellagerung aus organischen Ton- und Schluffböden mit eingelagertem Schlamm. Wegen ihrer sehr weichen bis flüssigen Konsistenz sind alle erkundeten Bodenarten für die Lastabtragung von Fundamenten nicht geeignet.

Schichten 6 und 7: **Alluviale Ablagerung** (Quartär Q 3) erkundet bis ca. 40 m unter GOK

Die angetroffene alluviale Ablagerung besteht aus steifem, normal konsolidiertem Ton und Schluff. Dies ist ein bedingt tragfähiger Baugrund mit geringem Steifemodul. Da sich die Setzungen in Abhängigkeit der Steifemoduln ergeben, müssen größere Setzungen und Setzungsdifferenzen aus dieser Schicht erwartet werden. Wegen der mangelhaften Erkundungstiefe ist die Dicke dieser Schicht nicht bekannt.

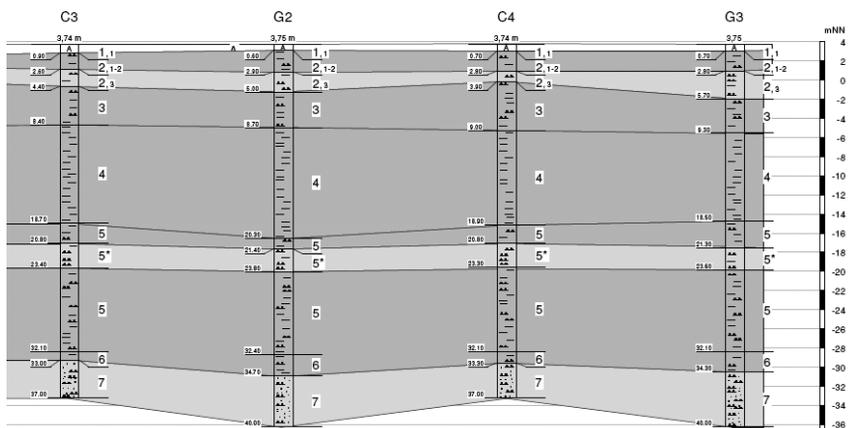


Bild 3: Baugrundmodell

### 3.2 Grundwasserverhältnisse

Nach Beendigung der Bohrarbeiten wurden drei Bohrlöcher als Piezometer ausgerüstet. Die nachfolgenden Beobachtungen zeigten, dass der durchschnittliche Grundwasserspiegel etwa 0,5 m unter der Geländeoberkante anzutreffen ist.

## 4 Gründungsempfehlung im chinesischen Bodengutachten

Generell wird zwischen reinen Baugrund- oder Bodengutachten und sog. Gründungsgutachten unterschieden. Im Rahmen eines Baugrund- oder Bodengutachtens beschränkt sich der Aufsteller auf eine Beschreibung der Bodenverhältnisse und gibt in der Regel Bodenkennwerte für erdstatistische Berechnungen an. Im weiterführenden Gründungsgutachten wird darüber hinaus auf die geplante Baumaßnahme eingegangen und es werden Gründungsmöglichkeiten, Bodenverbesserungsmaßnahmen oder beispielsweise Baugrubenkonzepte vorgeschlagen.

Welche Art von Gutachten in diesem Fall beauftragt wurde, ist HOCHTIEF Consult nicht bekannt. Die in den vorliegenden chinesischen Gutachten enthaltenen Angaben decken die im Rahmen eines Bodengutachtens zu erwartenden Festlegungen nahezu vollständig ab. Darüber hinaus werden jedoch auch Themengebiete eines Gründungsgutachtens angesprochen, allerdings nicht vollständig, so dass das vorliegende Gutachten als eine „Mischung“ aus Bodengutachten und Gründungsgutachten bezeichnet werden kann.

Beispielsweise werden im Sinne eines Gründungsgutachtens konkrete Vorschläge für die Pfahldurchmesser und Pfahllängen gemacht. Weiterhin werden an Hand der zum Berichtsdatum vorliegenden Pfahlprobenbelastungen auch Pfahltragfähigkeiten angegeben.

Im Rahmen der vorliegenden chinesischen Gutachten wird eine Gründung mit Rammpfählen als machbar vorgeschlagen. Die Pfähle sollen demnach eine Länge von 26 m besitzen. Nach der zuvor beschriebenen Baugrundsichtung befindet sich die Pfahlaufstandsfläche dann im Bereich von sehr weichem, schluffigen Ton (Schichten 5 und 5\*).

Der nachfolgende Auszug aus dem chinesischen Bodengutachten empfiehlt die rund eingekreisten Schichten 5 und 5a als Gründungsebene für eine Pfahlgründung. Hierzu werden auch die entsprechenden Pfahllängen – ellipsenförmig eingekreist – angegeben.

- (1)、桩基持力层选择
- 本工程生产用房采用桩基，从地基土的构成与特征考虑，拟建场地⑤层或⑤<sub>A</sub>层土质相对较好可作为本工程桩基持力层。
- ③层灰色粉质粘土，可选为桩基持力层。建议桩顶埋深 1.0m，桩顶标高约 2.69m，桩长 26.0m，桩端入土深度 27.0m，桩端入土标高约-24.31m。
- ⑤<sub>A</sub>层灰色砂质粉土，可选为桩基持力层。建议桩顶埋深 1.0m，桩顶标高约 2.69m，桩长 21.0m，桩端入土深度 22.0m，桩端入土标高约-18.31m。

Bild 4 : Auszug aus dem chinesischen Baugrundgutachten

## 5 Verformungen an der bestehenden Gründung

Nachdem die Maschinenhalle fertig gestellt worden war, wurden bald danach Verformungen am Hallenboden und an bestimmten größeren Maschinenfundamenten beobachtet. Allerdings waren die Maschinenfundamente noch unbelastet, man hatte zu dem damaligen Zeitpunkt die entsprechenden Bearbeitungsmaschinen noch nicht auf ihre Fundamente gesetzt. Die Fundamentbewegungen fanden also bereits unter Fundamenteigengewicht statt. Eine Einwirkung durch die Lasten der Bearbeitungsmaschinen bzw. Bearbeitungsvorgänge hatte nicht vorgelegen und die endgültigen Beanspruchungen waren längst noch nicht erreicht worden.



Bild 5: Verformung am Hallenboden

Messungen, die an den Fundamentoberflächen durchgeführt wurden, zeigten, dass die Grenzwerte für die zulässigen relativen Winkelverdrehungen bereits überschritten waren. Dieser Sachverhalt hatte zur Folge, dass vorsorglich bestimmte größere Bearbeitungsmaschinen bis heute nicht in der Halle aufgestellt worden sind.

Die nachfolgende grafische Auftragung zeigt örtliche Messergebnisse mit der zeitlichen Entwicklung der Winkelverdrehungen an einem der wichtigen Fundamente in Längs- und Querrichtung. Die dargestellten Verdrehungen des Fundamentes sind angegeben als vertikale Setzungsdifferenz in Millimeter pro Meter Fundamentlänge.

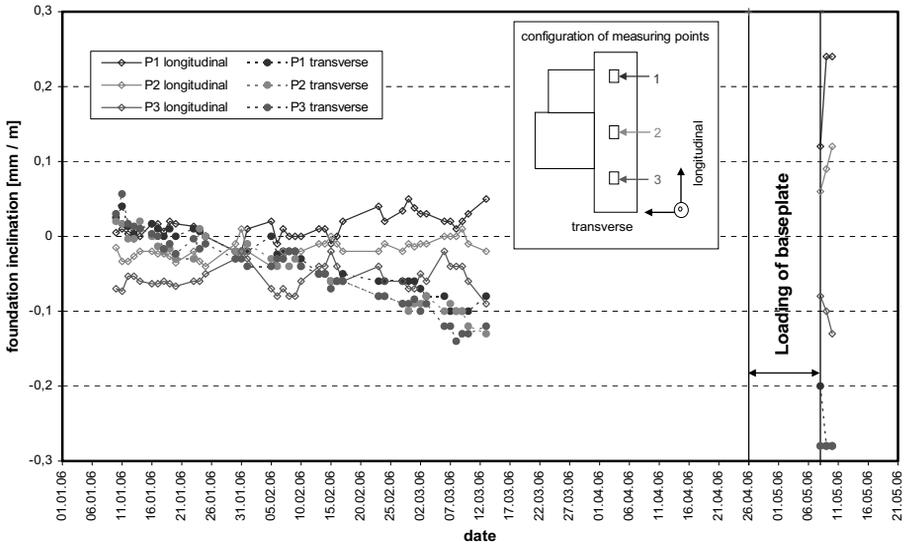


Bild 6: Verformungsmessungen an einem Maschinenfundament



Bild 7: Fundamentgrundriss

## 6 Vergleich mit dem Referenzprojekt Baoshan

Um einen Vergleich bezüglich der Baugrundverhältnisse zu erhalten, hat HOCHTIEF Consult die Unterlagen und Erfahrungen über das in den achtziger Jahren bearbeitete Projekt des Kaltwalzwerks Baoshan herangezogen, das seinerzeit ebenfalls in der Region Shanghai errichtet wurde.

Nachfolgend sind die Bodenprofile der beiden Projekte im gleichen vertikalen Maßstab dargestellt:

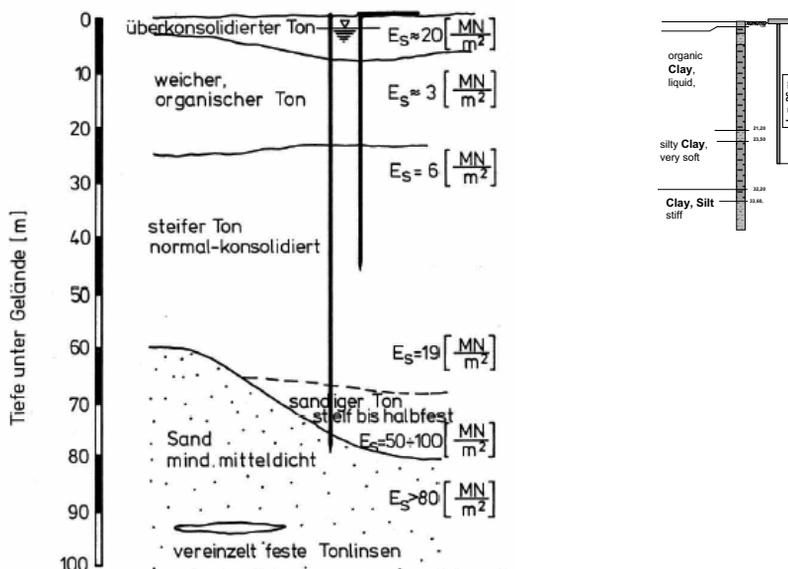


Bild 8 : Vergleich der Bodenprofile von Baoshan (1984) und der Maschinenhalle (2006) des aktuellen Projektes

Beim Vergleich der beiden Vertikalschnitte ergibt sich eine weitgehende Übereinstimmung im Hinblick auf die Schichtenfolge sowie die Beurteilung der Bodenkonsistenz und Steifemoduln. Die Baugrunderkundung erfolgte jedoch beim Projekt Baoshan bis in eine erheblich größere Tiefe. Aufgrund der Ergebnisse steht der wirklich gute Untergrund mit hoher Tragfähigkeit und geringer Verformbarkeit erst in mindestens 60 m Tiefe als Sand oder sandiger Ton an.

Sämtliche Hallenstützen und die empfindlichen Maschinen des Projektes Baoshan wurden daher grundsätzlich auf 60 bis 70 m langen Stahlrohr-Rammpfählen gegründet, die möglichst 1 bis 4 m in die tragfähigen Schichten eingebunden waren. Die Hallenfußböden mit Stapel- lasten bis zu 160 kN/m<sup>2</sup> wurden auf 45 m langen runden oder quadratischen Stahlbeton- rammpfählen in der steifen Tonschicht schwimmend gegründet. Das heißt, die in Baoshan eingesetzten Gründungspfähle wurden wesentlich tiefer geführt.

Trotzdem lagen die rechnerischen Setzungen - wie aus der nachfolgenden Aufstellung hervorgeht - im Bereich mehrerer Zentimeter.

No	Case	n	P <sub>live</sub> Mp	ΣP <sub>live</sub> Mp	P <sub>neg</sub> Mp	S		η				α	β
						Column cm	Floor cm	1	2	3	4		
1		6	180	1080	166	[7,5] 14,5	80,5	4,9	1,6	1,0	0,86	0,46	
			200	1200	161	14,9 (8,1)	80,5 (4,8)	4,4	1,5 Spl = 0,3				
2		4	80	320	238	[6,1] 11,9	80,5	11,0	2,6	1,0	0,80	0,48	
			160	640	212	13,9 (8,1)	80,5 (6,3)	5,5	1,5 Spl = 0,6				
3		6	260	1560	62,2	14,4 (8,0)	12	3,4	1,6	1,0	0,86	0,46	
			280	1680	52,5	14,8 (8,5)	12 (2,9)	3,1	1,5 Spl = 0,12				
4		4	200	800	120	[7,3] 13,1	12	4,4	1,75	1,0	0,86	0,46	
			230	920	109	13,8 (8)	12 (3,5)	3,8	1,5 Spl = 0,23				
5		1	≤ 290										
<b>Explanation for η:</b> - soil → allow η ≥ 3 - settlement → allow η ≥ 2 - steel pile under working load state → allow η ≥ 1,5 - yield line theory → allow η ≥ 1													
<b>TABLE 1</b>						figures in brackets are to be taken into account under pile top			S <sub>u</sub> in cm + bearing zone in depth of 1.5 to 30 m			S 28	

Bild 9: Gründungsvorschlag in Baoshan

## 7 Mögliche Fehler bei der Gründungsbearbeitung

### 7.1 Fehler bei der Baugrunderkundung

Obwohl es bekannt gewesen sein müsste, dass die relativ weichen Bodenschichten erst in einer Tiefe von etwa 60 m unter der Geländeoberfläche enden, wurde die Baugrunduntersuchung für die Halle nur bis in ca. 40 m Tiefe ausgeführt.

### 7.2 Fehler bei der Festlegung der Pfahllänge

Nach der zuvor beschriebenen Baugrundsichtung befindet sich die Pfahlaufstandsfläche im Bereich von sehr weichem, teils flüssigem Ton. Der vorhandene natürliche Wassergehalt dieser Schichten ist - wie in dem beigefügten Bodenprofil gezeigt wird - teils sogar größer als die Fließgrenze. Unter der Pfahlfußebene befinden sich weitere 40 m stark zusammendrückbare Bodenschichten, die zu entsprechenden Verformungen führen.

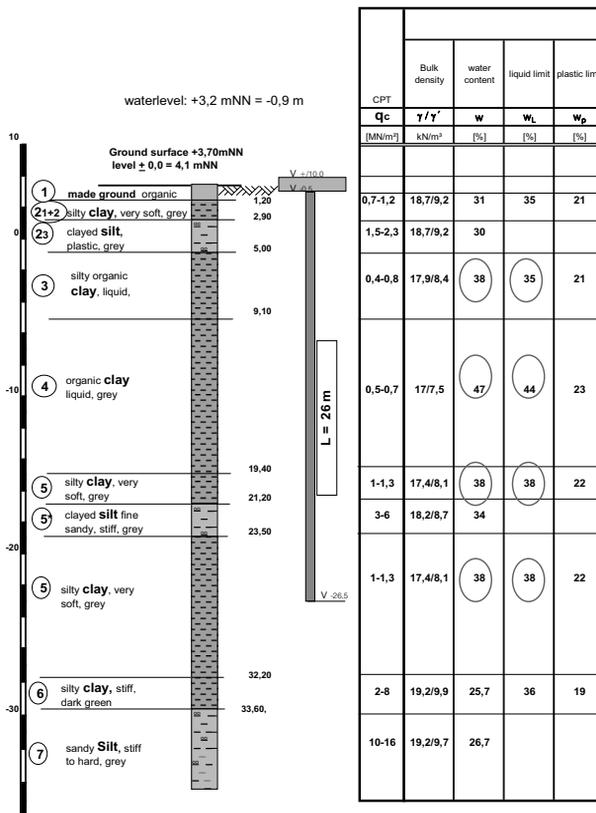


Bild 10: Bodenprofil mit Konsistenzgrenzen im Bereich der neuen Maschinenhalle

### 7.3 Fehler bei der Pfahlanordnung

Obwohl in der betrachteten Halle verschieden große Bearbeitungsmaschinen aufgestellt werden sollen und die einzelnen Flächenbereiche, z.B. zwischen den Maschinenfundamenten oder im Fall von Lagerflächen, unterschiedlich belastet sind, wurden die Pfähle ohne Rücksicht auf die Setzungsempfindlichkeit der Fundamente fast rasterförmig mit der gleichen Pfahllänge angeordnet.

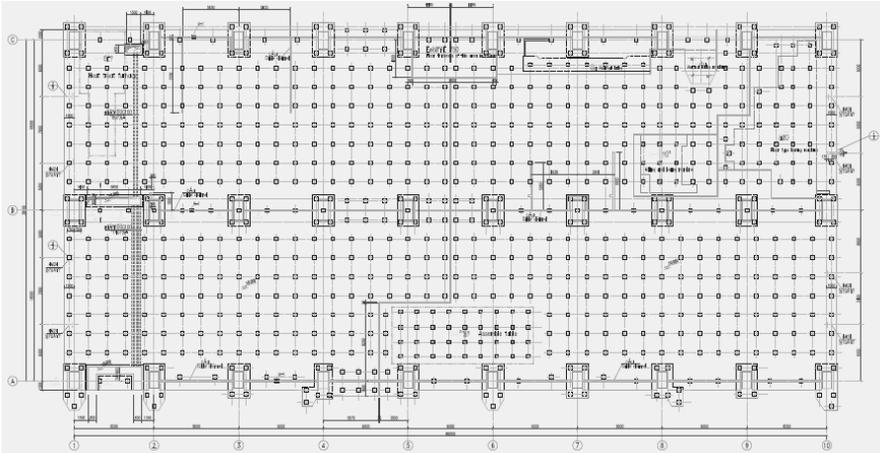


Bild 11: Pfahlanordnung für die Maschinenhalle

Zusammengefasst kann gesagt werden, dass die Angaben im Gutachten im Hinblick auf die Pfahltragfähigkeiten generell nicht falsch sind. Im Rahmen eines Gründungsgutachtens hätten jedoch die sehr setzungsempfindlichen Maschinenfundamente in die Betrachtung mit einbezogen werden müssen. An dieser Stelle oder bei der weiteren Planung hätte erkannt werden müssen, dass die vorgeschlagene Pfahlgründung zwar die angegebene Tragfähigkeit erreicht, jedoch hinsichtlich setzungsempfindlicher Maschinenfundamente ungeeignet ist.

## 8 Setzungsuntersuchung für die Maschinenhalle

HOCHTIEF Consult hat die derzeitige Gründung der Maschinenhalle mit ihren Hallen- und Maschinenfundamenten im Hinblick auf die zu erwartende Setzungsentwicklung rechnerisch untersucht.

Die Lastabtragung durch die 26 m langen Pfähle erfolgte anteilmäßig, je nach den Eigenschaften der einzelnen Bodenschichten, über Mantelreibung und Spitzendruck.

Die Aufteilung zwischen Mantelreibung und Spitzendruck wurde auf der Grundlage der Pfahlprobepbelastungen beim Referenzprojekt Baoshan festgelegt.

In den Berechnungen wurden die Fundamente für die Hallenstützen nebst Kranbahn, die verschiedenen Maschinenfundamente sowie die Bodenplatten berücksichtigt.

Die nicht vernachlässigbare gegenseitige Setzungsbeeinflussung aller Fundamente wurde dadurch realistisch erfasst, dass in jedem Rechenlauf sämtliche Gründungskörper des Hallenkomplexes berücksichtigt wurden.

Beispielhaft sind die Setzungen und Verdrehungen des Maschinenfundaments für das Plattenbohrwerk dargestellt. Wegen der Konsolidierung werden diese Verformungen erst nach Jahrzehnten vollständig abgeklungen sein.

Setzungen : 15 cm bis 30 cm

Verdrehung : 1/150 bis 1/350 >> 1/ 20000 (Vorgabe)

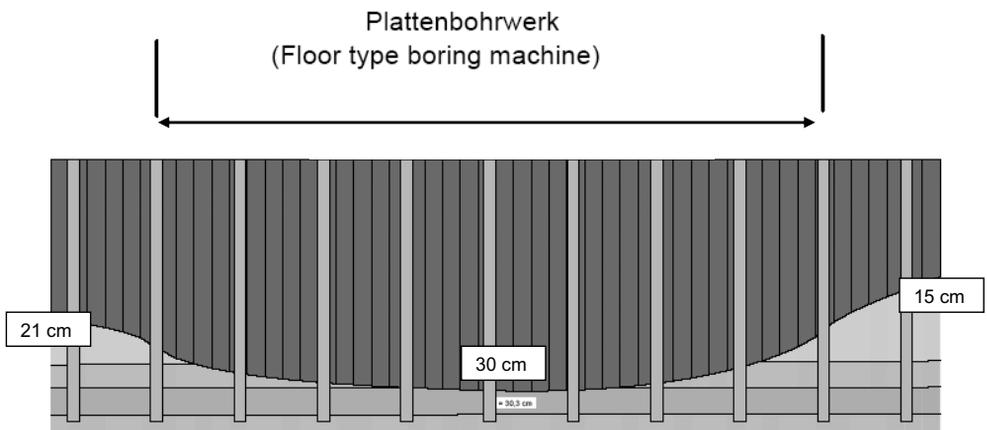


Bild 12: Setzungsmulde des Plattenbohrwerks

## 9 Sanierungsvorschlag

Es ist zu erwarten, dass aufgrund der mit der Zeit auftretenden Differenzverformungen ein Betrieb der empfindlichen Maschinen nicht mehr möglich sein wird. Für diese Fundamente wurde daher eine Komplettsanierung mit Abbruch und neuen, zusätzlichen, längeren Bohrpfählen sowie der Neubau der Fundamente mit einer größeren Steifigkeit empfohlen.

Zur Planung dieser neuen Pfähle wird ein Baugrunderkundungsprogramm bis in die entsprechende Tiefe benötigt.

Die Halle sowie die Stützen- und Maschinenfundamente sollen durch ein Messprogramm überwacht werden. Es wird keine Sanierung der Hallenfundamente vorgenommen, sondern lediglich eine Beobachtung der Verformungen, insbesondere im Hinblick auf den Betrieb der Kranbahn. Hierbei wird eine eventuelle Neuausrichtung der Kranbahn nach entsprechenden Betriebszeiträumen in Kauf genommen.

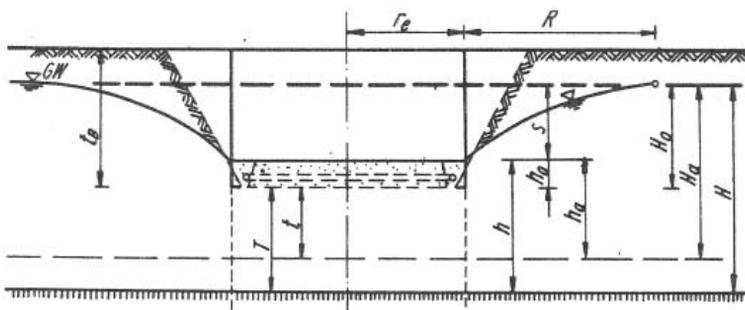
## 10 Zweites Projektbeispiel

Ein zweites Beispiel wird nachfolgend kurz vorgestellt, bei dem es um die Trockenlegung einer relativ großflächigen, flachen Baugrube im Bereich einer Kläranlage gegangen ist.

HOCHTIEF Consult wurde seinerzeit eingeschaltet, als der Baugrubenaushub ins Stocken geriet, weil der Grundwasserspiegel unter der temporären Baugrubensohle nicht mehr tiefer abgesenkt werden konnte.

Für die beauftragte Recherche wurden von der Baustelle verschiedene relevante Untersuchungsberichte zur Verfügung gestellt. Im Rahmen dieses Beitrages kann das gesamte Projekt nicht näher vorgestellt werden, sondern es soll nachfolgend nur über festgestellte Auffälligkeiten im Zusammenhang mit der Grundwasserhaltung berichtet werden.

Von Bedeutung war diesbezüglich zunächst einmal die Abschätzung des Wasserandrangs zur Baugrube. Da eine offene Wasserhaltung zum Einsatz kommen sollte, war die Abschätzung mit den anerkannten Berechnungsvorschlägen von Davidenkoff und Knaupe vorgenommen worden.



Nach Davidenkoff:

$$Q = k H_0^2 \left[ \left( 1 + \frac{t}{H_0} \right) m + \frac{L_m}{R} \left( 1 + \frac{t}{H_0} n \right) \right]$$

Nach Knaupe für  $H_a < H$  :

$$Q = \frac{\pi k (H_a^2 - h_a^2)}{\ln \frac{R + r_e}{r_e}} \sqrt{\frac{h_0 + 0,5 r_e}{h_a}} \sqrt{\frac{2 h_a - h_0}{h_a}}$$

Bild 13: Prinzipskizze für die Abschätzung des Wasserandrangs (Knaupe)

Die dabei zugrunde gelegten Annahmen entstammten den Ausschreibungsunterlagen des Bauherrn. Hierbei war der Durchlässigkeitsbeiwert der anstehenden Kiessande allerdings lediglich auf der Grundlage einer hydrologischen Karte des Untersuchungsgebietes im Bereich zwischen  $10^{-4}$  m/s und  $10^{-3}$  m/s definiert worden. Diese Vorgehensweise wird nicht grundlegend kritisiert, doch hätte man bei dem geplanten großflächigen Baugrubentyp und den vorhandenen Baugrundverhältnissen mit hoher Durchlässigkeit eher an anderen Stellen sparen und etwas mehr in Durchlässigkeitsuntersuchungen investieren sollen.

Zumal bei örtlichen Erfahrungen bekannt gewesen sein sollte, dass die Durchlässigkeit in dem betreffenden Gebiet der Rheinterrasse häufig mit einem mittleren k-Wert von  $3,5 \cdot 10^{-3}$  m/s zu beurteilen ist.

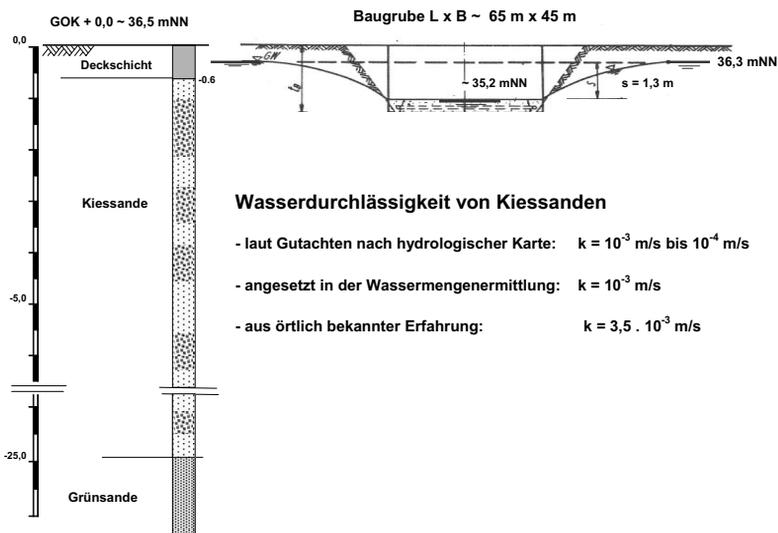


Bild 14: Bodenprofil und Wasserdurchlässigkeit

Es kam ein zweiter Kritikpunkt hinzu. Man hatte sich zwar intensiv mit dem Wasserandrang in die Baugrube beschäftigt, insbesondere mit Blick auf die zu beantragende wasserrechtliche Erlaubnis, man hatte jedoch die Leistungsfähigkeit des zukünftigen Wasserhaltungssystems nicht näher prüfen lassen. Das Resultat dieser Sparsamkeit war eine entsprechende Unterdimensionierung, die bei der Nachrechnung festgestellt wurde.

HOCHTIEF Consult hat zur Abhilfe zusätzliche Entwässerungsgräben und Pumpensümpfe vorgeschlagen, um die Ergiebigkeit des Systems zu erhöhen. Es zeigte sich, dass das ausgeschriebene flache Wasserhaltungssystem ohne Brunnen nach den vorgenommenen Ertüchtigungen durchaus praktikabel war und schließlich die endgültige Aushubsole erreicht werden konnte.

## 11 Zusammenfassung

Bei dem dargestellten ersten Projektbeispiel stehen den anfänglichen Einsparungen bei der Baugrunderkundung und dem Gründungsgutachten erhebliche Mehrkosten gegenüber für

- die Ursachenfindung,
- die zusätzliche Baugrunderkundung bis in die erforderliche Tiefe,
- den teilweisen Abbruch und die Sanierung sowie
- die messtechnische Überwachung.

Beim zweiten Projektbeispiel lassen sich Mehrkosten ausführen für

- die Bauzeitverlängerung und
- die zusätzlichen Wasserhaltungsmaßnahmen.

Bei diesen Projekten ist also wirklich an der falschen Stelle gespart worden.

## 12 Literatur

Wolfgang Baumgartl / The-Hap Nguyen (1982):

Basic design of the pile foundation, Cold Rolling Mill Plant Baoshan

HOCHTIEF AG / Consortium Cold Rolling Mill Plant Baoshan Shanghai, PR China

Wolfgang Baumgartl (1985):

Eine 60 m tiefe Rammfahlgründung mit negativer Mantelreibung in Baoshan / China

Internationales Symposium Rammfahlgründungen im Küstenbereich,

Hannover, 9. – 10. Mai 1985

The-Hap Nguyen / Hans Günter Gabener (2006):

Fundamente, Geotechnische Untersuchung zur Ermittlung der Baugrundverformungen

Werkzeugmaschinenhalle Shanghai, PR China

HOCHTIEF Construction AG, Consult Infrastructure, Essen

Werner Knaupe (1979):

Baugrubensicherung und Wasserhaltung

VEB Verlag für Bauwesen, Berlin

# Aufschwimmen und Sanierung des Schürmann-Baus

Dipl.-Ing. Michael Löffler  
CDM Consult GmbH, Bochum

## 1 Einleitung und Beschreibung der Baumaßnahme

Zur Erweiterung des ehemaligen Regierungssitzes in Bonn wurde im Oktober 1989 mit dem Bau eines vom Kölner Architektenbüro Prof. Schürmann und Partner entworfenen Gebäudekomplexes in unmittelbarer Nähe zum Rhein begonnen. Die prognostizierten Gesamtkosten lagen bei ca. 800 Mio. DM.

In der Nacht vom 22.12. zum 23.12.1993 kam es aufgrund eines Jahrhunderthochwassers am Rhein bei der im Rohbau weitestgehend fertiggestellten Baumaßnahme zu einem schweren Schadensfall, bei dem große Bereiche des Bauwerks aufschwammen und z. T. große Schäden entstanden. Bis zu diesem Zeitpunkt waren ca. 360 Mio. DM an Bau- und Planungskosten angefallen.

Zur Klärung der Schadensursachen wurde ein Beweissicherungsverfahren beim Landgericht Bonn durchgeführt, auf dessen Ergebnis nicht weiter eingegangen wird. Nach langwierigen Untersuchungen und Verhandlungen zur Folgenutzung des Baukomplexes wurde abschließend mit der bundeseigenen Sendeanstalt „Deutsche Welle“ ein neuer Nutzer gefunden.

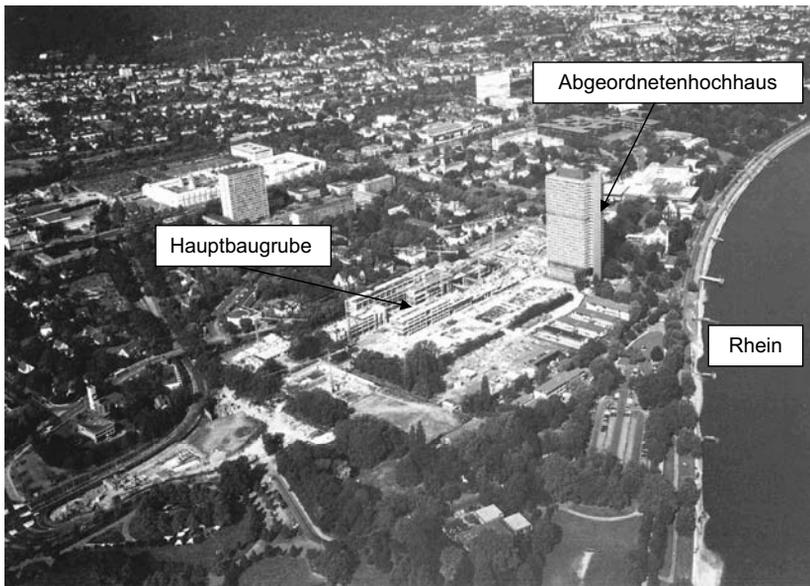


Bild 1: Gesamtbild über die Baumaßnahme vor dem Schadensereignis (Sommer 1993)

Die erforderlichen Sanierungs- und Weiterbauarbeiten wurden in mehreren Losen ausgeschrieben und vergeben, die eigentliche Bauausführung begann im April 1997. Am 26.06.2000 wurde auf der Baustelle Richtfest gefeiert, die Schlüsselübergabe an den Nutzer „Deutsche Welle“ fand am 27.06.2002 statt, Ende 2003 nahm die Deutsche Welle ihren Sendebetrieb in Bonn auf.

### 1.1 Beschreibung des Bauwerks

Das Bauwerk mit einer Gesamtlänge von ca. 500 m und einer Breite von ca. 250 m befindet sich in unmittelbarer Nähe des ehemaligen Deutschen Bundestages in Bonn zu Füßen des Abgeordnetenhochhauses (Bild 1). Die Entfernung zum Rhein beträgt etwa 150 m.

Das ursprüngliche Bauwerk gliedert sich i. W. in zwei Bereiche: den Sozialen Bereich (SO) mit Besuchertiefgarage (BG) und die Hauptbaugrube (HBG) (Bild 2). Im Weiteren wird nur noch der Bereich der Hauptbaugrube betrachtet.

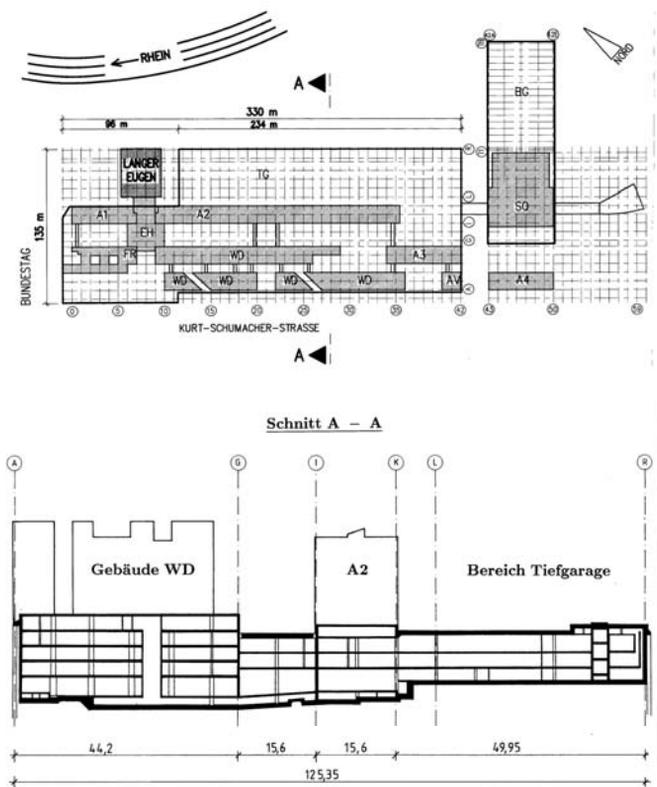


Bild 2: Grundriss der Gesamtbaumaßnahme und Schnitt durch die Hauptbaugrube

Die Bauwerke innerhalb der Hauptbaugrube sind umgeben von einer in die dichten Schichten des Tertiärs/Devons einbindenden Schlitzwand, in der eine Wasserhaltungsanlage installiert ist. In diesem wasserdichten „Topf“, der gleichzeitig als Baugrubenumschließung diente, wurden die eigentlichen Gebäude errichtet. In der Hauptbaugrube befand sich eine Tiefgarage (TG) mit drei Untergeschossen sowie mehrere Gebäude, die nach ihrer ursprünglich geplanten Nutzung bezeichnet wurden. Diese Gebäude wiesen bis zu vier Untergeschosse, zwei Erdgeschosse und bis zu vier Obergeschosse auf.

Der Rohbau der Untergeschosse war zum Zeitpunkt des Schadensereignisses nahezu vollständig fertiggestellt. Es waren bereits die Installationen der Lüftungs- und Elektrotechnik fortgeschritten. Der Rohbau der Obergeschosse war für die größeren Gebäudekomplexe i. W. fertiggestellt, der Fertigstellungsgrad der gesamten Obergeschosse betrug etwa 70 %.

Die unterirdischen Bauwerke wurden als Weiße Wanne ausgeführt. Die Gründung der Bauwerke der HBG erfolgte als Flachgründung auf einer 90-100 cm starken Bodenplatte. Die Gründungsfläche war jedoch nicht eben ausgebildet, zahlreiche Bodenkanäle und sonstige Technikräume unterschiedlicher Nutzung bewirkten eine höhenmäßig starke Gliederung der Bauwerkssohle.

Am Standort der Baustelle wurde der Bemessungswasserstand für den Endzustand auf 53,85 mNN festgelegt, ausgehend von der Kote eines hundertjährigen Hochwassers von 53,35 mNN (Stand 1990) und einem Sicherheitszuschlag von 50 cm. Für den Bauzustand wurde der Hochwasserschutz auf die Marke 53,35 mNN entsprechend des hundertjährigen Hochwassers ausgebildet. Im Zuge des Baufortschrittes wurden die Spundwände des temporären Hochwasserschutzes abschnittsweise entfernt und dafür die aufgehenden Gebäudewände mittels Konsolen und einbetonierten Fugenbändern an die umlaufenden Schlitzwände angeschlossen (Bild 3).

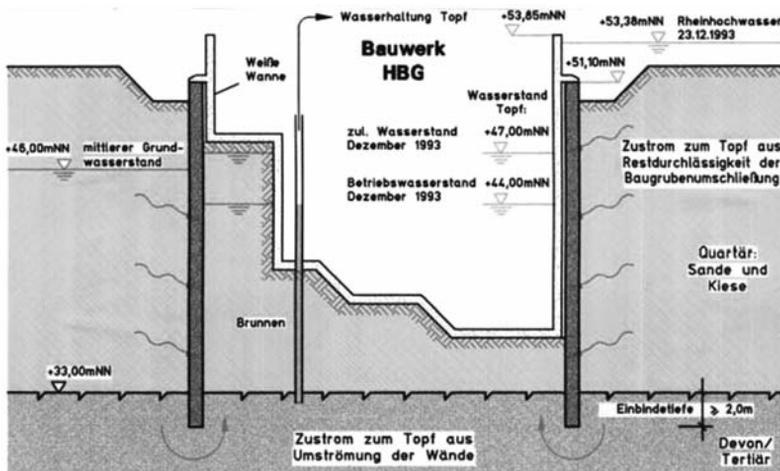


Bild 3: Schematische Darstellung des Hochwasserschutzkonzeptes mit Wasserhaltung

Innerhalb des Topfes wurde in der ersten Phase eine Wasserhaltung auf 35 mNN, also eine Absenkung bis unterhalb der Baugrubensohle, betrieben. Der Topfwasserstand sollte dann je nach Baufortschritt bis auf 47 mNN für den Endzustand angehoben werden. Auch im Endzustand musste die Auftriebssicherheit des Gebäudes wegen seines geringen Eigengewichtes ab einem Grundwasserstand von 47 mNN durch den Betrieb der Wasserhaltungsanlage gewährleistet werden. Da der mittlere Grundwasserstand außerhalb der Baugrube in der Regel zwischen 44 und 48 mNN liegt, musste im Endzustand tatsächlich nur innerhalb eines begrenzten Zeitraumes im Jahr gepumpt werden. Zum Zeitpunkt des Schadensereignisses war der Topfwasserstand auf ca. 44 mNN eingestellt.

## 2 Schadensereignis

Im Dezember 1993 sollte in der Hauptbaugrube der bauliche Hochwasserschutz für den Endzustand an der dem Rhein zugewandten Seite fertiggestellt sein. Während des Rheinhochwassers im Dezember 1993 zeigte sich jedoch, dass trotz bereits abgenommener Leistung kein ausreichender Hochwasserschutz gegeben war. Auf einer Länge von 38 m und in einem weiteren kleinen Teilstück von 1,5 m Länge war die Konsole, die das aufgehende Bauwerk wasserdicht mit der umlaufenden Schlitzwand verbindet, zwar bewehrt aber nicht betoniert worden (Bild 4).

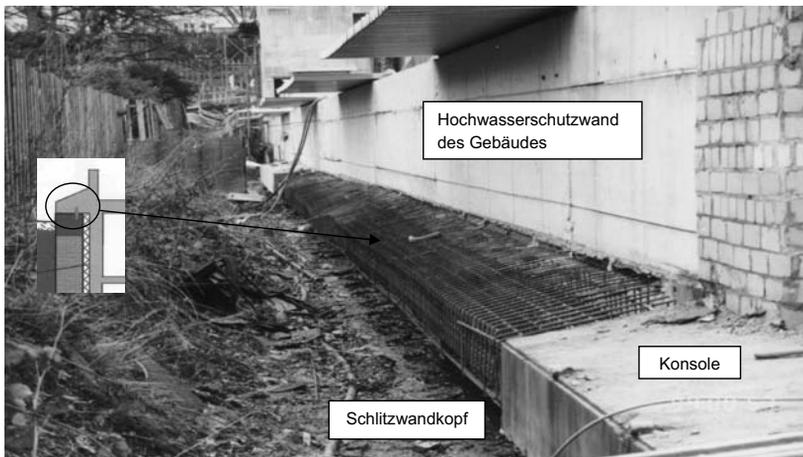


Bild 4: Lücke von 38 m im Hochwasserschutz (Aufnahme nach dem Schadensereignis)

Die während der ersten Bauphase in den Kopfbalken der Schlitzwand eingestellte Spundwand war bereits abgetrennt worden, so dass der Schlitz zwischen Bauwerk und Schlitzwand ungeschützt war. Auch bei Herannahen des Hochwassers waren diese Lücken des Hochwasserschutzes den Verantwortlichen offensichtlich nicht bekannt oder es wurde diesen keine Bedeutung beigemessen. Beim Rheinhochwasser im Dezember 1993 drang nun Wasser im Bereich der o. g. Fehlstellen in den Spalt zwischen Schlitzwand und Außen-

wand der Bauwerke in den Baugrubentrog ein. Der Wasserzuström füllte zunächst die unter dem Bauwerk im Baugrund vorhandene Wasserspeicherkapazität von ca. 3.500 m<sup>3</sup> und anschließend binnen kurzer Zeit den nur wenige Kubikmeter fassenden Spalt, was einen sehr raschen Anstieg des Wasserstandes im Baugrubentopf bewirkte. Die Wasserhaltungsanlage konnte diesen unplanmäßigen Wasserzuström nicht fassen und mit steigendem Wasserspiegel erhöhte sich die Auftriebskraft. In den Bereichen der HBG mit geringerer Auflast wurde schließlich die auftreibende Kraft größer als die Belastung infolge des vorhandenen Eigengewichtes und das Gebäude begann aufzuschwimmen. Anhand der Aufzeichnungen der Wasserstände und hydraulischen Berechnungen lässt sich die zeitliche Entwicklung der Auftriebslasten gut nachvollziehen.

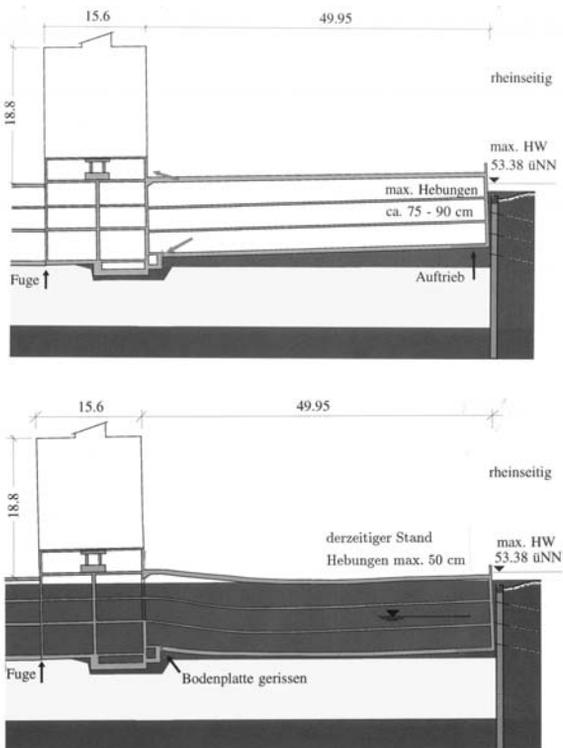


Bild 5: Schematisch dargestellter Ablauf des Schadenshergangs für die Tiefgarage

Das Aufschwimmen hatte eine Kraftumlagerung im gesamten Tragsystem zur Folge. Die leichten Gebäudeteile, wie z. B. die Tiefgarage ohne Überbauung, stützten sich zunächst gegen die durch aufgehende Geschosse schwereren Bereiche ab, bis auch diese aufschwammen (Bild 5).

Diese Kraftumlagerungen verursachten ein Anheben und Verdrehen des gesamten Bauwerkes, verbunden mit schweren Schäden an den tragenden und raumabschließenden Bauteilen. Die größten Beanspruchungen traten dabei am Übergang von der Tiefgarage zu den überbauten Gebäudebereichen auf.

Nachdem durch vorhandene Öffnungen sowie durch undichte Stellen und zunehmende Schäden am Bauwerk genügend Wasser in die Untergeschosse der HBG eingedrungen war, reduzierte sich die Auftriebswirkung und das Bauwerk begann sich wieder zu setzen (Bild 5). Weil aber die Gründungssohle eine Vielzahl von Versätzen und Versprüngen aufweist, die während des Hebungsvorganges durch nachrutschenden, natürlich anstehenden Kiessand verfüllt wurden, konnte sich das Gebäude nicht mehr vollständig in seine ursprüngliche Lage zurückbewegen. Es verblieb in einer angehobenen verformten Lage mit zunächst unbekanntem Hohlräumen unter der Bodenplatte.

Unmittelbar nach dem Schadensereignis wurde die Lage der Decke über dem 1. UG geodätisch vermessen. Die verbliebenen Lageverschiebungen und Schiefstellungen des Gebäudes ging weit über die üblichen Maßtoleranzen hinaus. Am 23.12.93 differierten vertikale Verformungen zur Soll-Lage um bis zu 75 cm. Bei einer zweiten Messung am Folgetag wurden Rücksetzungen zwischen 2 cm und 38 cm registriert. Im weiteren zeitlichen Verlauf gingen die Hebungen im Vergleich zu diesen kurzfristigen großen Rücksetzungen im überwiegenden Teil der HBG nur noch geringfügig zurück. Im Mai 1994 differierte die aktuelle Lage der Decke über dem 1. UG zur Soll-Lage zwischen -2,4 cm (Setzung) und 51,8 cm (Hebung).

Neben den erheblichen Schäden an der Betonstruktur des Bauwerkes, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, wurde auch die vorhandene Wasserhaltungsanlage durch die Hebungen und anschließenden Rücksetzungen stark beschädigt. Die Grundleitungen zur Verbindung der einzelnen Brunnen untereinander war unterbrochen und Kiessand wurde in die Brunnenschächte eingespült. Die Filterrohre der Brunnen waren teilweise aus dem Baugrund herausgerissen. Daher war die Förderleistung der vorhandenen Brunnen deutlich eingeschränkt.

An der Schlitzwand bzw. am Schlitzwandkopf wurden durch erste Untersuchungen und nachfolgend im Zuge der Wiederherstellung des temporären Hochwasserschutzes durch Spundwände Schäden in Form von Rissen erkennbar, die zwar die Standsicherheit nicht gefährdeten, jedoch zu Leckagen in den Schlitzwänden geführt hatten. Durch diese Leckagen hatte sich der normierte Zustrom zum Baugrubentopf von ca.  $15 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{m})$  vor dem Schadensereignis auf ca.  $30 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{m})$  nach dem Schaden etwa verdoppelt.

### **3 Erkundung der Schäden und Sanierungsprinzipien**

Schon bald nachdem die Schadensursachen bekannt waren und der Schadensumfang abgeschätzt werden konnte, wurde begonnen, mögliche Sanierungsvarianten hinsichtlich technischer Machbarkeit, Kosten, verbleibender Nutzungseinschränkungen und Risiken zu diskutieren. Dabei wurden auch Varianten betrachtet, die beinhalteten, das bisherige Konzept der Wasserhaltung zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit aufzugeben. Bei diesen Varianten sollte die Auftriebssicherheit über Wurzelpfähle oder durch Erhöhung des

Eigengewichts des Gebäudes durch Ausbetonieren der untersten Geschossebene gewährleistet werden. Als weitere Möglichkeit stand auch der Totalabriss zur Diskussion. Zu verschiedenen Zeitpunkten mit unterschiedlichem Kenntnisstand wurden die verschiedenen Varianten unterschiedlich stark präferiert, wobei neben dem Abriss und Neubau zunehmend Varianten unter Beibehaltung des ursprünglichen Systems der Auftriebssicherung weiter diskutiert wurden. Dabei sollte die Wiederherstellung der Dichtigkeit der Weißen Wanne alternativ über das vollständige Ausbetonieren des dritten Untergeschosses der stark geschädigten Tiefgarage sowie einer 0,8 bis 1,0 m dicken Aufbetonsohle in den übrigen Bereichen erfolgen oder durch Herstellung einer ca. 2,5 m dicken Ersatzbetonsohle im gesamten Bauwerksbereich.

Die Festlegung des endgültigen Sanierungs- und Weiterbaukonzeptes erfolgte, nachdem der bundeseigene Sender „Deutsche Welle“ als neuer Nutzer feststand.

### **3.1 Erkundung der Schäden**

Als Basis für die weitere Sanierungsplanung wurden über eine übliche Schadensaufnahme hinausgehende Erkundungen zu den vorliegenden Gründungsverhältnissen und zum Zustand des Bauwerkes durchgeführt sowie konzeptionelle Randbedingungen für die Instandsetzung festgelegt. Im Weiteren wird hier nur auf die Erkundungsphase 1 eingegangen, die folgende Untersuchungsschwerpunkte beinhaltet:

- Erkundung der Situation unter der Bodenplatte, d. h. Feststellung von Hohlräumen und Auflagerbereichen unter der Bodenplatte sowie die Erkundung der Beschaffenheit des Untergrundes hinsichtlich seiner Tragfähigkeit
- Vermessung der bestehenden Baukörper in allen Rasterpunkten und Ebenen
- Festlegung von konzeptionellen Randbedingungen für die Lagesicherung, die Wasserhaltung und den Hochwasserschutz

Die vorhandenen Abweichungen von der Sollage ließen auf Hohlräume und Baugrundbewegungen unter der Bodenplatte schließen, die auf erhebliche Abweichungen zwischen dem vorhandenen und dem den Standsicherheitsnachweisen zugrunde gelegten Gründungssystem hindeuteten.

Für die notwendigen Baugrundsondierungen und Hohlraumuntersuchungen unterhalb der Bauwerkssohle musste die vorhandene Bodenplatte mit ca. 260 Kernbohrungen mit Durchmessern von 50 mm und 85 mm durchbohrt werden.

Durch die Kernbohrungen hindurch wurden 20 Bohr- und 262 Schwere Rammsondierungen in den anstehenden Baugrund durchgeführt. Als Ergebnis stellte sich positiv heraus, dass es, abgesehen von Böschungsrutschungen in den Bereichen der Höhenversprünge der Bodenplatte, zu keinen wesentlichen Baugrundbewegungen gekommen war, die zu einer Beeinträchtigung der Tragfähigkeit des Baugrundes hätten führen können. Dementsprechend waren keine Maßnahmen zur Baugrundstabilisierung erforderlich.

Die Untersuchung der Hohlraumsituation unter der Bodenplatte erfolgte mit Hilfe eines Videoendoskops. Mit diesem konnte neben den Aufschlüssen über Art und Umfang der Hohlräume unterhalb der Bodenplatte auch Strukturschäden und die Auflagerbereiche der hohlliegenden Gebäudestrukturen erkundet und erfasst werden.

Das Endoskop wurde durch die Kernbohrungen unter die Bodenplatte geführt (Bild 6). Damit konnten die Hohlräume nach allen Seiten hin erkundet werden. Auch die Unterseite der Bodenplatte konnte somit betrachtet werden, sofern sich die Sauberkeitsschicht von der Bodenplatte gelöst hatte. Beim Durchfahren des Endoskops durch die Kernbohrungen wurde die Bodenplatte im Hinblick auf vorhandene Gefügestörungen untersucht.

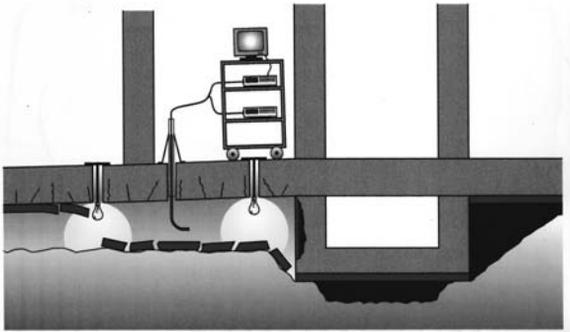


Bild 6: Schematische Darstellung der videoendoskopischen Untersuchungen

Die Auswertung der Untersuchungen bestätigte, dass das Gebäude lediglich entlang weniger linienförmiger Auflagerstellen entlang der Höhenversprünge der Bodenplatte auflaß. Ansonsten lag das Gebäude großflächig hohl, die Bodenplatte war im Bereich der Tiefgarage bereichsweise bis zu 65 m ohne Auflager, was die starken Verformungen der Tiefgarage und die starken Zugschäden in den Stützen und deren Anschlüsse in die Decken erklärt.

Entlang der Schlitzwand waren Abplatzungen an der Unterseite der Bodenplatte mit z. T. freiliegender Bewehrung zu erkennen. Dies bekräftigte weiter die Vermutung, dass sich das Bauwerk dort verkantet hatte, wodurch die relativ hohen verbliebenen Verformungen in diesem Bereich erklärt werden konnten. An der rheinzugewandten Schlitzwanddecke sowie an einer weiteren Stelle konnte strömendes Wasser im Hohlraum unterhalb der Bodenplatte beobachtet werden. Dies ließ auf Schlitzwandschäden an diesen Stellen schließen.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde anhand von mechanischen Tiefenmessungen das Gesamtvolumen des unter der Bodenplatte befindlichen Hohlraumes auf ca. 6.300 m<sup>3</sup> abgeschätzt. Diese Hohlräume unter der Bodenplatte mussten zur Lagestabilisierung des gesamten Bauwerks verfüllt werden.

Zur Bestimmung von geeigneten Verfüllmaterialien wurden zahlreiche Eignungsuntersuchungen für auf dem Markt befindliche Suspensionen durchgeführt. Neben allgemeinen Anforderungen bezüglich gleichbleibender und dauerhafter Qualität der Ausgangsstoffe und der erhärtenden Masse, einfache Herstellung/Anwendung und Umweltverträglichkeit waren insbesondere Anforderungen an die Verarbeitbarkeit, Pumpbarkeit und Fließfähigkeit der frischen Mischungen sowie Anforderungen an die im Hohlraum erstarrende und erhärtete Masse zu stellen:

- Absetzmaß  $a < 2 \%$
- Einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen  $> 600 \text{ kN/m}^2$
- Verformungsmodul ( $E_{30/70}$ ) nach 28 Tagen  $> 80 \text{ MN/m}^2$
- geringfügiges Quellvermögen ohne lastwirksame Quelldrücke
- geringe Schwindneigung
- mechanische Erosionsbeständigkeit
- geringe Viskosität, um einen hohen Verfüllungsgrad zu erreichen

Dabei interessierte aus Sicht der Tragwerksplanung insbesondere das Absetzverhalten und die Eindringung der Suspension in den Baugrund. Zum einen musste nach der drucklosen Verfüllung für die anschließende Spaltinjektion ein definierter Spalt unter der Bodenplatte garantiert werden, zum anderen durfte die Suspension nicht zu tief in den anstehenden Kiessand eindringen, weil diese Baugrundsicht zwischen Bodenplatte und undurchlässigem Tertiär in weiten Bereichen nur einige Dezimeter dick war und die Durchlässigkeit der Kiessandschicht Voraussetzung für die Funktionstauglichkeit der Wasserhaltung war.

### 3.2 Konzeptionelle Randbedingungen zur Sanierung

Die unterhalb der Bauwerkssohle erkundeten Hohlräume sollten hohlraumfrei und kraftschlüssig verfüllt werden. Dabei war die Verfüllung so anzulegen, dass eine möglichst gleichmäßige Bettung der Bodenplatte über hinreichend gleichmäßige Verfüll- und Verpressdrücke erreicht wird. Zur Stabilisierung des Bauwerkes wurden folgende Randbedingungen festgelegt:

- Nahezu „drucklose“ Hohlraumverfüllung unterhalb der Bodenplatte mit dem Ziel der hohlraumfreien Verfüllung der größeren Hohlräume und Herstellung eines kraftschlüssigen Kontaktes zwischen Hohlraumverfüllung und der unterlagernden Bodenschichten.
- Spaltinjektion mit Druck zur Sicherstellung des Kraftschlusses zwischen Sohlplatte und Hohlraumverfüllung. Bei Hohlraumstärken unterhalb von ca. 0,05 bis 0,10 m ist die Spaltinjektion als alleinige Verfüllmaßnahme vorzusehen.

Der erreichte Kraftschluss sollte über erste Hebungstendenzen der Bodenplatte kontrolliert werden. Dabei waren folgende Grenzwerte zur Vermeidung von zusätzlichen Schäden einzuhalten:

- Maximaler Druck von  $p = 0,3 \text{ bar}$  auf die Bodenplatte im Bereich der Tiefgarage
- Maximaler Druck von  $p = 1,0 \text{ bar}$  auf die Bodenplatte in den restlichen Bereichen
- Maximale Hebung der Bodenplatte von  $s = 2 \text{ mm}$ .

Die Auftriebssicherung des Bauwerkes sollte weiterhin durch Regulierung des Topfwasserstandes mittels einer Wasserhaltungsanlage erfolgen. An diese Anlage wurden zur Gewährleistung eines sicheren Betriebs folgende Forderungen gestellt:

- Redundante Auslegung der Pumpen für den Bauzustand
- Redundante Auslegung der Brunnen und Pumpen für den Endzustand
- Installation eines Warnsystems für den Fall des Ausfalls der Pumpen
- Einrichtung einer Notstromversorgung
- Zusätzliche Installation eines Überlaufsystems mit Wasserreservoir zur Verhinderung des Aufschwimmens selbst für den Fall des vollständigen Ausfalls der Wasserhaltungsanlage

Aufgrund des Jahrhunderthochwassers vom Dezember 1993 sowie eines vergleichbaren Hochwasserereignisses im Januar 1995 wurden für die Sanierung und den Weiterbau des Schürmann-Baus neue Bemessungswasserstände bzw. Hochwasserschutzkoten festgelegt:

- Höhe des Hochwasserschutzes für den Bauzustand: 53,85 mNN
- Höhe des baulichen Hochwasserschutzes im Endzustand: 54,00 mNN
- Höhe des mobilen Hochwasserschutzes im Endzustand: 55,00 mNN

## **4 Bauausführung der Sanierungsmaßnahmen**

Die vordringlichste Bauaufgabe war zunächst die Wiederherstellung der Auftriebs- und Lagesicherheit. Dies beinhaltete zum einen die Wiederherstellung einer funktionstüchtigen Wasserhaltungsanlage und eines Hochwasserschutzes, zum anderen das Auffüllen der unter der Bodenplatte befindlichen Hohlräume für eine gleichmäßige Bettung und einen gesicherten Lastabtrag des Gebäudes.

### **4.1 Lagesicherung**

Vorlaufend zur eigentlichen Bauausführung wurde das letztendlich zur Ausführung vergebene Verfahren zur Lagesicherung planmäßig in einem großmaßstäblichen Versuchskasten sowie in einem Testfeld im Bauwerk getestet. Dabei konnten die an die Verfüllung gestellten Anforderungen mit der eingesetzten Gerätetechnik sowie für die eingesetzten Materialien erfüllt werden.

Für die Verfüllung mussten insgesamt ca. 3.900 Kernbohrungen in einem Raster von 2,60 m durch die 1 m dicke Bodenplatte erstellt werden. Die drucklose Hohlraumverfüllung erfolgte abschnittsweise beginnend mit den tiefsten Bodenplattenbereichen. Die Qualität des eingebrachten Materials wurde kontinuierlich überprüft. Insgesamt 6.282 m<sup>3</sup> Zement-Bentonit-Suspension Protomix DN mit einem Feststoffgehalt von 190 bzw. 200 kg/m<sup>3</sup> wurden im Zeitraum vom 16.07.1997 bis 26.08.1997 in die Hohlräume gepumpt.

Nachdem die Hohlraumverfüllung abgeschlossen war, wurden im Zuge der anschließenden Spaltinjektion zwischen dem 27.08.1997 und dem 02.10.1997 weitere 403 m<sup>3</sup> Suspension unter der Bodenplatte verpresst.

Ein wesentlicher Teil der Qualitätskontrolle während der Spaltinjektion war die Überprüfung der vorgegebenen Randbedingungen und Vorgaben. Einerseits mussten der Druck unter der Bodenplatte und die erzielten Verformungen groß genug sein, um eine Reaktivierung der z. T. unter Zug stehenden Stützen des 4. Untergeschosses zu erwirken, andererseits durften die Verformungen aber auch nicht zu groß werden, um keine zusätzlichen Schädigungen in das Bauwerk einzutragen.

Die aufgebrauchten Drücke wurden anhand von Druckmengenschreibern aufgezeichnet. Die Erzeugung eines Ruhedruckes wurde jeweils nach chargenweisem Einbringen von 50 l Injektionsvolumen durch Abschaltung der Injektionspumpe und Beobachtung des Druckabfalls über einen Zeitraum von ca. 3 bis 5 Minuten überprüft. Der Arbeitsdruck wurde auf die Entwicklung dieses Ruhedruckes abgestimmt.

Zur Überprüfung der Verformungen wurde ein umfangreiches Messprogramm eingerichtet.

Bild 7 zeigt einen Teilausschnitt des Grundrisses mit den Lagen der einzelnen Messstellen. An den Stützen und Wänden über Halterungen und auf den Bodenplatten über Stative wurden Messlatten installiert (Quadrate in der Grundrisskizze).

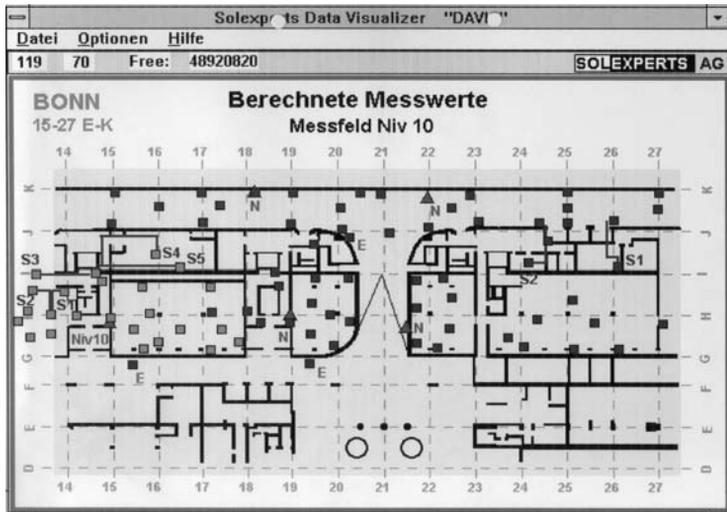


Bild 7: Lage von Messstellen zur kontinuierlichen Überwachung der Hebungen

Die Verformungen wurden über Feinnivelliergeräte (Dreiecke mit Bezeichnung „N“ ) abgelesen. Die Messlatten wurden automatisch vom Nivellier angefahren und fokussiert. Der Strichcode wurde abgefragt und die aufgezeichneten Messdaten an zentrale Datenauswertestationen weitergegeben, wo sie kontinuierlich ausgewertet wurden.

In Bild 8 ist eine typische Messkurve für einen willkürlich ausgewählten, auf der Bodenplatte in Feldmitte aufgestellten Messpunkt gegeben. Die maximalen Verformungen erreichten bei der Injektion die angestrebten 2 Millimeter, wonach der Injektionsvorgang gestoppt wurde, weil das Verformungskriterium erreicht wurde. Nach Abschalten der Pumpe fielen die Verformungen in der Folgezeit auf eine verbleibende Restverformung von ca. 1,2 mm ab. Die Verformungen wurden über einen Zeitraum von im Regelfall ca. 2-3 Tagen nachkontrolliert, bis das Verfüllmaterial abgebunden war und auch die angrenzenden Bearbeitungsabschnitte verpresst waren.

Nach Abschluss der Spaltinjektion wurde der Erfolg der Maßnahme zur Lagesicherung mittels Kernbohrungen durch die Bodenplatte kontrolliert. Bei Befahrungen dieser Kontrollbohrungen mit dem Endoskop wurden nur vereinzelt Restspalte von wenigen Millimetern entdeckt. Diese Bereiche wurden anschließend nachgebessert. Die Kontrollbohrungen wurden auch genutzt, um zusätzliche Materialproben vom eingebauten Suspensionskörper zu erhalten. Mit diesen Proben wurden eine zusätzliche stichprobenartige Überprüfung der mechanischen Eigenschaften Druckfestigkeit und Verformungsmodul des neuen Gründungskörpers durchgeführt.

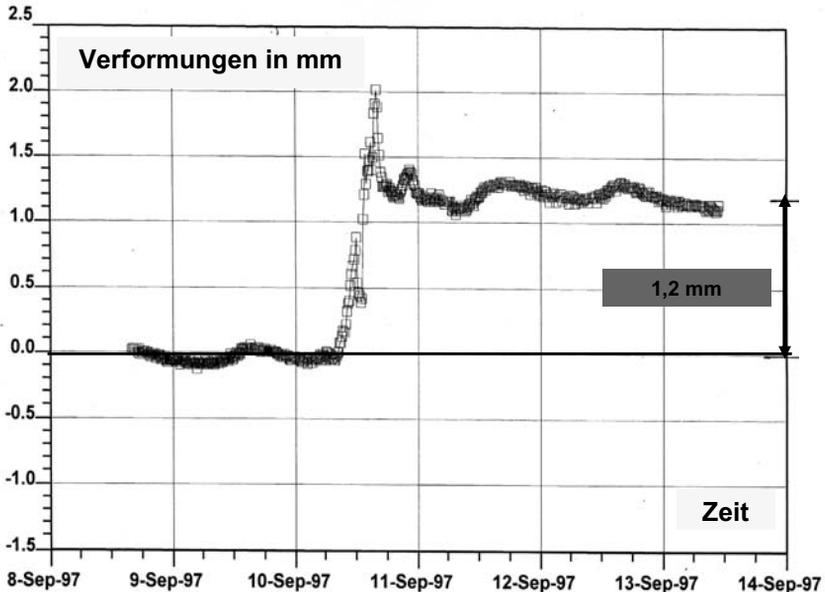


Bild 8: Typischer Verlauf einer Hebungsmessung in Feldmitte eines Injektionsbereiches

#### 4.2 Neue Wasserhaltungsanlage

Die alte Wasserhaltungsanlage mit den vier Brunnen war in ihrer Funktion so stark gestört, dass sie nicht weiter verwendet werden konnte. Somit musste noch vor der Lagesicherung eine neue Brunnenanlage eingesetzt werden, damit die Verpressarbeiten unter der Bodenplatte im trockenen Zustand durchgeführt werden konnten. Die Anzahl der Brunnen musste dabei erheblich vergrößert werden, da zu befürchten war, dass bei den Hohlräumverfüllungen die Filterstrecke der Brunnen zugesetzt werden und damit die Brunnen nicht mehr weiter genutzt werden können. Insgesamt wurden fünfzehn neue Brunnen mit einem Durchmesser von 600 mm erstellt. Zwischenzeitlich konnte im Wesentlichen aufgrund des Sanierungserfolges bei den Schlitzwandwandleckagen und der Auswertung der laufenden Wasserhaltung die Anzahl der Brunnen auf elf reduziert werden.

Der Brunnenfuß befindet sich etwa 1 m tief in der Tertiärschicht. In diesem Teil ist auch die Pumpe installiert. Unterhalb der Brunnen ist eine Pufferschicht angeordnet, um nachträgliche Bauwerksbewegungen kompensieren zu können. Die Einbindung in der Bodenplatte wurde mit einem Überschubrohr wasserdicht angeschlossen, so dass der Brunnen dadurch in der Höhenlage gesichert ist. Für die Brunnen sind zwei verschiedene Betriebsmöglichkeiten vorgesehen: Zum einen der Betrieb über die Einzelbrunnen während der Bauzeit und zum anderen über eine Freiflussleitung, sobald die Auflast in entsprechender Höhe vorhanden ist.

Bei Betrieb über die Freiflussleitung sind alle Brunnen mit einem zentralen Pumpenschacht verbunden, aus dem das anfallende Wasser zum Vorfluter gepumpt wird. An den Pumpschacht ist ein weiteres Wasserreservoir angeschlossen. Wenn etwa durch Ausfall der Stromzufuhr oder sonstige Störungen die Pumpen nicht fördern, läuft der Pumpschacht über in dieses etwa 1.000 m<sup>3</sup> große zusätzliche Wasserreservoir. Hierdurch ist eine Reaktionszeit von etwa zwei Tagen zur Behebung von Störungen gegeben. In dieser Zeit muss die Stromversorgung wieder sichergestellt und die Pumpen wieder in Betrieb sein, sonst setzt eine automatische Flutung der Untergeschosse ein.

Die Wasserstandsdaten werden in einer Steuerungsanlage gesammelt und über einen Rechner ausgewertet. Bei Überschreitung von aus Langzeitbeobachtungen abgeleiteten Grenzwerten werden automatisch Störmeldungen ausgelöst und an entsprechende Kontroll-einrichtungen gesendet.

### 4.3 Neuer baulicher Hochwasserschutz

Der neue bauliche Hochwasserschutz wurde überwiegend durch eine Verlängerung der Schlitzwand hergestellt (Bild 9, Bild 10). Teilweise verläuft der Hochwasserschutz auch auf der Decke über der Tiefgarage, so dass an dieser Stelle eine Abdeckfuge zwischen Schlitzwand und Gebäud e hergestellt werden musste. Der permanente Hochwasserschutz wurde gegenüber dem der Baumaßnahme für den Bundestag um 15 cm von 53,85 mNN auf eine Kote von 54,0 mNN erhöht. Durch das bereichsweise Montieren eines mobilen Hochwasserschutzes ist eine maximale Hochwasserlinie von 55,0 mNN erreichbar.

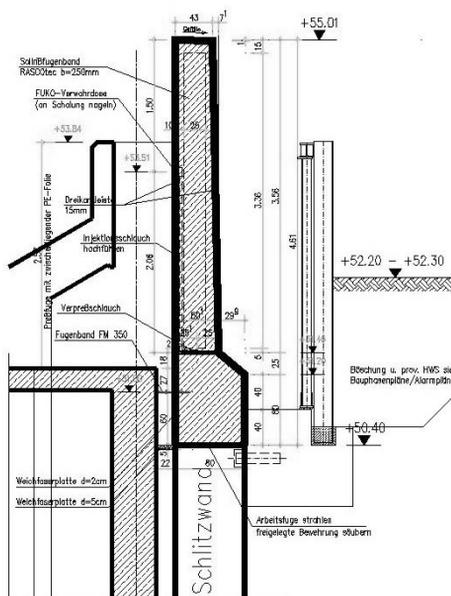


Bild 9: Baulicher Hochwasserschutz mit vorgelagertem temporären Hochwasserschutz



Bild 10: Abschnittsweise Herstellung des Hochwasserschutzes

Durch die erfolgreich abgeschlossenen Maßnahmen zur Wiederherstellung einer funktionsfähigen Wasserhaltung, eines vollständig geschlossenen Hochwasserschutzes sowie einer gesicherten Lage und Gründung konnten in der Folge die weiteren Sanierungsschritte an der eigentlichen Betonstruktur des Bauwerks sowie der nachfolgende Weiterbau erfolgen. Die Sanierungsarbeiten wurden im Dezember 1999 vollständig abgeschlossen, die Fertigstellung des gesamten Rohbaus wurde September 2000 erreicht. Nach den anschließenden Ausbauarbeiten und der Installation der Rundfunktechnik wurde der endgültige Sendebetrieb aus dem neuen Gebäude in Bonn Ende 2003 aufgenommen.

## 5 Literatur

- J. Eibl, C. Ruckebrod, F.-H. Schlüter, H. Haß, M. Löffler, C. Schmid – Hochwasserschäden am Schürmannbau Teil 1: Entwicklung, Ursache, Umfang, erste Sanierungsprinzipien, Beton- und Stahlbetonbau, August 2003.
- J. Eibl, C. Ruckebrod, F.-H. Schlüter, H. Haß, M. Löffler, C. Schmid – Hochwasserschäden am Schürmannbau Teil 2: Schadensfeststellung und Voruntersuchungen zur Konzeption der Instandsetzungs-, Um- und Weiterbaumaßnahmen, Beton- und Stahlbetonbau, August 2003.
- C. Ruckebrod, F.-H. Schlüter, H. Haß, M. Löffler, C. Schmid – Hochwasserschäden am Schürmannbau Teil 3: Wiederherstellung der Lagesicherheit, Beton- und Stahlbetonbau, August 2003.

# Nicoll Highway Collapse: Evaluation of Geotechnical Factors Affecting Design of Excavation Support System

A.J. Whittle, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, USA,  
R.V. Davies, Benaim (UK), Bath, UK,

**ABSTRACT:** This paper summarizes the site characterization, selection of soil parameters and analyses of soil-structure interaction that affected the design of the support system for the Circle Line Stage 1 excavations at contract C824, adjacent to the Nicoll Highway. Features of the local stratigraphy included a buried channel in the underlying Old Alluvium which affected directly the installation of perimeter diaphragm wall panels. Surface settlements and pore pressures measured prior to construction strongly suggest on-going consolidation of the Marine Clay due to land reclamation in the 1970's. From the evidence available, the Authors concluded that the lower Marine Clay unit was underconsolidated resulting in a relatively low undrained shear strength of the clay in relation to the total overburden pressure. Uncertainties existed in drainage conditions in the Old Alluvium and despite extensive post-failure investigations, the installed locations, behavior and mass properties of jet grout pile-rafts remain highly uncertain. The original analysis of soil-structure interaction was carried out using nonlinear finite element methods with linearly-elastic, Mohr-Coulomb (MC) models to represent the soil behavior. The use of this soil model together with drained effective stress strength parameters ( $c'$ ,  $\phi'$ ), in an undrained setting, greatly overestimated the undrained shear strength of the Marine Clay in the original design leading to a serious underestimation of computed wall deflections, bending moments and the mobilization of forces in the JGP pile-rafts.

## 1 INTRODUCTION

The government of Singapore has acted quickly to investigate the causes and contributory factors leading to the collapse of the Nicoll Highway on April 20<sup>th</sup> 2004. The Committee of Inquiry report (COI, 2005) identified two key errors in the design of the temporary lateral earth support system for the adjacent excavation of the Circle Line, contract C824: 1) under-design of the diaphragm wall due to the method of analyzing soil-structure interaction; and 2) under-design of the waler connections in the strutting system. The Authors contributed to the Committee of Inquiry as experts appointed by LTA. This paper reviews the geotechnical factors leading to the under-design of the diaphragm wall.

Figure 1 illustrates the original design of the lateral earth support system in the area where the collapse initiated (type M3, Fig. 2). The construction involved a 33.3m deep, cut-and-cover excavation which is approximately 20m wide. The excavation support system includes 0.8m thick diaphragm walls which extend through deep layers of Estuarine and Marine clays (Kallang formation) and are embedded a minimum of 3m within the underlying Old Alluvium (layer SW-2). The walls are supported by a total of ten levels of pre-loaded, cross-lot bracing and by two rafts of continuous Jet Grout Piles (JGP). The Upper JGP raft is a sacrificial layer that is excavated after installation of the 9<sup>th</sup> level of struts. Collapse occurred on April 20<sup>th</sup> 2004 following excavation of the Upper JGP (to an elevation of approximately 72.3m RL, Fig. 1) over a distance of 30m from the TSA shaft, Figure 2. At this stage none of the level 10 struts had been installed.

The principle of the earth support system can be well understood by considering horizontal equilibrium of forces below the lowest level of installed bracing: For excavations in low permeability clays, there is minimal migration of pore water during the timeframe of construction and hence, the clay undergoes undrained shearing at its in-situ water content. Assuming that the wall translates as a rigid body, the limiting horizontal stresses can be estimated from Rankine earth pressure theory. To a first approximation, the net driving pressure (difference between total active and passive earth pressure) on the wall,  $\Delta p \approx (\gamma H - 4s_u)$ , where  $\gamma$  is the average total unit weight of the overburden soils, H is the current excavation depth and  $s_u$  the undrained shear strength of the clay (below the excavated grade). For cases where  $\Delta p > 0$  (i.e.,  $\gamma H > 4s_u$  – which commonly occurs for deep excavations in soft-medium clays), the wall must transfer the net earth pressure forces to the overlying bracing system and/or span between the bracing system and an underlying bearing layer (such as the Old Alluvium, Fig. 1). For the cut-and-cover sections of the Circle Line contract C824, the JGP rafts have been included to increase the shear strength of the materials below the excavated grade and hence, increase the available passive resistance. The actual design of the earth support system was based on non-linear finite element methods which simulate the mobilization and redistribution of the earth pressures, flexure of the wall and strutting system at each stage of the excavation.

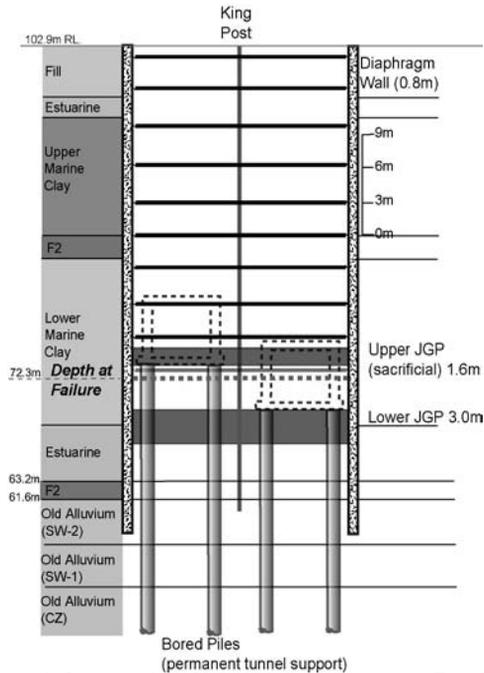


Figure 1. Cross-section of excavation support system, Type M3 (soil profile is based on borehole ABH-32)

## 2 SITE CHARACTERIZATION AND SOIL PROPERTIES

Figure 2 shows the locations of the pre- and post-tender boreholes (M and ABH series, respectively), that were used to establish the site stratigraphy for the cut-and-cover tunnel sections adjacent to the TSA shaft. The site is located on the west bank of the Kallang River south of Nicoll Highway in an area of reclaimed land. The Merdeka bridge, Figure 3, was constructed in 1956 (Hollis-Bee, 1956) following reclamation of the area between Beach Road and Nicoll Highway in the 1930's and 1940's. Further reclamation south of Nicoll Highway was not completed until 1976. The aerial photo from 1969 confirms that the TSA shaft and adjacent sections of the cut-and-cover tunnels (Type M3) are located beneath the land that was reclaimed during the 1970's. The characteristic soil profile includes 4.5–5.0m of fill underlain by 30–35m of Kallang formation soil deposits and the Old Alluvium. The engineering geology of these main soil units has been extensively documented by Pitts (1983, 1984). The underlying Old Alluvium is generally assumed to date from the early Pleistocene and was formed principally as terrace deposits from a large braided river system that covered much of South East Asia (Gupta et al., 1987). Erosion of these deposits produced a network of deep paleo-channels within the Old Alluvium beneath Singapore (Pitts, 1983; Davies, 1984).

The paleo-channels are infilled with more recent units of the Kallang formation. Bird et al. (2003) have recently reviewed the age and origins of the Kallang soil deposits based on the

history of sea level changes that have occurred during the quaternary period. The formation includes two main units of Marine clay that were formed when the Straits of Singapore were inundated, while transitional units (estuarine, E; and fluvial, F) were formed during periods when the sea level was more than 25m below its present level. According to Bird et al., 2003, the Lower Marine Clay (LMC) dates from the last interglacial period (approximately 120,000 years ago), while the Upper Marine Clay (UMC) is a holocene deposit (formed less than 10,000 years ago).

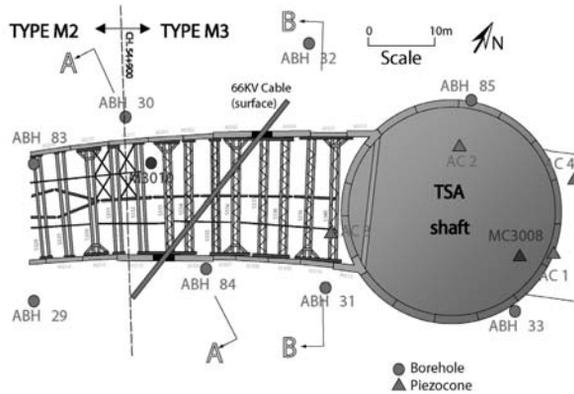


Figure 2 Plan showing location of diaphragm wall panels, 9<sup>th</sup> level strutting system and site investigation

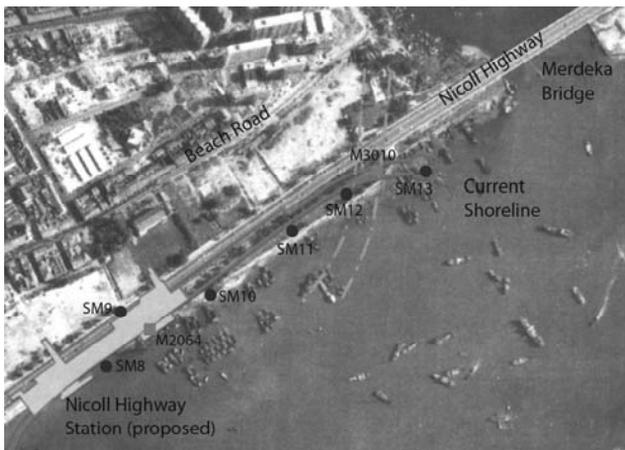
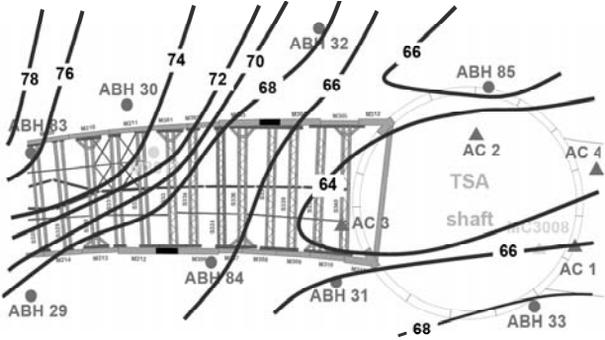


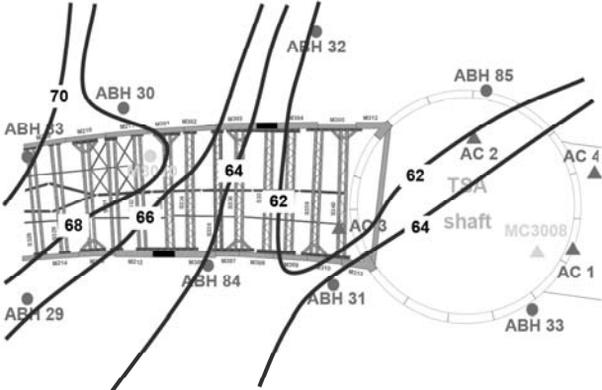
Figure 3. Aerial photo of project site in 1969

For practical purposes (e.g., estimation of undrained shear strength) there is little to distinguish the lower Estuarine and Marine clay units of the Kallang formation (both have plasticity indices,  $I_p = 35-55\%$ , while the Estuarine has a slightly higher liquid limit,  $w_L = 70-100\%$  than LMC,  $w_L = 65-80\%$ ). However, it is more difficult to define the interface between the lower

Kallang units (which include transitional fluvial units of sands and clays, F1 and F2) and the more weathered Old Alluvium. At the C824 site, most of the Old Alluvium is classified as very dense silty sands transitioning with depth to very stiff to hard, silty clay. The SPT blowcount increases markedly with depth in the Old Alluvium, ranging from  $N = 10\text{--}20$ blows/300mm (i.e., blows/foot, bpf) near the upper surface to  $N > 100$ bpf typically over a depth of 6m – 10m. In order to simplify the interpretation of the local geology it is convenient to define the top of the Old Alluvium based on measured SPT blowcount,  $N > 30$ bpf corresponding to material which can provide adequate toe resistance for the diaphragm wall. Figures 4a and b show elevation contours of the base of the Lower Marine Clay (or Estuarine) unit and top of the Old Alluvium at the C824 site (the ground surface is level at 102.9m RL across the site). There is a well defined channel in the Old Alluvium (Fig. 4b) which extends in a North-South direction across the line of the cut-and-cover tunnels and reaches a maximum depth of 42m close to the TSA shaft. At this same location the Lower Marine Clay extends to a depth of approximately 40m. The Old Alluvium rises progressively moving westwards along the tunnel alignment (types M3 and M2), while the Marine Clay remains deeper along the southern side of the tunnels. More detailed observations of the borings indicate transitional fluvial sand units (F1) between the Old Alluvium and Marine Clay on the North side of the tunnels, and fluvial clay units (F2) on the South side.



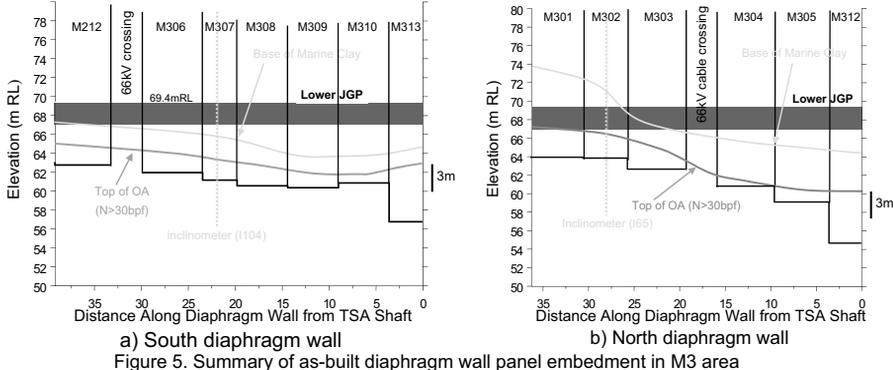
a) Contours of base of Lower Marine Clay (m RL)



b) Contours showing top of Old Alluvium ( $N > 30$ bpf)

Figure 4. Elevation contours derived from pre- and post-tender borehole data

The elevation contours affect the construction of the lateral earth support in two key respects: i) The installation depth of diaphragm wall panels should ensure adequate embedment in the Old Alluvium to achieve toe fixity. The original intent of the design was to achieve 3m embedment within the Old Alluvium (Fig. 1). However, construction records show that the individual panels of the diaphragm wall were actually installed to specified design elevations rather than embedment requirements, Figure 5. Indeed, several panels have embedment depths less than 1m within the Old Alluvium (with  $N > 30$ bpf). ii) Continuity of the JGP raft depends on achieving a specified diameter for each the individual jet grout piles. Field tests in the Upper Marine Clay were used to select the jetting parameters to achieve 2m diameter jet grout columns. The columns will be much smaller if jetting is carried out within stronger layers such as the fluvial deposits and weathered Old Alluvium below the Marine Clay. There were no systematic records of the installed elevations of the JGP layers at the site. According to the design elevations, the lower JGP is installed below the Marine Clay units on the North Wall west of panel M303 and is likely to be discontinuous for sections at the boundary between design sections M2 and M3 (Fig. 2).



A series of piezometer installations provided limited data for interpreting the pore pressures within the Marine Clay and Old Alluvium units prior to the start of construction. The groundwater table in the Fill ranges from 100.0mRL – 100.5mRL, while data from boreholes MC3010 and M2064 (Figs. 2, 3) indicate a small excess piezometric head,  $H = 102\text{m} - 103\text{mRL}$  below the Marine Clay. Ground surface settlements were also monitored along the alignment (SM, Fig. 3) over a period of about 15 months (June 2000 – October 2001). The majority of these markers are located close to the 1969 shoreline and measure settlements less than 10mm over the monitoring period, Figure 6. However, settlements of more than 50mm have been measured at points located below the more recent fill (notably SM13). These data suggest the possibility of on-going consolidation within the Marine Clay almost 30 years after land reclamation. The reference in situ vertical effective stress profile,  $\sigma'_{v0}$ , used throughout this paper is based on the assumption of a constant piezometric  $H = 103\text{m}$  throughout the LMC and OA units.

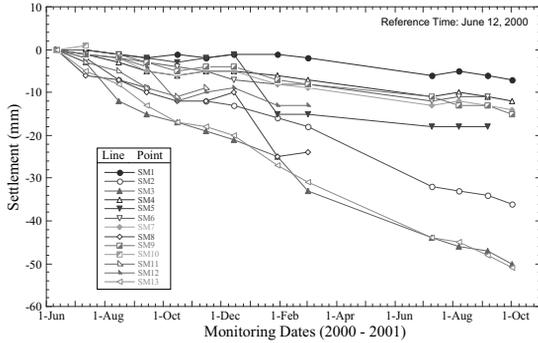


Figure 6. Ground surface settlements measured prior to construction

The design of the temporary lateral earth support system was based on a table of geotechnical design parameters (GIM, August 2001). This table includes the unit weights,  $K_0$  coefficients, hydraulic conductivities,  $k$ , elastic moduli,  $E$ , and both the Mohr-Coulomb (drained) effective stress strength parameters ( $c'$ ,  $\phi'$ ) and undrained shear strength profiles,  $s_u(z)$  (for all except the F1 unit) for all of the main soil units and JGP layers. Many of these parameters were based on prior experience (e.g., Bo et al., 2003; Tan et al., 2003; Chiam et al., 2003; Li & Wong, 2001). For example, the design elastic moduli,  $E$  [kPa] =  $400s_u$  and  $2000N$  in the low permeability Kallang and Old Alluvium units, respectively. The critical parameters for design purposes are the undrained shear strength profile of the Marine Clay, strength parameters and drainage conditions in the Old Alluvium. There are also significant uncertainties in evaluating the properties of the JGP rafts. Although UCS tests on core samples measure strengths much higher than those assumed in design, the mass performance of the raft depends on the continuity between individual jet grouted piles.

## 2.1 Marine Clay

There were three main sources of undrained shear strength data for the Marine Clays; 1) undrained triaxial shear tests (CIU type, with  $K_0 = 1.0$ ), 2) in situ field vane shear tests, and 3) continuous piezocone penetration resistance data (these data were apparently not considered in GIM, 2001). Although the CIU tests were used to define the drained effective stress strength parameters ( $c' = 0$  kPa and  $\phi' = 22^\circ$  and  $24^\circ$  for the Upper and Lower Marine Clay, respectively), they are not a reliable source of information on the in situ undrained strength ratio,  $s_u/\sigma'_v$  (which is affected significantly by the in situ  $K_0$  condition). There was a large scatter in the field vane data,  $s_{uFV}$ , which included some very low measurements of undrained shear strengths in the LMC unit. The interpretation of these data is further complicated by the practice of selecting correction factors in estimating design strengths (i.e., the design strength,  $s_u = \mu s_{uFV}$ , where the correction factor  $\mu[I_p]$  was first proposed by Bjerrum, 1973).

Piezocone penetration records provide a more reliable source of information on the undrained shear strength profile in the low permeability clay units. The undrained strength can be correlated to the net tip resistance,  $(q_T - \sigma_{v0})$ , through an empirical cone factor,  $N_{kT}$ :

$$s_u = (q_T - \sigma_{v0})/N_{kT} \quad (1)$$

where  $q_T$  is the measured cone resistance (corrected to account for differential pore pressures acting around the surface of the conical tip), and  $\sigma_{v0}$  is the total overburden pressure.

The cone factor is best estimated through empirical correlations with reference measurements of undrained shear strength from (high quality) laboratory tests measured in different modes of shearing (triaxial compression, triaxial extension and direct simple shear). Tan et al. (2003) proposed  $N_{kT} = 12$  for the Marine Clay based on correlations with laboratory tests at two other sites in Singapore, while the various experts contributing to the COI assumed  $N_{kT} = 12 - 14$ . These values are well within the range of empirical correlations presented by Lunne et al. (1997). Figure 7 compares the undrained strength profiles interpreted from 4 piezocone tests in the M3 area assuming  $N_{kT} = 14$ . The tests show very consistent agreement in both the Upper and Lower Marine Clay units, while AC-3 gives substantially high shear strengths than the other three for the UMC layer.

The undrained shear strength ratio of the normally consolidated Marine Clay is usually assumed to be;  $s_u/\sigma'_{v0} = 0.21$  (for the direct simple shear mode of shearing; Tan et al., 2003). Figure 7 shows that this strength ratio is consistent with the interpreted piezocone strengths at elevations 86 - 94mRL and 75 - 80mRL, based on the estimated profile of the current vertical effective stress (Fig. 7b). However, the data also suggest that the Lower Marine Clay below 75mRL is weaker than this expected strength profile. The interpreted strength at the base of the LMC unit (at 63mRL),  $s_u = 47\text{kPa}$ , is more than 10kPa less than the undrained shear strength expected for the normally consolidated clay. This behavior can be attributed to one or more of the following factors: i) the Lower Marine Clay should be described has a lower undrained strength ratio than the overlying units. There is no direct experimental basis for this assumption. ii) The Lower Marine Clay is underconsolidated locally (i.e., has not fully consolidated under the 5m fill placed in the 1970's). This implies that the piezometric pressures in the Lower Marine Clay are higher than 103mRL and could explain the surface settlements shown in Figure 6. It also implies that there is no seepage into the underlying Old Alluvium (i.e., there is one way upward drainage within the LMC). iii) Undrained shear strength in the LMC is underestimated using  $N_{kT} = 14$ . There is no direct basis for refining the selection of  $N_{kT}$ , the current choice produces consistent interpretation of the design  $s_u$  profile above 75mRL. The GIM (2001) design table assumes that the Marine Clay is normally consolidated below a depth of 15m and hence, potentially overestimates the undrained shear strength by up to 10-15kPa. There were no reliable stress history data obtained from the pre- and post-tender site investigations. However, data from the post-collapse investigations (at boreholes outside the zone of the collapse), Fig. 7b, confirm that the Marine Clay is normally consolidated below a depth of 10m, and the transition fluvial unit (F2) is lightly overconsolidated. Figure 7 shows the Authors' best estimate of the undrained strength profile in the M3 area.

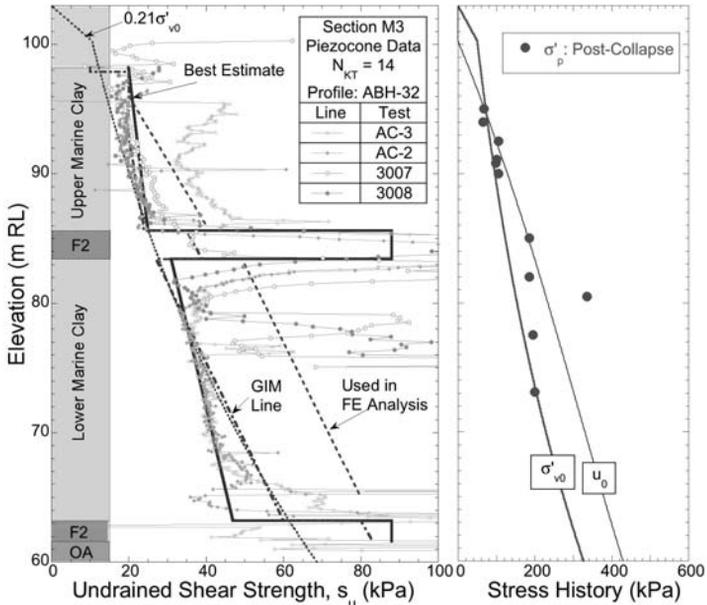


Figure 7. Undrained shear strength of Marine Clay, Section M3

## 2.2 Old Alluvium

The drainage properties of the Old Alluvium have important practical implications in the design of the lateral earth support system. The upper 5-10m of the Old Alluvium are weathered (zones W, SW-2 and SW-1) and generally classified as silty sands or silty clays (although there are locations which include hard clays layers). These materials are generally more permeable than the underlying intact material (cemented zone, CZ), or the overlying Marine Clay ( $k = 10^{-9}$  m/sec; GIM, 2001). The original table of design parameters quoted values of permeability,  $k = 5 \times 10^{-7}$  and  $5 \times 10^{-8}$  m/sec for the weathered OA layers and intact CZ layer, respectively. In comparison, Li and Wong (2001) report  $k = 10^{-9} - 10^{-10}$  m/sec for intact Old Alluvium. Overall, these data suggest that recharge of pore pressures below the base of the excavation depends on lateral seepage and hence, depends on the extent and continuity of the weathered more permeable OA deposits (and overlying fluvial sands, F1).

The original design assumed that the weathered OA layers were free draining materials with pore pressures (below the base of the excavation) controlled by the excavated grade elevation. This condition can only be achieved in practice if the diaphragm walls form a hydraulic cut-off (i.e., extend into the intact OA material) and relief wells are installed through the JGP to reduce uplift pressures in the weathered OA. In practice, the embedment of the diaphragm walls is not sufficient to ensure hydraulic isolation below the base of the excavation (cf. Fig. 5). However, the assumption of free draining conditions is highly unrealistic and would imply no reduction in the pore pressures below the base of the excavation (i.e., there is full recharge). This condition would lead to premature basal failure through hydraulic uplift.

Our own investigations suggest that very little migration of pore water is likely to occur within the time frame of the excavation and hence, it is more reasonable to assume undrained shearing conditions within the weathered OA (the undrained shear strength of the Old Alluvium can then be estimated using empirical correlations,  $s_u(\text{kPa}) = 5N(\text{bpf})$  as proposed by GIM, 2001). According to this scenario, significant reductions in pore pressures should occur in the Old Alluvium. The magnitude of pore pressure change can be estimated using the well known Skempton pore pressure parameters, A and B:

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + AB(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (2)$$

where  $\Delta\sigma_1$  and  $\Delta\sigma_3$  are the changes in (major and minor principal) total stresses due to the excavation (the ratio  $\Delta\sigma_3 / \Delta\sigma_1$  will depend on the depth to width of the excavation, for a very wide excavation 1-D generate  $\Delta\sigma_3 = 0$  and  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_v$ ). For saturated soils, it is generally assumed that  $B = 1.0$  while the parameter A depends on soil shear properties. For elastic unloading,  $A = 0.5$ , hence the change in pore pressure expected beneath the center of the excavation  $\Delta u \leq 0.5\Delta\sigma_v$ .

Partial drainage within the Old Alluvium can be evaluated directly by monitoring pore pressures within the Old Alluvium. Unfortunately, there was only one piezometer installed beneath the excavation within the weathered OA material in the M3 area (GWV-24 located close to the north diaphragm wall at 64mRL). This device measured  $\Delta u = 0.25 - 0.30\Delta\sigma_v$  (where  $\Delta\sigma_v$  is the 1-D vertical stress relief) for excavation to 82 mRL (i.e. to strut level 6, Fig. 1), but was ineffective thereafter. Finite element simulations of these data are consistent with the assumption of undrained conditions.

### 3 ANALYSIS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION

#### 3.1 Method and Assumptions

The design of the lateral earth support system for Contract 824 was based directly on results of non-linear Finite Element (FE) analyses using the Plaxis program (v7.2). This program is capable of modeling response of the continuous ground mass (deformations and groundwater seepage) and interactions with the structural support elements (perimeter wall, preloaded cross-lot struts) in two dimensions. At each stage of a simulated construction schedule, the numerical analyses generate information on the bending moments and deflections of the perimeter diaphragm wall, axial strut forces, ground deformations and pore pressures. By representing the complex stress changes within the soil mass during an excavation (arching mechanisms etc.), 2-D FE programs such as Plaxis represent a major advance in analysis capabilities compared to conventional 1-D (FE) models of support systems (e.g., Wallap, Geosolve, 2002; Kasetsu-5x, CRCRI, 1999). However, effective utilization of these capabilities requires: a) careful specification of boundary and initial conditions (in situ soil stresses and groundwater conditions), b) selection of soil models with appropriate input parameters to represent engineering properties of the pertinent soil layers (shear strength, stiffness parameters and permeability); and c) methods for interpreting and evaluating predictions of the analyses. There also remains a major question regarding the appropriate use of finite element methods in the design of excavation support systems particularly in the definition of

'worst credible' or 'moderately conservative' ground (soil and groundwater properties) and loading conditions (as discussed by Simpson & Yazdchi, 2003).

The default mode of calculation used by Plaxis treats soil as a two phase medium comprising the soil skeleton and interstitial pore water (it is also possible to model single phase, 'non-porous' materials). The Plaxis program follows conventional geotechnical design calculations which assume simplified drainage conditions (i.e., flow of groundwater) within soil layers. Low permeability clays are treated as undrained materials (i.e., there is no migration of pore water within the skeleton over the time frame of interest), while more permeable sands are considered fully drained (i.e, pore pressures are always in a steady state condition - as groundwater flow can occur rapidly relative to the timeframe of interest). Time dependent deformations due to consolidation (or creep) can also be simulated in Plaxis. Although consolidation can contribute significantly to the interpretation of ground settlements around a braced excavation in soft clay (i.e., in the interpretation of field performance), the current design appropriately ignores consolidation in the design of the excavation support system.

Plaxis offers a range of constitutive models of varying complexity to characterize the deformation and shear strength properties of soil layers. The default model is referred to as a linearly Elastic-Perfectly Plastic model (EPP) – which has four basic input parameters: The pre-failure stiffness of the soil is characterized by two elastic properties ( $E'$ , Young's modulus; and  $\nu'$ , Poisson's ratio) while the shear strength is described by the conventional Mohr-Coulomb criterion. The undrained shear strength of the clay can be represented either using A) effective stress, strength parameters ( $c'$ , apparent cohesion; and  $\phi'$ , internal friction angle); or B) undrained shear strengths ( $c' \rightarrow s_u$ ;  $\phi' = 0^\circ$ ). These approaches are referred to as Methods A and B in the COI report (COI, 2005) and the subsequent discussions.

The EPP model is almost universally accepted as the base level representation of soil behavior suitable for design. More advanced models (notably 'Hardening Soil', Schanz et al., 2000) are also available within Plaxis and can describe more realistically the non-linear stress-strain properties of real soils. Although these models can improve the predictive capability of FE analyses (this is especially helpful in interpreting field performance measurements), they introduce additional material parameters and require more extensive calibration of soil properties. Although the use of such models would certainly have been justified based on the size and importance of this project, it is clearly beyond the scope of soil data available from the (pre- and post-tender) site investigation that was actually carried out.

According to the EPP model, there is no change in mean effective stress during undrained shearing (i.e., there are no shear-induced pore pressures and hence,  $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$  where  $\sigma_{oct} = 1/3[\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3]$  is the mean total stress). For undrained triaxial compression tests with  $\Delta \sigma_3 = 0$ ,  $A = 0.33$  (eqn. 2), while all undrained plane strain, shear modes are characterized by  $A = 0.5$ . Figure 8 illustrates the effective stress path (A'-B') for undrained plane strain shearing. It is clear that the undrained shear strengths according to Methods A and B are interrelated as follows:

$$s_u = c' \cos \phi' + 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' \quad (3a)$$

Assuming that the initial state of stress is defined by  $K_0$  conditions in the ground, then Method A implies that the undrained strength ratio is given by:

$$s_u / \sigma'_{v0} = (c' / \sigma'_{v0}) \cos \phi' + 1/2(1 + K_0) \sin \phi' \quad (3b)$$

where  $\sigma'_{v0}$  is the initial vertical effective stress at a given depth in the ground.

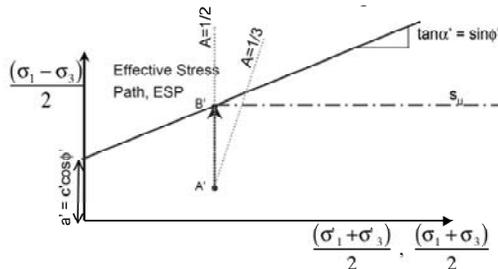


Figure 8. Effective stress path for undrained plane strain shearing using EPP (Mohr-Coulomb) soil model

There is extensive empirical information relating the undrained shear strength to the stress history of sedimentary clays. The most widely used correlations (e.g., SHANSEP; Ladd and Foott, 1974) relate the undrained strength ratio  $s_u/\sigma'_v$  to the overconsolidation ratio,  $OCR = \sigma'_p/\sigma'_v$ , where  $\sigma'_p$  is the vertical pre-consolidation pressure. For example, Figure 9 shows an expected correlation for the Singapore Marine Clay based on  $S = s_u/\sigma'_v = 0.21$  for the normally consolidated case ( $OCR = 1.0$ ; Fig. 7). The Figure also shows the undrained shear strength obtained in plane strain analyses using Method A with the effective stress strength parameters that were used in the original design (i.e.,  $c' = 0\text{kPa}$  and  $\phi' = 22^\circ, 24^\circ$  for UMC and LMC, respectively), together with well known empirical correlations for  $K_0$ . It is clear that Method A overestimates the undrained shear strength for normally and lightly overconsolidated clay ( $OCR < 2$ ), but is generally conservative at higher OCR.

The practical consequence of using the EPP with Method A is most clearly seen in Figure 7 which shows the undrained shear strength profile that was implicitly used in the finite element design analyses. The undrained shear strength is much larger than the original design line (GIM, 2001), particularly in the Lower Marine Clay. In contrast, Method B uses the undrained strength profile directly in the finite element analyses and is certainly the most reliable way to use the EPP model for simulating undrained behavior of clays for Contract 824. The potential disadvantage of Method B is that the shear strength is no longer a function of effective stress and hence, changes in shear strength due to consolidation (partial drainage) are no longer represented. This limitation is mute for design calculations that assume undrained conditions (through the timeframe of an excavation), but can be a serious limitation when modeling problems where consolidation deformations are significant.

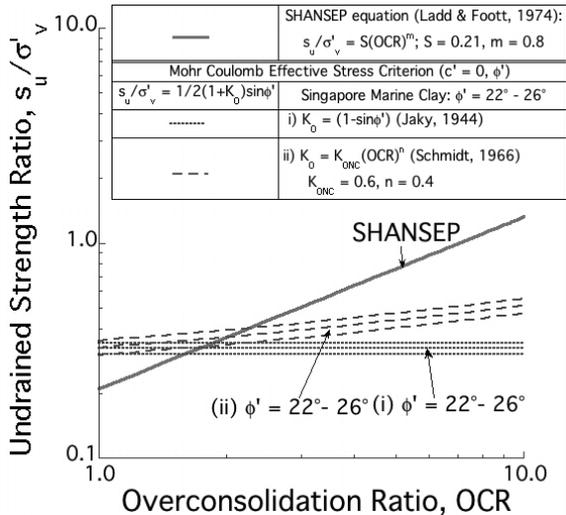


Figure 9. Comparison of the undrained strength ratio for the Marine Clay using Method A with empirical correlations based on SHANSEP

### 3.2 Effect of Analysis Method and Undrained Strength Profile on Design

A series of finite element simulations have been carried out (using Plaxis v8.2) to investigate the role of the analysis method (A vs B) and selection of undrained strength profile on the type M3 design of the temporary lateral earth support system. This section illustrates results from 4 of these calculations with characteristic properties as follows:

- A[NLC] is a calculation that reproduces the original design assumptions. The undrained shear strength of the Marine and Estuarine Clay units are based on the use of effective stress strength parameters ( $c'$ ,  $\phi'$ ) provided by GIM (2001) according to Method A. The corresponding undrained shear strength profile is shown in Figure 10. The weathered Old Alluvium (SW-2) is assumed to be free draining with pore pressures defined by the current excavation grade elevation (as per the original design). The analyses also uses the soil stiffness and JGP properties prescribed by GIM (2001).
- B[GIM] uses Method B ( $s_u$ ,  $\phi' = 0^\circ$ ) to represent the undrained strength profile for the Marine and Estuarine clay layers.
- GIM\* also uses Method B, but makes three amendments that are consistent with our interpretation of local ground conditions: i) the lower Estuarine unit has the same undrained strength profile as the Lower Marine Clay ( $s_u/\sigma'_v = 0.21$ ); ii) the weathered Old Alluvium (SW-2) is undrained with strength properties related to the SPT data according to GIM (2001); and iii) the lower JGP was constructed to a design thickness of 2.6m (as compared to 3.0 assumed in the design analyses).

- EBC makes one further modification to the previous case (GIM\*), by introducing an improved estimate of the undrained strength profile in the Lower Marine Clay (EBC; Fig. 10) based on the interpretation of piezocone data presented in Figure 7.

Figures 11a and b compare predictions of the lateral wall deflections from these analyses for excavation to the 7<sup>th</sup> level struts (81.6 mRL) and final formation level (69.6 mRL), respectively. The results show the following:

Wall deflections computed by Method B are approximately a factor of 2 larger than those computed using Method A. There is a similar difference in the magnitude of the bending moments computed from the two analyses. The two Methods predict very similar deflection mode shapes at level 7 (Fig. 11a) with maximum deflections occurring at 81m RL. However, quite different mode shapes develop as the excavation proceeds to level 10 (Fig. 11b). Both analyses predict minimal change in the maximum wall deflection (100mm and 210mm for A and B, respectively) for excavations below level 7. This behavior can be understood through further comparison of results from B[GIM] and GIM\*. These two cases show very similar wall deflections at level 7. However, GIM\* predict a significant increment in wall deflection below 81mRL for excavation to the final formation. This behavior reflects the refinement in the selection of undrained strength properties in the lower Estuarine and Old Alluvium (SW-2) layers and the full mobilization of the resistance of the lower JGP.

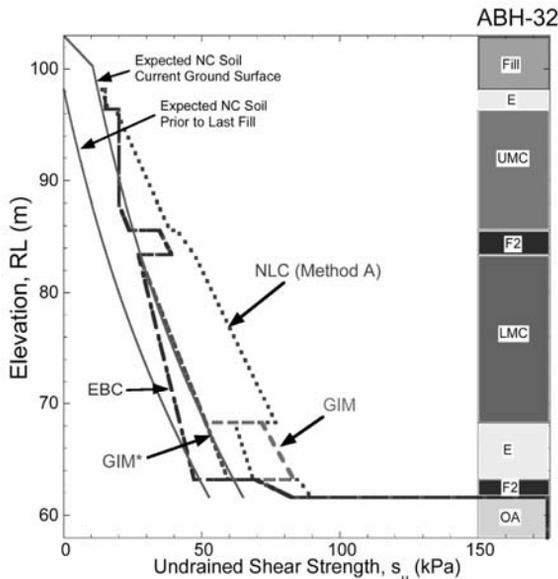


Figure 10. Undrained strength profiles used in FE simulations for Type M3 excavation support system

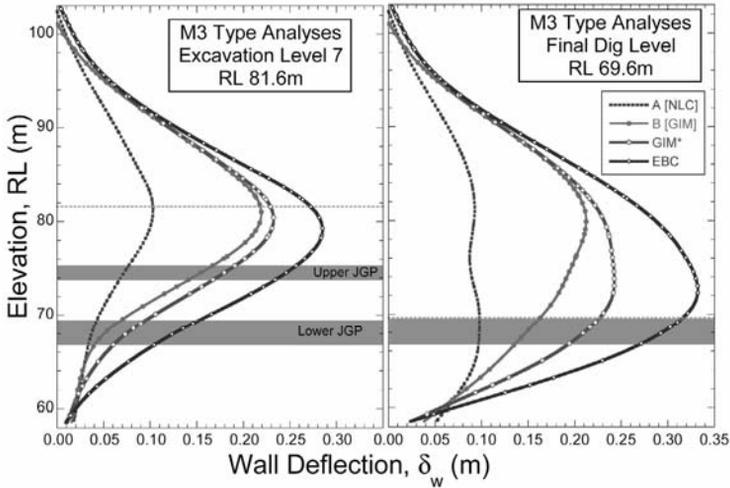
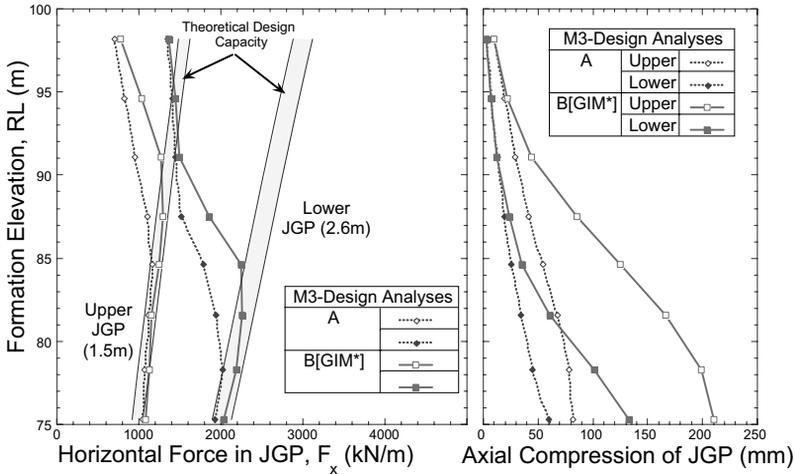


Figure 11. Effect of undrained shear strength profile on wall deflections for Type M3 excavation support system

The EBC case can be interpreted as a worst credible interpretation of the undrained shear strength profile as it implies underconsolidation of the Lower Marine Clay. Figure 11a shows that the EBC profile generates an additional 50mm of wall deflection at level 7 and up to 90mm additional deflection at the final formation elevation. These results confirm that small variations in the undrained shear strength within the LMC (and lower E) layers can produce significant changes in computed wall deflections.

The same set of analyses have been used to investigate the mobilization of the passive resistance within the JGP layers. Figure 12a compares the predicted axial force ( $F_x$ ) in the upper and lower JGP layers with the design load capacities using Methods A and B as functions of the excavation depth. (with formation elevation for levels 2-9). The computed loads are compared with the design capacity based on the theoretical passive earth pressures stresses (JGP has design  $s_u = 300\text{kPa}$ ). The Figure presents results for analysis case A (2.6m thick lower JGP) and B[GIM\*]. The results show very clearly that Method B mobilizes the passive resistance of the JGP layers at much higher formation elevations than Method A. For the lower JGP, Method B predicts that the design capacity becomes fully mobilized for excavation below level 6, while Method A calculations show this condition only occurs below level 9.



Notes: The theoretical horizontal passive earth pressure,  $\sigma_h = \sigma_v + x s_u$ , where  $x = 2.0 - 2.3$  depending on the wall adhesion.

Figure 12. Effect of analysis method on mobilization of passive capacity of JGP layers

Mobilization of the passive resistance of the JGP layers is correlated with the axial compression and hence, can be conveniently compared to measurements of wall deflection. Figure 12b presents the corresponding axial compression of the upper and lower JGP layers computed using Methods A and B[GIM\*]. Method B shows significant deviation from Method A predictions of axial compression below level 3 for the Upper JGP and below level 6 for the lower JGP layers, respectively.

Figure 13 summarizes the maximum computed loads in strut levels 6, 7 and 9 during the excavation for the four analysis cases described above (level 8 was not included as the strut was designed for maximum loads occurring during subsequent tunnel construction). These calculations incorporated the theoretical axial load and bending moment capacities of the struts and diaphragm wall used in the Type M3 design. Method B predicts higher loads in strut levels 6 and 7 than Method A, due to differences in the undrained shear strength of the Marine Clay units. However, ironically the level 9 load is slightly higher for Method A than for Method B. This result is apparently due to compensating errors in the undrained shear strength assumed in the lower Estuarine unit (see  $s_u$  profiles for A[NLC] and B[GIM] in Fig. 10). The computed loads in level 9 (as well as levels 6 and 7) struts increase significantly for the GIM\* and EBC analysis cases. The Method B calculations (GIM, GIM\*, EBC) all predict yielding of the diaphragm wall for excavation below 81mRL. The calculations for the worst case soil profile (EBC) generate struts loads very close to the design capacity of both level 6 and level 9 struts. The strut load in the level 9 struts is expected to exceed 2000kN/m from all four analysis cases and hence, exceeds the installed capacity of the strut-waler connection.

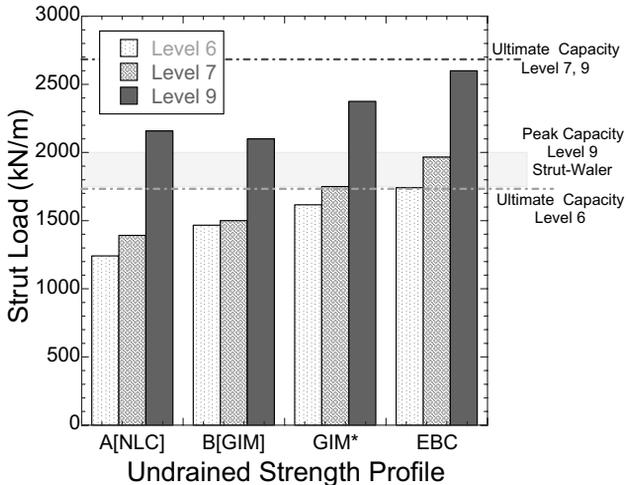


Figure 13. Effect of the analysis method and undrained shear strength profile on computed strut loads

The overall stability of the excavation can be evaluated in Plaxis using the  $c-\phi$  reduction technique (Brinkgreve & Bakker, 1991). This method obtains directly the partial factor of safety on soil shear strength ('mobilization factor'):

$$FS = \frac{\tan\phi'}{\tan\phi'_{red}} = c'/c'_{red} = s_u/s_{u,red} \quad (4)$$

where  $\phi'$ ,  $c'$  and  $s_u$  are the input shear strength parameters, and the subscript 'red' refers to reduced values of these parameters necessary to generate a failure mechanism in the FE model.

The results for Method A show  $FS = 1.14$  for excavation to the final formation level, while all method B analyses generate  $FS < 1.3$  for excavation to the level 9 struts (the worst case EBC profile produces  $FS = 1.12$ ). No overall stability calculations were presented for the original design.

None of the preceding calculations have included the actual/installed capacity of the strut-waler connection at level 9. Our investigations found that collapse of the Nicoll Highway occurred due to the inability of the excavation support system to redistribute loads after failure of the 9<sup>th</sup> level strut-waler connection. Figure 14 illustrates the role of the analysis method on the ability of the support system to redistribute loads after failure of the 9<sup>th</sup> level of struts. The analyses simulate excavation down to the depth reached on April 20<sup>th</sup> 2004 (72.3 mRL) and then evaluate the stability if the 9<sup>th</sup> level of struts is removed (i.e., full softening of the strut-waler connection). Figure 14a shows the wall deflections and strut loads from Methods A and B[GIM], while Figure 14b shows the bending moment envelope prior to failure of the 9<sup>th</sup> level waler and the subsequent bending moment diagrams. It should be noted that Method B generates larger bending moments in the preceding stages of excavation than Method A, exceeding the design wall capacity and enabling potential hinge formation (between 8 mRL and 78 mRL on the excavated side and at RL 68 mRL on the retained side). Removal of the 9<sup>th</sup> level strut causes the following events:

1. Both Methods A and B predict formation of two plastic hinges (73mRL and 79mRL) with large wall toe rotation.
2. Method B predicts failure of the 8<sup>th</sup> level strut (capacity 3220kN/m) and initiates collapse within the soil mass. All three of the Method B analyses (GIM, GIM\* and EBC) show that it is not possible to re-distribute loads after removal of the 9<sup>th</sup> levels struts.
3. In contrast, Method A computes loads below the theoretical capacity of strut 8 and predicts a partial factor of safety, FS = 1.16 on the shear strength within the soil mass. Therefore, Method A would predict successful redistribution following failure of the 9<sup>th</sup> level strut-waler connection.

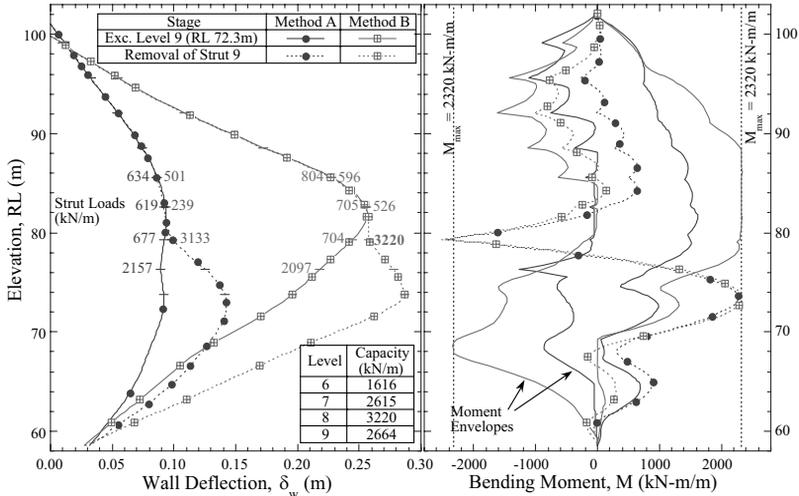


Figure 14. Effect of analysis method on load re-distribution following failure of the 9<sup>th</sup> level strut-waler connection

#### 4 CONCLUSIONS

The construction of the Circle Line Stage 1 in Contract 824 adjacent to the Nicoll Highway involved the deepest cut-and-cover excavations in soft marine clay attempted to date in Singapore. In the M3 failure area, the excavation support design included ten levels of preloaded cross-lot bracing together with two rafts of jet grouted piles (JGP). The latter constitutes a specialized ground improvement technology used successfully in prior deep excavation projects in Singapore. Use of relatively thin JGP layers (less than 3m thick) and the specification of a sacrificial upper JGP layer were novel aspects of the excavation support system.

The collapse occurred in an area where land was reclaimed in the 1970's with approximately 5m of fill. The site includes deep deposits of Marine clays that extend to a depth of 40m, infilling a buried channel in the underlying Old Alluvium which bisects the tunnel alignment in the M3 area. The undrained shear strength profile in the Marine Clay is best interpreted from piezocone records. These data confirm that the upper units of Marine Clay are normally consolidated and can be described by the design undrained strength ratio,  $s_u/\sigma'_v = 0.21$ . The

undrained shear strength of the Lower Marine Clay (and lower Estuarine) appear to be lower than this normally consolidated strength line. It is likely that these units are still underconsolidated due to reclamation. This result is consistent with local measurements of surface settlements prior to construction and implies that the underlying Old Alluvium is effectively impermeable.

A detailed re-evaluation of the local stratigraphy shows that some of the diaphragm wall panels installed in the M3 area had toe embedment depths substantially less than the 3m intended in the design.

The design of the excavation support system was based on results of relatively sophisticated 2-D, non-linear finite element analyses, using linearly elastic-perfectly plastic soil models (EPP or Mohr-Coulomb) to represent the shear behavior of the soils and JGP layers. The original design calculations assumed effective stress strength parameters ( $c'$ ,  $\phi'$ ) to represent the behavior of low permeability clay units. This approach, referred to as Method A, seriously overestimated the undrained shear strength profile for the normally (or underconsolidated) Marine Clays (Fig. 7). The shear behavior of low permeability, normally or lightly overconsolidated clays should be analyzed by inputting directly the design undrained shear strength profile,  $s_u(z)$  (assuming  $\phi' = 0^\circ$ ), Method B. The original design also made erroneous assumptions concerning the interpretation of pore pressures and drainage conditions in the underlying Old Alluvium. The use of Method A in the analyses of soil-structure interaction led to underestimation of the computed diaphragm wall deflections and bending moments (both by a factor of 2). The analyses also underestimated the mobilization of the passive shear resistance in the JGP layers.

Further analyses using Method B show that refinement of the undrained strength profile in the Lower Marine and Estuarine clay (GIM\* or EBC profiles) will lead to even higher wall deflections, bending moments and strut forces than expected using the original design parameters. They also imply that failure of the 9<sup>th</sup> level strut-waler connection would initiate complete collapse of the excavation support system in contrast to Method A, where there is sufficient reserve capacity to enable full load redistribution.

Uncertainties and risks associated with recharge and hydraulic uplift conditions could be mitigated through more widespread monitoring of pore pressures within the Old Alluvium. The mass properties of the JGP layers remain highly uncertain in design, but the in situ performance is readily interpreted through measurements of axial compression that were available in the M3 area.

## **ACKNOWLEDGMENTS**

The Authors are very grateful to their colleagues Brian Bell and Dr Chiew Sing-Ping for elucidating the structural performance of the excavation support system. They are especially grateful to Alison Norrish for her invaluable contributions to this work.

## References

- Bird, M.I., Chang, C.H., Shirlaw, J.N., Tan, T.S. & Teh, T.S. (2003) "The age and origin of the quaternary sediments of Singapore with emphasis on the Marine Clay," *Proc. Underground Singapore, 2003*, 428-440.
- Bjerrum, L. (1973) "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils," *Proc. 8<sup>th</sup> Intl. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 3, 111-159.
- Bo, M.W., Choa, V. & Hong, K.H. (2003) "Material characterization of Singapore Marine Clay at Changi," *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, **36**, 305-319.
- Brinkgreve, R.B.J. & Bakker, H.L. (1991) "Non-linear finite element analysis of safety factors," *Proc. 7<sup>th</sup> Intl. Conf on Comp. Methods & Advances in Geomechanics*, Cairns, Balkema, 2, 1117-1122.
- Chiam, S.L., Wong, K.S., Tan, T.S., Ni, Q., Khoo, K.S. & Chu, J. (2003) "The Old Alluvium," *Proc. Underground Singapore, 2003*, 408-427.
- COI (2005) "Report of the Committee of Inquiry into the incident at the MRT Circle Line worksite that led to collapse of Nicoll Highway on 20 April 2004," Ministry of Manpower, Singapore.
- CRCCI (1999) [www.civil-eye.com/software/jiban/kasetsu5x/index.htm](http://www.civil-eye.com/software/jiban/kasetsu5x/index.htm)
- Davies, R.V. (1984) "Some geotechnical problems with foundations and basements in Singapore," *Proc. Conf. On Tall Buildings*, Inst. Engineers, Singapore, 643-650.
- Geosolve (2002) <http://www.geosolve.co.uk/wallap1.htm>
- GIM (2001) Geotechnical Interpretative Memorandum C824/DES/DM/002A, Project Document.
- Gupta, G.A., Rahman, A., Wong, P.P. & Pitts, J. (1987) "The Old Alluvium of Singapore and the extinct drainage system to the South China Sea," *Earth Surface Processes and Landforms*, **12**, 259-275.
- Hollis-Bee, R.J. (1956) "Construction of the bridge," in Opening ceremony: Merdeka Bridge and Nicoll Highway, August 17, 1956, Singapore Government Printing Office.
- Ladd, C.C. & Foott, R. (1974) "New design procedure for stability of soft clays," *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **100**(GT7), 763-786.
- Li, W.W. & Wong, K.S. (2001) "Geotechnical properties of Old Alluvium in Singapore," *Proc. Journal of the Institution of Engineers*, Singapore, **41**(3), 10-20.
- Lunne T., Robertson, P.K. & Powell, J.J.M. (1997) Cone penetration testing in geotechnical practice, *Blackie Academic & Professional*, London, UK.
- Pitts, J. (1983) "The origin, nature and extent of recent deposits in Singapore," *Proc. Intl. Seminar on Construction Problems in Soft Soils*, Singapore, 1-18.
- Pitts, J. (1984) "A review of geology and engineering geology in Singapore," *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, **17**: 93-101.
- Plaxis (2003) <http://www.plaxis.nl/>
- Schantz, T., Vermeer, P.A. & Bonnier, P.G. (1999) "The hardening soil model: Formulation and verification," *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam, 281-296.
- Simpson, B. & Yazdchi, M. (2003) "Use of finite elements in geotechnical limit state design," *Proc. Intl. Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice*, Eds. Phoon, Honjo & Gilbert, World Scientific Publishing, 25p.
- Tan, T.S., Phoon, K.K., Lee, F.H., Tanaka, H., Locat, J. & Chong, P.T. (2003) "A characterization study of Singapore Lower Marine Clay," *Proc. Conf. On Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Eds. Tan et al., Swets & Zeitlinger, 1, 429-454.

# Planung und Qualitätssicherung bei knickgefährdeten Gründungselementen

Dipl.-Ing. Anton Plankel  
3P Geotechnik ZT GmbH, Lauterach

## 1 Einführung in die Problemstellung

Die Vorteile von GEWI-Pfählen oder kleinkalibrigen Stahlrohrpfählen liegen auf der Hand:

- geringe Baustelleneinrichtungskosten
- erschütterungsarm
- einsetzbar bei beengten Platzverhältnissen
- fast beliebige Länge der Gründungselemente
- aus geschlossenen Räumen herstellbar
- kostengünstig

Während beim GEWI-Pfahl in den vergangenen 10 Jahren keine nennenswerten technischen Veränderungen stattgefunden haben, führte insbesondere der Kostendruck bei den ausführenden Spezialtiefbaufirmen dazu, dass der Stahlquerschnitt von Stahlrohrverpresspfählen sukzessive verkleinert und als „Ausgleich“ eine höhere Stahlqualität zur Kompensation des Verlustes an innerer Tragfähigkeit verwendet wurde. Vernachlässigt wurde dabei der sehr große Einfluss der unvermeidbaren Baustellenbedingungen wie Herstellungstoleranzen, nachträglichen Anschüttungen, Erschütterungen udgl. In Vorarlberg und Tirol sind in den vergangenen Jahren zumindest 4 Fälle dokumentiert, bei denen ein Gründungsversagen durch Knicken der Pfähle (sowohl GEWI- als auch Stahlrohrpfähle) eingetreten ist. An einem Beispiel wird das Versagen der Gründung und die Rettung des Bauwerks beschrieben. Auf die aus den Schadensfällen bekannt gewordenen Qualitätsmängel und die erforderliche Qualitätssicherung wird eingegangen. Grundlegende Anforderungen an die Planung und die Bedachtnahme auf die Baustellensituation werden formuliert.

## 2 Wohnanlage

### 2.1 Situation und Objektbeschreibung

In den Jahren 2001 bis 2003 wurde eine Wohnanlage mit 4 baugleichen Häusern errichtet. Die Häuser haben eine Grundrissfläche von 34 x 17 m und 4 Geschöße. Die Bauwerke sind nicht unterkellert (Abb. 1a, 1b). Die Bodenplatte, die Decken sowie die Außen- und Innenwände wurden aus Stahlbeton hergestellt. Jedes Bauwerk wurde auf 73 Stahlrohrverpresspfählen gegründet. Der Stahlrohrdurchmesser beträgt 89 mm, die Wandstärke 9,5 mm. Es wurde Stahl der Güte N 80 (562/703 N/mm<sup>2</sup>) verwendet. Die Pfähle wurden mit Längen bis zu 18 m eingebaut und mit einer rechnerischen Gebrauchslast von 600 kN belastet. Geländeanschlüttungen außerhalb der Bauwerke von mehr als 0,2 – 0,3 m wurden nicht hergestellt.

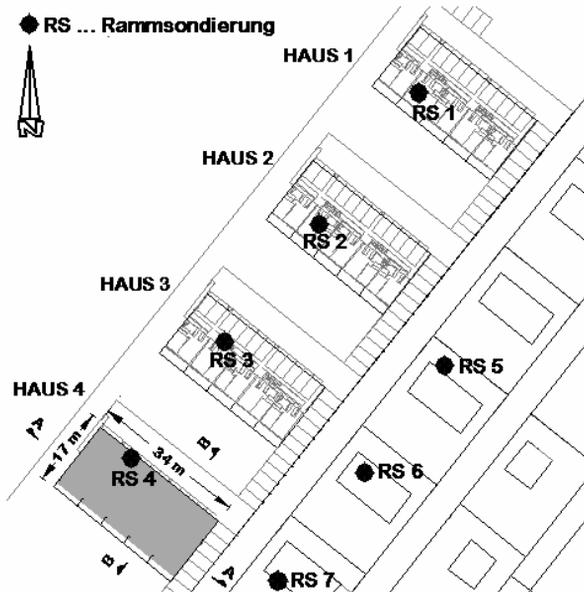


Abb. 1a: Lageplan Haus 4

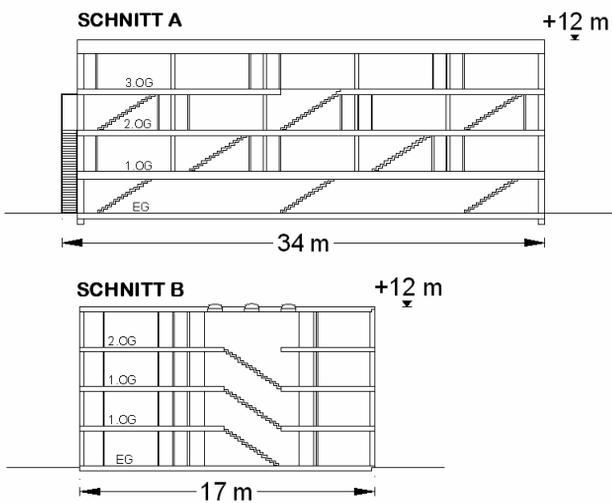


Abb. 1b: Schnitte

## 2.2 Baugrundverhältnisse

Bis in eine Tiefe von etwa 5 m unter Gelände besteht der Untergrund aus einer nicht konsolidierten Schluff-Torf-Wechselfolge. Die Konsistenz ist sehr weich bis weich. Darunter folgen bis in eine Tiefe von etwa 10 m weiche, stark organische Schluff-Ton-Gemische. Die Tragschicht ab ca. 10 m Tiefe besteht aus locker bis mitteldicht gelagerten schluffigen und sandigen Fein- bis Mittelkiesen. Der Grundwasserspiegel liegt in einer Tiefe von ca. 1 m unter Gelände.

## 2.3 Setzungen und Schiefstellungen

Am 2.1.2006 wurde vom Eigentümer erstmals eine Schiefstellung des Bauwerks vermutet. Als Frühindikator wirkte dabei eine außenliegende Stiege, welche über 2 Stahlträger mit dem Bauwerk verbunden und auf 2 Pfählen tiefenfundiert war. Durch die Verdrehungen des Bauwerks kam es zu Zwängungen und Verformungen der Stiege sowie zu einem Glasbruch der Stiegenverkleidung. Setzungsmessungen ergaben eine Schiefstellung über die Schmalseite des Bauwerks von etwa 12 – 14 cm und über die Längsseite von etwa 2 – 4 cm (Abb. 2a).

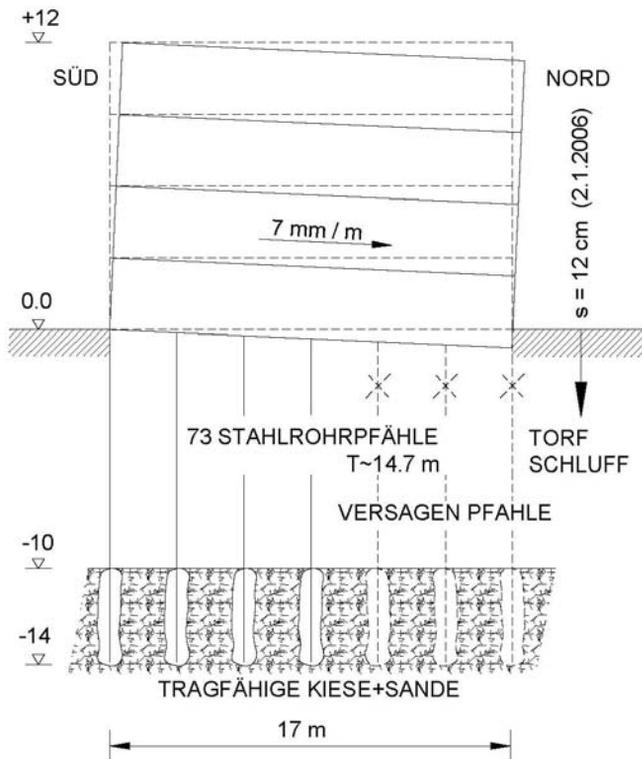


Abb. 2a: Schiefstellung am 2.1.2006

## 2.4 Rettungsmaßnahmen

Angesichts der beobachteten Verkippungsgeschwindigkeit von 1 cm/Tag nach Norden war klar absehbar, dass das Bauwerk in wenigen Wochen nicht mehr gebrauchstauglich sein würde (Abb. 3a). Als erster Schritt wurden deshalb kurzfristig verfügbare Stahlrohrverpresspfähle zur Gründungsverstärkung eingebaut. Bereits 3 Tage nach Erkennen der Problematik wurden die ersten Pfähle eingebaut. 12 Tage nach Auftreten des Problems waren am 14.1.2006 insgesamt 36 Zusatzpfähle eingebaut und es konnte bei einer einseitigen Setzung von 25 cm auf der Nordseite die Lastumlagerung der Bodenplatte auf die Zusatzpfähle erfolgen. Zur Lasteinleitung in das Bauwerk mussten zusätzlich außen liegende, vertikale Stahlbetonscheiben am Bauwerk angebracht werden. Angesichts der extrem niedrigen Temperaturen zur Bauzeit musste eine temporäre Einhausung errichtet werden, um bei höherer Temperatur den Abbindevorgang des Betons so weit wie möglich zu beschleunigen. Die Nordseite war damit provisorisch stabilisiert (Abb. 2b).

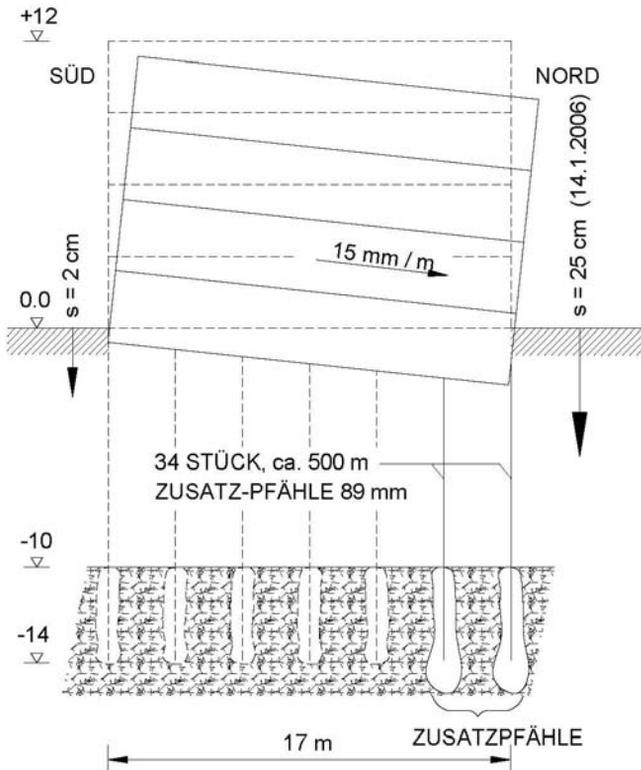


Abb. 2b: Schiefstellung am 2.1.2006

## 2.5. Endgültige Stabilisierung mit DSV – Säulen

Wegen der großen Verformungen von 25 cm auf der Nordseite musste davon ausgegangen werden, dass die Pfähle geknickt waren. Es war daher zu erwarten, dass auch auf der Südseite weitere Pfähle durch Knicken versagen würden. Dieser Effekt stellte sich auch kurze Zeit nach Umlagerung auf die Zusatzpfähle ein (Abb. 3a). Es ergab sich damit eine Rückdrehung der Schiefstellung, da das Bauwerk in der Folge zur Südseite verkippte (Abb. 3b). In Längsrichtung wurden ebenfalls Verkippungen von etwa 7 – 8 cm registriert. Es wurden verschiedene Stabilisierungslösungen untersucht. Nach eingehender Diskussion und im Hinblick auf die Machbarkeit wurde eine Stabilisierung mit DSV – Säulen als technisch richtige Lösung umgesetzt (Abb. 2c). Dazu war es notwendig 2 innen liegende Wohnungen im Erdgeschoß in den Rohbauzustand zurückzusetzen. Insgesamt wurden 35 DSV – Säulen abgeteufelt. Die Kraftumlagerung auf die DSV – Säulen innerhalb und außerhalb des Bauwerks erfolgte durch ausbetonieren des obersten etwa 0,3 m hohen Bereichs zwischen der Säuloberkante und der Bodenplatte mit händisch eingebrachtem Beton (Abb. 2d). Der Zeitpunkt wurde in Abhängigkeit von den Ergebnissen der Setzungsmessung festgelegt.

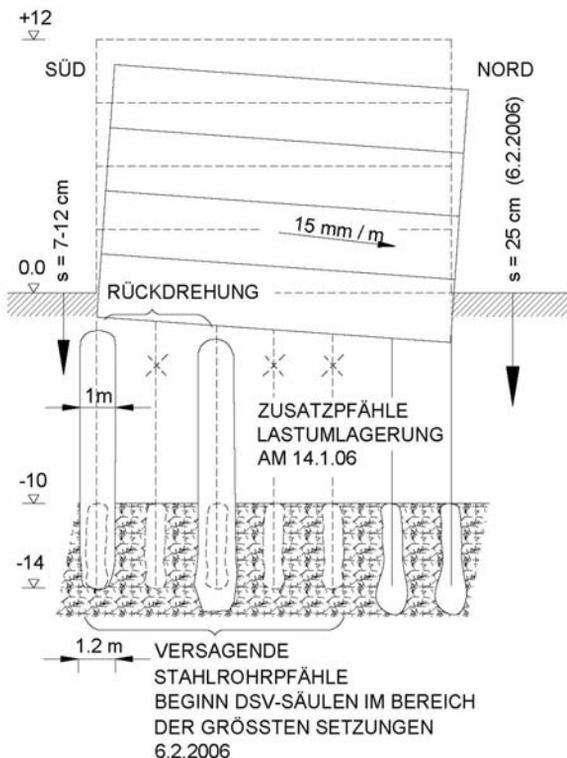


Abb. 2c: Beginnende Rückdrehung und Herstellen DSV-Säulen

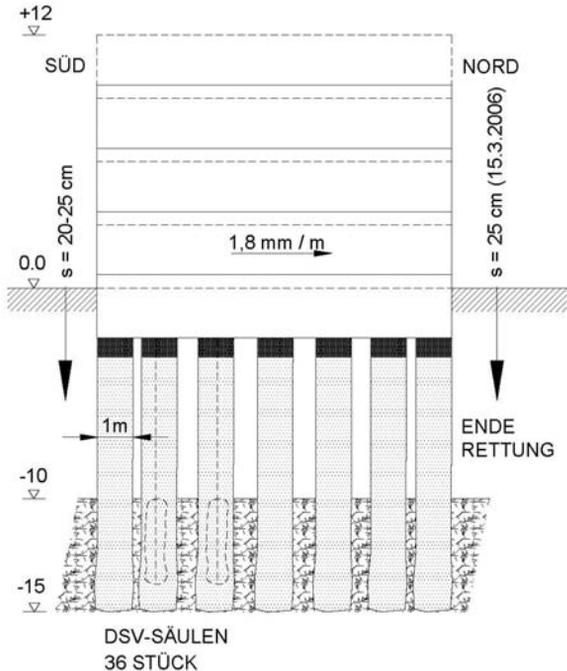


Abb. 2d: Kraftschluss DSV-Säulen durch Aufbetonieren

Insgesamt verblieb über die Schmalseite des Hauses eine Schiefstellung von ca. 3 cm (Abb. 3b) und über die Längsseite von 6 – 8 cm. Die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks war nach einer Baudauer von etwa 3,5 Monaten wieder gegeben. Wegen der steifen Stahlbetonkonstruktion konnten die Stabilisierungsmaßnahmen ohne Rissbildung im Bauwerk durchgeführt werden. Als einziges Manko verbleibt ein Bauwerk, das entgegen der ursprünglichen Planung nun etwa 25 cm tiefer liegt (Abb. 3a).

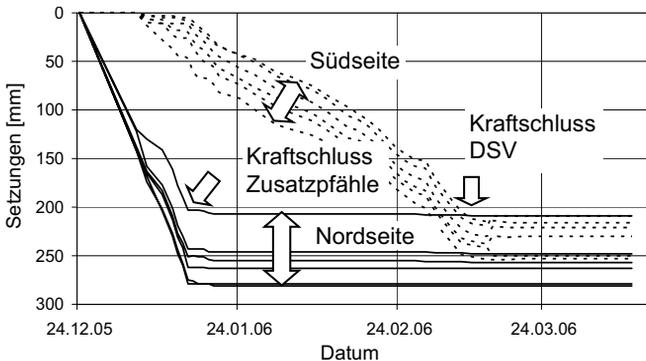


Abb. 3a: Zeitlicher Verlauf der Setzungen auf der Nord- und Südseite

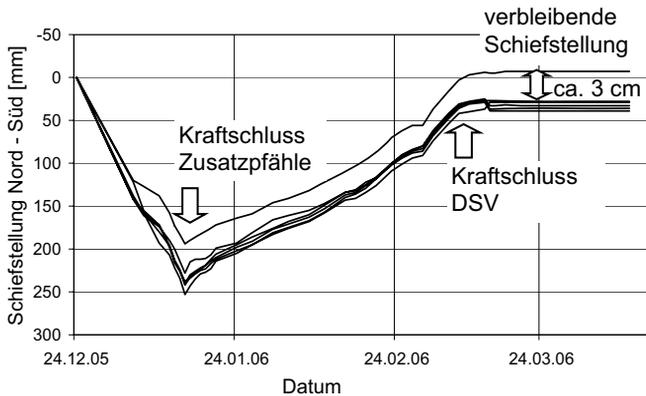


Abb. 3b: Zeitlicher Verlauf der Schiefstellungen während der Rettungsmaßnahmen in Nord-Süd-Richtung

Bereits im Zuge der Planung der DSV-Stabilisierungsmaßnahmen wurde die Frage erörtert, was passieren würde, wenn die vorhandenen Stahlrohrpfähle auf der Südseite durch die DSV-Säulen (ungewollt) stabilisiert werden. Bedingt durch den Durchmesser der DSV-Säulen und die geometrischen Vorgaben für die Lage der DSV-Säulen bestand tatsächlich die Gefahr, dass einzelne Pfähle durch die DSV-Säulen ihre Tragwirkung nicht verlieren und daher punktuell die gewünschten Setzungen auf der Südseite nicht eintreten würden. Im Zuge der Ausführung hat sich gezeigt, dass dieser Effekt tatsächlich örtlich eingetreten ist und es mussten daher – um die gewünschten Setzungen auf der Südseite zu realisieren – entgegen der eindringlichen Warnungen der ausführenden Firma mehrere Pfähle abgeschnitten werden (Abb. 4). Das Abschneiden führte in der Folge dazu, dass die planmäßig gewünschten Setzungen eintreten konnten.



Abb. 4: Abgeschnittener Stahlrohrpfahl zur Aktivierung der Setzungen auf der Südseite

## 2.6. Stahlrohrqualität der eingebauten Pfähle

Im Zuge der Ursachenforschung für das Versagen der Gründung wurden die Zusatzpfähle für die Rettung etwas näher betrachtet. Dabei stellte sich heraus, dass die zum Einbau vorgesehenen Rohre gebrauchte Ölfeldrohre waren, deren Materialqualität und insbesondere die geometrischen Abmessungen in großen Grenzen schwankt. Die Wandstärke variierte von 5,3 – 12,0 mm, der Sollwert beträgt 9,5 mm. Die Wandstärke variiert deutlich entlang des Umfangs des Stahlrohrs. Die Gewinde sind stark unterschiedlich in ihrer Qualität. Bei ausgegrabenen Pfählen konnten ein mangelnder Korrosionsschutz (Abb. 5a) und exzentrisch aufgelagerte Pfahlkopfplatten festgestellt werden (Abb. 5b).



Abb. 5a: Pfahlkopf mit fehlendem Korrosionsschutz, Alter ca. 3 Jahre



Abb. 5b: Exzentrisch aufgelagertes Fundament auf Pfahlkopfplatte

## 2.7. Auswirkungen der Wandstärke und Stahlqualität auf die innere Tragfähigkeit

Überraschend war die Tatsache, dass nicht fabrikneue Rohre, sondern gebrauchte Ölfeldrohre mit stark schwankenden Querschnitten verwendet wurden; mit den Rohrlieferanten waren Toleranzen von +/- 12% (!) von der Pfahlfirma vereinbart. Hinweise auf derart große Abweichungen finden sich in keinen technischen Unterlagen der Pfahlhersteller.

In Abbildung 6 ist der Einfluss der Wandstärke und der Exzentrizität sowie der Stahlgüte auf die innere Tragfähigkeit des Stahlrohres grafisch dargestellt. Es zeigt sich, dass insbesondere eine exzentrische Kräfteinleitung und die Stahlgüte eine sehr starke Auswirkung auf die innere Tragfähigkeit des Stahlrohres haben.

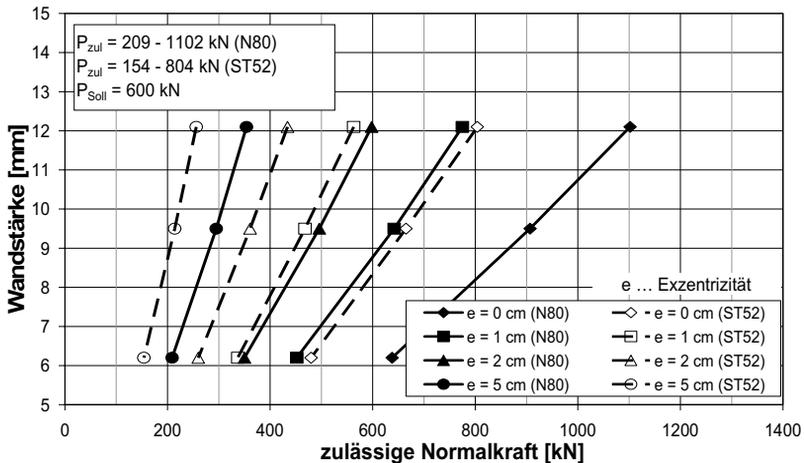


Abb. 6: Einfluss der Wandstärke, Exzentrizität und der Stahlgüte auf die innere Tragfähigkeit

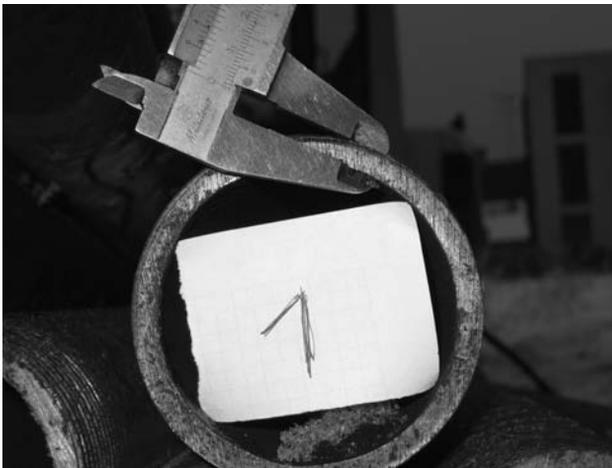


Abb. 7a: Stahlrohrpfahl, Wandstärke 6 mm (Soll 9,5 mm)



Abb. 7b: Stahlrohrpfahl, Wandstärke 12 mm (Soll 9,5 mm)

### 3 Qualitätsmängel die zum Versagen führen können

#### 3.1 Planung

##### 3.1.1 Bodengutachten und Gründungsempfehlung

In der Praxis hat sich gezeigt, dass die in Österreich gültige Norm B 4402 „*Erd- und Grundbau – Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke*“ bzw. DIN 4020 „*Bautechnische Bodenuntersuchungen*“ nur in Ausnahmefällen vollständig angewendet wird. Art und Umfang der Baugrunderkundungen werden als notwendiges Übel bauperrenseitig oder von den Planern auf ein absolutes Minimum reduziert, um so vermeintlich Kosten bereits zu Beginn des Projektes reduzieren zu können. Dies führt dazu, dass eine normgemäße Vorgangsweise mit allen erforderlichen Feld- und Laborversuchen im Regelfall nicht vorliegt. Dennoch wird erwartet, dass die Bodengutachter eine ausreichend genaue Bodenbeschreibung und darauf basierend eine Gründungsempfehlung abgeben. Nicht selten ist daher das Baugrundgutachten auf einige wenige, lokal erprobte Gründungssysteme „zugeschnitten“. Während z. B. bei einem Fertigteilrammpfahl die Kenntnis der Scherfestigkeit des undränierten Bodens ( $c_u$ -Wert) praktisch bedeutungslos ist, ist die Kenntnis dieses Wertes für die Bemessung eines kleinkalibrigen Stahlrohrpfahls oder GEWI-Pfahls von großem Interesse, da ohne diese Kenngröße kein Knicknachweis geführt werden kann. Auch die Grundwasserqualität ist bei einem Fertigteilrammpfahl völlig unbedeutend, während bei einem Verpresspfahl der Anteil an Huminsäuren in einem torfigen Boden für das Abbinden des Injektionsgutes oder das Vorhandensein betonaggressiver Wässer für das Langzeitverhalten von entscheidender Bedeutung sein kann.

Es muss daher bei Sondervorschlägen, die ja im Regelfall nicht der Gründungsempfehlung des Bodengutachtens entsprechen, eine sorgfältige Prüfung der Vorschläge durchgeführt

werden. Wenn Kennwerte über den Baugrund und das Grundwasser für eine Beurteilung der Sondervorschläge fehlen, so ist der Vorschlag grundsätzlich abzulehnen, auch wenn der Preis verlockend niedrig ist. Wenn keine ergänzenden Baugrunderkundungen vor Baubeginn durchführbar oder durchsetzbar sind, so ist im Regelfall der Gutachter gut beraten, den Auftrag zurückzulegen und keine baubegleitende geotechnische Beratung bei derartigen Sondervorschlägen durchzuführen.

### 3.1.2 Kostenvergleich

Wenn Sondervorschläge für die Fundierung unterbreitet werden, deren Kosten mehr als 10 % geringer sind, als jene der ausgeschriebenen Lösung, ist eine sehr genaue Prüfung auch bei eher kleinen Bauvorhaben durchzuführen. Auch sind Pauschalangebote kritisch zu prüfen. In diesen Fällen sollte die ausführende Firma aufgefordert werden, die Randbedingungen für die Kalkulation offen zu legen. Insbesondere ist zu prüfen, ob eine ausreichende Einbindung in die Tragschicht und ein Nachweis der inneren Tragfähigkeit vorliegt; eine Erklärung über die zum Einbau vorgesehenen Rohmaterialien usw. muss vor Baubeginn dem Fachgutachter bzw. Berater des Bauherrn vorgelegt werden. Auch ist genau zu untersuchen, ob alle Einflüsse wie seitliche Anschüttungen, Hinterfüllung von Arbeitsräumen, Einflüsse aus Verkehrslasten udgl. bei der Ausarbeitung des Sondervorschlages vom Anbieter entsprechend berücksichtigt wurden. Im Zweifelsfall sollte bei unzureichend glaubwürdigen Erklärungen der Sondervorschlag ausgeschieden werden, auch wenn dies wiederum mit höheren Kosten für die Gründung verbunden sein wird.

### 3.1.3 Fachtechnische Baubegleitung der Gründungsmaßnahmen

Naturgemäß stehen Gründungsmaßnahmen am Anfang jeder Bautätigkeit. Gegebenenfalls wurde bereits die Baugrube ausgehoben, andernfalls ist die Gründungsmaßnahme die erste große Baumaßnahme für ein Bauvorhaben. Beim weitaus überwiegenden Teil der Projekte fehlt eine fachtechnische Überwachung der Gründungsmaßnahmen. Nur bei sehr großen Bauvorhaben wird diesem Umstand entsprechende Bedeutung zugemessen. Im Regelfall kommt eine örtliche Bauaufsicht erst mit Beginn der Hochbauarbeiten zustande. Die Gründungsmaßnahmen werden daher nur sehr selten fachtechnisch überwacht. Der Vorteil einer fachkundigen Überwachung liegt naturgemäß darin, dass auch Abweichungen und Einflüsse erkannt werden, die von einer örtlichen Bauaufsicht auf dem Fachgebiet des Hochbaus aufgrund mangelnder Erfahrung und Kenntnissen auf dem Gebiet des Grundbaus einfach nicht erwartet werden kann. Wegen der großen Sensibilität der kleinkalibrigen Pfähle ist daher besonderes Augenmerk auf Abweichungen von der Solllage, einen ausreichenden Korrosionsschutz im Pfahlkopfbereich, Überprüfung der Gewindemuffen, visuelle Beurteilung der Geradlinigkeit der Verbindungsstöße beim Einbau, Abmessen der Rohrschusslängen und Kontrolle der eingebauten Menge von Stahlrohren oder Stabstählen zu legen. Auch Einflüsse wie Injektionsdruck, Herstellgeschwindigkeit, Wasser-Bindemittelfaktor udgl. sind von einem Fachmann zu überprüfen.

Ebenso ist die tatsächliche Einbindung in die Tragschicht stichprobenartig zu kontrollieren. Herstellungsprotokolle für jeden einzelnen Pfahl müssen täglich kontrolliert und der Bauleitung übergeben werden. Fast schon müßig zu wiederholen, aber dennoch nochmals an dieser Stelle: Herstellungsprotokolle müssen vollständig ausgefüllt sein und alle projektrelevanten Daten enthalten!

### 3.1.4 Kommunikation

Es ist sicherzustellen, dass jede Planänderung der ausführenden Firma zeitgerecht zur Kenntnis gebracht wird. Auch aus Haftungsgründung ist eine nachvollziehbare und nachweisliche Informationspflicht des Bauherrn gegenüber den Ausführenden notwendig.

Der Bohrmeister als der verantwortliche Ausführende auf der Baustelle ist über die Risiken und möglichen Einflüsse beim konkreten Projekt zu informieren. Im Regelfall kann der Bohrmeister nicht alleine entscheiden, ab welcher Abweichung von den Vorgaben bereits ein Risiko für die gesamte Gründung bei kleinkalibrigen Pfählen entsteht. Wichtig wäre hier nicht nur ein Kontakt zwischen der Bauleitung und dem Bodengutachter, sondern ein direkter Kontakt mit den Ausführenden vor Ort.

### 3.1.5 Stahlqualität und interne Qualitätssicherung

Die Beispiele in Österreich haben gezeigt, dass die Stahl- und Rohrqualität äußerst mangelhaft sein kann und unerwartet hohen Schwankungen unterliegt. Dies hängt mit dem Kostendruck zusammen, der dazu geführt hat, dass gebrauchte Ölfeldrohre einer weiteren Verwendung als Tiefgründungselemente zugeführt wurden. Es ist daher an alle Bauherrn und Planer die dringende Empfehlung zu geben, dass ausschließlich neuwertige Materialien auf die Baustelle gelangen. Auch ist von der ausführenden Firma und deren Lieferanten im Sinne der Qualitätssicherung der Nachweis zu erbringen, dass die Stahl- und Rohrqualität den der Planung zugrunde gelegten Annahmen entspricht. Angesichts der Kenntnisse der vergangenen Jahre wird dringend empfohlen, bei jeder Baustelle ein Stück Rohr oder Stahl auf dessen Qualität prüfen zu lassen. Der Kostenaufwand dafür ist vernachlässigbar.

3.1.6 Bisherige Beobachtungen, die allein oder in Kombination zu einem Versagen von kleinkalibrigen Pfählen führen können

	<b>Mögliche Fehlerquellen und Ursachen für Schäden</b>
<b>Planung</b>	Boden falsch eingeschätzt
	Grundwasser Betonaggressivität, Huminsäuren in organischen Böden
	Tragschicht nicht vorhanden
	Weichschicht unter der Pfahlspitze
	Statik
	Negative Mantelreibung nicht berücksichtigt oder unterschätzt
<b>Pfahlfirma</b>	Die innere Tragfähigkeit des Pfahlsystems wird durch den Systemhersteller überschätzt
	Die in technischen Unterlagen der Ausführenden angegebenen Werte für die innere Tragfähigkeit stimmen nur unter „Laborbedingungen“. Äußere Einflüsse, wie sie auf der Baustelle unvermeidbar sind (Herstellungstoleranzen, Beschädigungen durch den Hochbau etc.), sind nicht ausreichend berücksichtigt.
	Einmessung der Pfahlansatzpunkte
	Zementqualität
	Wasser-Bindemittel-Faktor
	Injektionsmenge
	Injektionsart

	Injektionsdruck
	Herstellgeschwindigkeit zu groß, zu wenig Suspension, fehlender Zementmantel, Korrosion
	Stahlqualität
	Muffe schief
	Rohrschüsse nicht geradlinig
	Gewinde der Stahlrohre schadhaft
	Stahlrohrdurchmesser und Wandstärke variieren stark
	Beschädigung Pfahlkopf durch Aushub Abweichung von Soll-Lage, Exzentrizität
	Exzentrisch montierte Kopfplatten
	Planungsänderungen (Zusatzgebäude, Carports, Außenanlagen)
	Herstellung eines Pfahles vergessen
Hoch- bau- firma	Verschiebung des Pfahls beim Aushub oder Einbau des Arbeitsplanums
	Zementmantel beschädigt
	Beschädigung der Pfähle beim Einbau des Arbeitsplanums

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Bei knickgefährdeten Gründungselementen ist eine sehr sorgfältige Prüfung der Randbedingungen zwingend notwendig. Die Baugrunderkundung und die Bodenbegutachtung muss auf das angebotene Pfahlssystem anwendbar sein und alle wesentlichen Bodenkennwerte für den Einzelfall enthalten. Gegebenenfalls sind ergänzende Baugrunderkundungen vor Auftragserteilung durchzuführen. Die Einflüsse aus Anschüttungen, Erschütterungen, Hinterfüllungen, Verkehrslasten udgl. sind sehr genau zu überprüfen. Pauschalangebote sind möglichst auszuschneiden und eine Abrechnung nach tatsächlichem Aufwand zu vereinbaren. Eine fachtechnische Begleitung bei Gründungsmaßnahmen sollte bei jeder noch so kleinen Baustelle durchgeführt werden. Die Überprüfung der Zementqualität, Stahlqualität und tägliche Kontrolle der Herstellungsdaten der einzelnen Pfähle müssen zur Routine werden. Firmen haben ein Qualitätssicherungsmanagement für die beigestellten Baustoffe offen zulegen und zu dokumentieren. Änderungen in der Planung oder Ausführung müssen allen zeitgerecht zur Kenntnis gebracht werden.

Unter Beachtung dieser Aspekte können die Risiken für ein Versagen auch bei Pfählen mit kleinen Querschnitten auf ein vertretbares Maß reduziert werden. Die Entwicklung in der Vergangenheit hat bereits dazu geführt, dass die kleinsten Stahlrohrpfähle mit einem Durchmesser von nur 73 mm wieder vom Markt genommen wurden, da die unvermeidbaren Herstellungstoleranzen im Hinblick auf die innere Tragfähigkeit zu unkalkulierbaren Risiken geführt haben und beträchtlichen Bauschäden und Schäden für die Versicherungswirtschaft geführt hat.

## 5 Literatur

- Vogt N., Vogt S. (2005): *Knicken von Pfählen in breiigen Böden*. Pfahl-Symposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 80.
- Meek (1996): *Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden*. Bautechnik 73, Heft 3.
- Meek (1999): *Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet?* Pfahl-Symposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- ÖNORM EN 14199 (2005): *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)*.
- ÖNORM B 4402 - Erd- und Grundbau – Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- DIN 4020 - Bautechnische Bodenuntersuchungen
- Plankel A. (2006): *Geknickte Stahlrohrverpresspfähle, Ursachen und Folgen*, 6. Österreichische Geotechniktagung, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Wien

# Erfahrungen bei der Ausführung von knickgefährdeten Gründungen

Dipl.-Ing. Paul Pandrea  
GeTec Ingenieurgesellschaft mbH, Offenbach, Deutschland  
Dr.techn. Dipl.-Ing. Robert Thurner  
Keller Grundbau Ges.m.b.H, Söding, Österreich

## 1 Einführung

Seit vielen Jahren haben sich Gründungen mit Mikropfählen (z.B. MESI, GEWI, ISCHE-BECK, Duktile Gussrammpfähle) als kostengünstig und (in der überwiegenden Zahl der Anwendungsfälle) sicher auf dem Markt etabliert. Dabei war es bis vor kurzem noch Stand der Technik, dass ein Knicken dieser Gründungselemente - wenn überhaupt - nur in weichen oder breiigen feinkörnigen und bindigen Böden auftreten kann, deren undrännierte Kohäsion kleiner als 10 bzw. 15 kPa ist. Dieser Stand der Technik wurde so auch in den damals gültigen Regelwerken fixiert (z.B. DIN 4128:1983-04, Abschnitt 9.3 (10 kPa)). Selbst die neue und ab 2008 allein gültige „Grundsatznorm“ DIN 1054:2005-01 beschränkt die Erfordernis eines Knicknachweises in Abschnitt 8.5.1 (2) noch ausschließlich auf Böden mit einer undrännierten Kohäsion unter 15 kPa. Es galt landläufig der Satz „Der Boden hat noch keinen Pfahl knicken gesehen.“

Neuere Modellversuche und Veröffentlichungen ebenso wie leider vereinzelt aufgetretene Schadensfälle, von den hier einige vorgestellt werden sollen, zeigen allerdings, dass beim ungünstigen Zusammentreffen einer Reihe von Faktoren Knicken als Versagensmechanismus sehr wohl auftreten kann. Insbesondere eine Kombination von sehr weichen Bodenschichten (z.B. Torf), einer Auslastung des Mikropfahles an der Grenze der inneren Tragfähigkeit sowie zusätzlich auftretende außerplanmäßige Seiten- oder Fließdrücke können und haben in Einzelfällen bereits das Knicken von Mikropfählen ausgelöst.

Ziel dieser Veröffentlichung ist es jedoch nicht, das Gründungssystem Mikropfahl als Ganzes oder das System eines bestimmten Herstellers für die Anwendung in sehr weichen Böden zu diskreditieren. Dies wäre in keiner Weise gerechtfertigt, da den extrem selten aufgetretenen Schadensfällen eine mehr als überwältigende Anzahl von erfolgreichen Gründungen mit diesen Systemen gegenübersteht.

Es soll vielmehr die Sensibilität dafür geweckt werden, dass die Tragfähigkeit eines Mikropfahls außer durch die äußere Tragfähigkeit (Mantelreibung) und die innere Tragfähigkeit (Materialfestigkeit) auch durch den Stabilitätsfall begrenzt wird, der beim Antreffen einer oder gar mehrerer der oben genannten ungünstigen Faktoren mit geeigneten Bemessungsverfahren untersucht werden muss, um zu einem sicheren Design zu gelangen, das Gründungsschäden vermeidet. Dies ist ungeachtet der noch dringend notwendigen Forschung in diesem Bereich bereits heute möglich und wird so bereits erfolgreich umgesetzt.

## 2 Baupraktische Einflussgrößen auf die Knicksicherheit

Bei der konventionellen Bemessung von Mikropfählen ging man bisher typischerweise davon aus, dass diese ausschließlich durch Normalkräfte beansprucht werden. Diese Annahme trifft jedoch in der Regel nicht zu. Verschiedene zum Teil unvermeidliche Einflüsse verursachen häufig eine mehr oder weniger große Biegebeanspruchung des Pfahles, die dann wiederum durch die seitliche Stützung des Bodens kompensiert werden muss, ohne die das System Mikropfahl nicht funktionsfähig ist.

Im Hinblick auf das Knicken lässt sich ein Mikropfahl als ein durch den seitlichen Erdwiderstand gestütztes Stabelement beschreiben. Die Einflussgrößen für die Stabilität dieses Elements sind:

- Die Knicklänge bzw. Schlankheit des Pfahles
- Die Biegesteifigkeit des Pfahles
- Imperfektionen (Abweichung von der Soll-Linie)
- Lastausmitten (Abweichungen von der Soll-Lage)
- Die seitliche Stützung des Pfahles durch den Boden
- Ein eventuell vorhandener Fließdruck auf die Pfähle (seitliche Belastung)

Die besondere Schwierigkeit bei der Bemessung (und damit Gegenstand zukünftiger Forschungsarbeit) liegt darin, dass diese seitliche Stützung durch den Boden weder linear elastisch ist noch unendlich mit der Auslenkung des Pfahles zunimmt (abgesehen davon, dass die unterschiedlichen in der Literatur zu findenden Angaben erheblich differieren) und damit also die bekannten geschlossenen analytischen Lösungsansätze für elastisch gebettete Stäbe nicht anwendbar sind. Es müssen andere Verfahren angewendet werden, wie sie in neuerer Zeit z.B. von J.-W. Meek und insbesondere an der TU München, Zentrum Geotechnik, entwickelt und veröffentlicht worden sind.

An dieser Stelle sollen keine theoretischen Überlegungen angestellt werden und auch nicht die oben genannten Verfahren nochmals präsentiert werden, sondern einige baupraktische Einflüsse auf das Knicken aus dem Herstellvorgang der Pfähle und Randbedingungen der Baustelle angerissen werden, die in den später geschilderten Schadensfällen (wahrscheinlich) von Bedeutung waren.

### 2.1 Bohrabweichungen

Keine reale Bohrung, selbst wenn sie vertikal angesetzt wird, verläuft perfekt gerade. Zwar ist es nicht üblich, Bohrungen für Mikropfähle zu vermessen; aus der Vermessung zahlreicher Bohrungen für die Herstellung von tiefliegenden Düsenstrahlsohlen, die mit vergleichbaren Geräten und Bohrdurchmessern hergestellt werden, kann man jedoch schließen, dass selbst bei größter Sorgfalt und bei günstigen Voraussetzungen Bohrabweichungen von 1 % und mehr auftreten und als Hebelarm für die Normalkraft zu einer Momentenbeanspruchung des Mikropfahles führen.

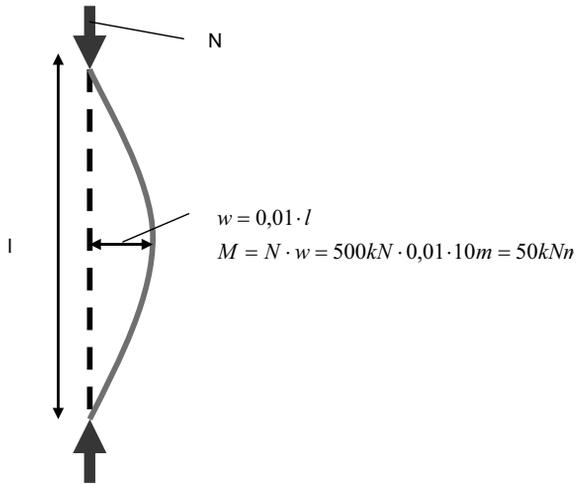


Bild 1: Moment bei einem Pfahl mit 10 m Länge, 500 kN Belastung und 1 % Bohrabweichung

Vergleicht man dieses Biegemoment mit dem aufnehmbaren Biegemoment verschiedener Mikropfahlsysteme, sieht man schnell, dass allein daraus ein freistehendes Stahltragglied erheblich überbeansprucht werden würde:

Typ	EI [kNm <sup>2</sup> ]	N <sub>pl</sub> [kN]	M <sub>pl</sub> [kNm]
GEWI Ø 50 mm	64,43	854,1	9,0625
MESI Ø 73 mm, t=8,5 mm, N80	191,35	840,5	17,3566
ISCHEBECK TITAN 73/56	191,35	785,0	16,2095
Duktiler Gussramm- pfahl TRM	638,74	833,2	29,35

Tabelle 1: Querschnittswerte verschiedener Stahlquerschnitte

D.h. der Pfahl kann nur dann „funktionieren“, wenn der umgebende Boden ausreichend seitliche Stützung bietet, um das Ausweichen des Pfahles zu verhindern. Der Pfahl ist also ohne Baugrund nicht tragfähig, obwohl bei der Bemessung davon ausgegangen wird, dass er 100 % der Belastung überträgt.

## 2.2 Ungewollte Exzentrizitäten

Wie der Verlauf der Bohrung spielt auch der Ansatzpunkt der Bohrung eine wesentliche Rolle. Auch hier kommt es bei der Herstellung der Bohrungen immer zu mehr oder weniger großen Abweichungen von der planmäßigen Lage.

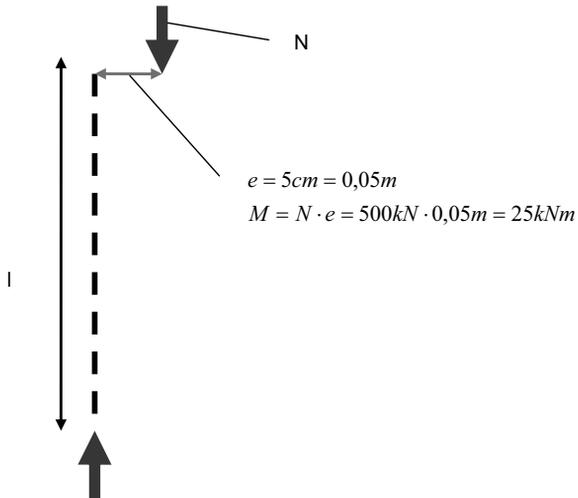


Bild 2: Moment bei einem Pfahl mit 500 kN Belastung und 5 cm Abweichung des Bohran-satzpunktes von der Soll-Lage (z.B. exzentrische Kopfplatte)

Auch diese Momente übersteigen selbst bei kleinen Ausmitten die in Tabelle 1 angegebenen Tragfähigkeiten verschiedener Pfahlsysteme z.T. deutlich.

### 2.3 Seitendruck/Fließdruck

Beim Seitendruck ist die Ausgangslage identisch mit derjenigen bei der Bestimmung der seitlichen Stützkraft des Bodens, da die gleichen Ansätze dafür verwendet werden.

Ursachen für ungewollte Seitendrücke können unter anderem sein:

- Anschüttungen und Hinterfüllungen des Bauwerkes
- Befahren der Arbeitsebene nach Herstellung der Pfähle mit schwerem Gerät
- Unerkannte Kriechvorgänge an Hängen

Da jedoch Mikropfähle von Hause aus nur eine minimale Tragfähigkeit für Biegemomente aufweisen, können selbst kleine Fließdrücke bei hoch ausgelasteten Elementen zu einem Versagen durch Knicken führen.

Dabei tritt das Versagen durch Knicken selbst „schlagartig“ auf in dem Sinne, dass man in der Regel den Zeitpunkt, ab dem das Versagen beginnt (= Erreichen des Verzweigungspunktes oder Erreichen der Querschnittstragfähigkeit) an Hand der ab dann eintretenden großen Verformungen und Verformungsgeschwindigkeiten gut bestimmen kann. Dieser Zeitpunkt muss jedoch nicht zwangsläufig mit dem Ende der Bauzeit oder der Lastaufbringung zusammenfallen, sondern es kann auf Grund von länger andauernden Prozessen wie Konsolidation und Kriechen einige Zeit vergehen, bis er erreicht wird.

### 3 Beispiele

Um die oben gemachten Aussagen zu unterstreichen und die möglichen Risiken aus der Problematik „Knicken“ aufzuzeigen, wird im Folgenden über drei Schadensfälle aus den Jahren 1999 bis 2005 berichtet.

#### 3.1 Beispiel 1: Wohnanlage

Bei der hier behandelten Wohnanlage wurden im März 1999 von der Keller Grundbau Ges.m.b.H 55 Stk. MESI-Pfähle  $\varnothing$  73 mm, Wandstärke 8,5 mm, Stahlgüte N80 als Tiefgründung hergestellt. Die Länge der Pfähle reicht von ca. 12 m im westlichen bis zu 18 m im östlichen Bereich. Die Pfahlgründung kam zur Ausführung, da der Untergrund bis in Tiefen zwischen 5 und 18 m aus weichen bzw. breiigen bis weichen Torf-Schluff-Gemischen besteht.

Für die undrained Kohäsion der Torfschichten wurde aus nachträglich durchgeführten Versuchen ein Wert in der Größenordnung von  $4 \text{ kN/m}^2$  (Knickgefahr nach den Regelwerken) ermittelt, für die schluffigen Schichten von  $17 \text{ kN/m}^2$  (keine Knickgefahr nach den Regelwerken).

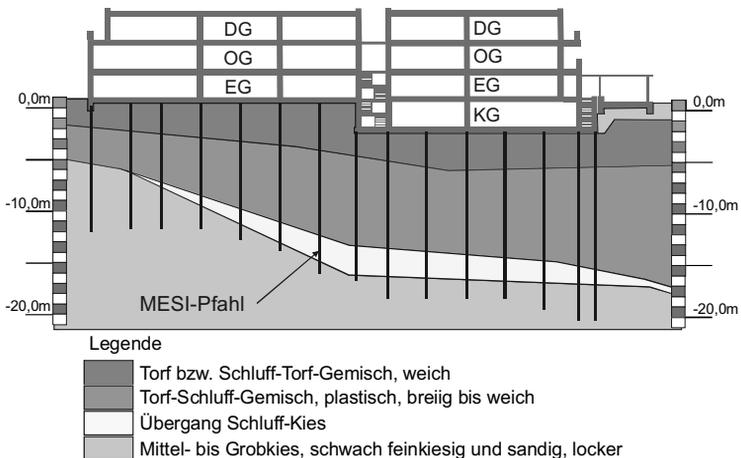


Bild 3: Wohnanlage – Geologischer Schnitt



Bild 4: Herstellung der Pfähle

Bei der Wohnanlage handelt es sich um zwei, durch ein Stiegenhaus getrennte, 4-geschoßige Bauteile, wobei der östlich gelegene Bauteil 1 unterkellert ist. Die Fertigstellung der Rohbauarbeiten erfolgte noch im Jahr 1999, die Fertigstellung des nicht mit Pfählen gegründeten Carports im Mai 2000.

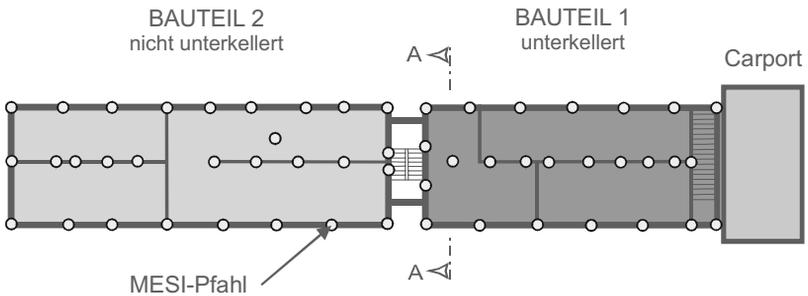


Bild 5: Wohnanlage - Anordnung der Pfähle

Nach augenscheinlicher Setzung des Carports begann man diese ab März 2001 zu vermes- sen. Diese Messungen ergaben bis August 2001 (6 Monate) eine Absolutsetzung von bis zu 6,5 cm. Die aus dem Rissbild ableitbare Differenzsetzung zu dem sich bis zu diesem Zeitpunkt noch nicht setzenden Bauteil 1 betrug jedoch bereits ca. 20 cm.



Bild 6: Differenzsetzungen zwischen Carport und Bauteil 1 im August 2001

Ab dem 24. August 2001, also ca. 2 Jahre nach Fertigstellung des Rohbaues, begann sich der Bauteil 1 (unterkellert) ebenfalls zu setzen und ab Dezember 2001 folgte auch Bauteil 2. Durch die enorme Setzungsgeschwindigkeit von im Mittel bis zu 1,8 mm/Tag ergab sich bis Anfang Februar 2002 eine Schiefelage des Gebäudes von bis zu 30 cm.

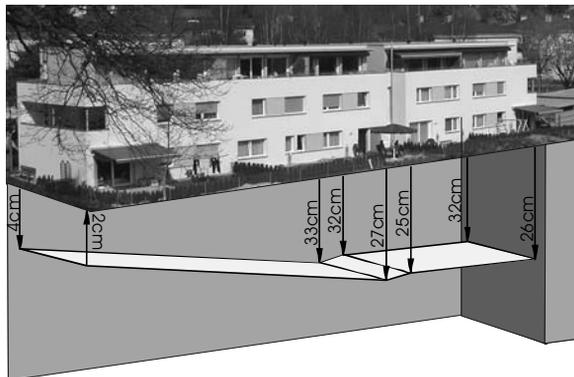


Bild 7: Setzungen der Wohnanlage im Februar 2002 – Absolutsetzung 32 cm, Differenzsetzung 30 cm.

Bei der Beurteilung des Setzungsschadens ist zwischen Ursache und Auslöser zu unterscheiden. Ursache ist das Knicken der Stahlrohrpfähle, die mit einer Gebrauchslast von ca. 500 kN projektiert waren. Eine im Zuge der Schadensforschung durchgeführte Nachrechnung nach dem Verfahren von Meek ergab eine Knicklast in der Größenordnung von lediglich 150 kN, eine Nachrechnung nach dem Verfahren von S. Vogt eine Knicklast in der gleichen Größenordnung. D.h. unter Berücksichtigung des Lastfalls „Knicken“ wurde die zulässige Auslastung deutlich überschritten. Aus dem heutigen Kenntnisstand heraus hätte

man für die Gründung des Gebäudes mit Sicherheit deutlich größere Pfahlquerschnitte gewählt. An einigen im Kopfbereich freigelegten Pfählen konnte das Knicken an Hand der festgestellten Verformungen zweifelsfrei nachgewiesen werden.

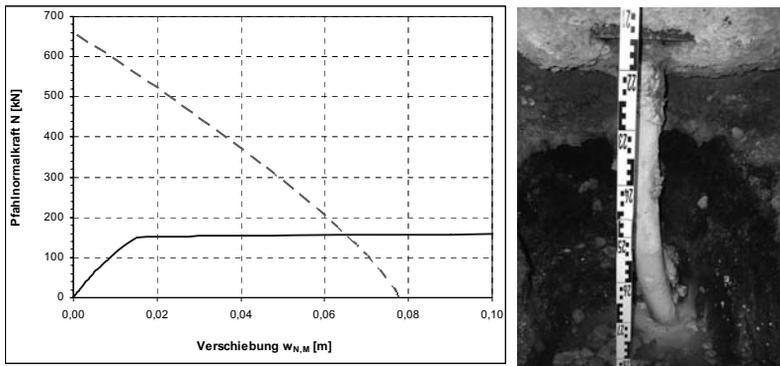


Bild 8: Knickberechnung nach S. Vogt (Maßgeblich ist die Verzweigungslast, nicht die Querschnittstragfähigkeit) sowie freigelegter Pfahlkopfbereich mit Knickverformung

Ausgelöst wurde das sukzessive und progressive Versagen der Pfähle vermutlich durch die nicht tiefgegründeten Carports. Diese haben aller Wahrscheinlichkeit nach durch den aus ihrer Hinterfüllung und Verkehrsbelastung resultierenden seitlichen Erddruck (Fließdruck) auf die Pfähle deren Versagen ausgelöst. Dafür spricht der Ablauf der Setzungen, die zunächst am Carport einsetzen und nach Erreichen des Verzweigungspunktes der Pfähle, wofür mit dem 24.08.2001 sogar ein exakter Zeitpunkt angegeben werden kann, sukzessive von Ost nach West unter dem Gebäude fortschritten.

Die Sanierung des Gebäudes wurde von der Keller Grundbau Ges.m.b.H. mit dem Soilfrac-Verfahren durchgeführt, da nur mit diesem Verfahren eine kontrollierte Rückstellung der aufgetretenen Setzungen und Setzungsdifferenzen bei gleichzeitiger Verbesserung des die Pfähle umgebenden Bodens möglich war.

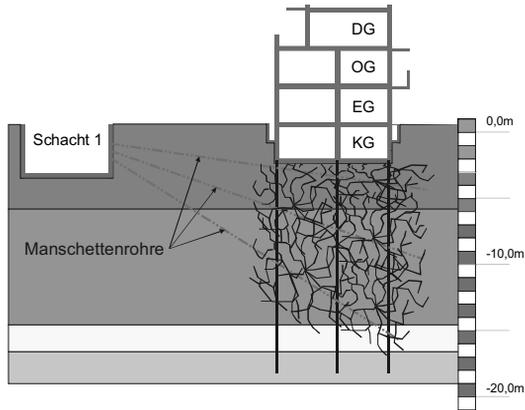


Bild 9: Sanierungskonzept

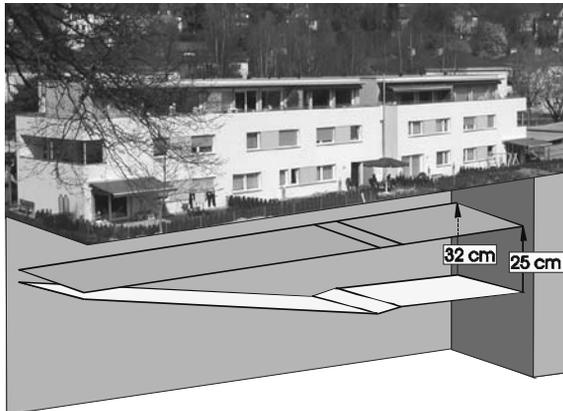


Bild 10: Verformungen nach Abschluss der Sanierungsarbeiten (grüne Flächen)

Dramatisch ist natürlich das Verhältnis von Auftragswert und Sanierungskosten:

Kosten der Gründung gemäß ursprünglichem Angebot:	70.000,- €
Kosten der Sanierung der Gründung:	1,8 Mio. €

## 3.2 Beispiel 2: Schwimmbad

### 3.2.1 Aufgabenstellung und Baugrundverhältnisse

Für ein neu zu errichtendes Schwimmbad mit einer Grundfläche von ca. 11 m x 39 m wurde auf Grund der teilweise oberflächennahe anstehenden gering tragfähigen Bodenschichten eine Mischgründung aus Mikropfählen und Flachgründung realisiert (Bild 11).

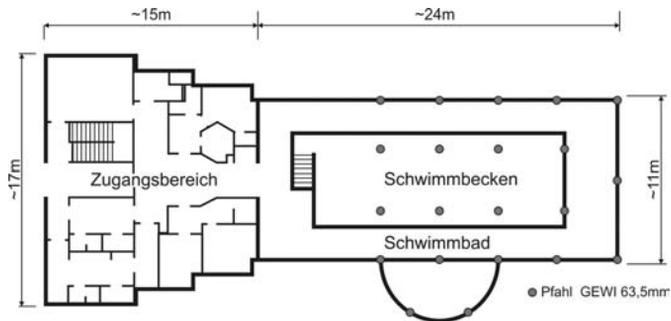


Bild 11: Grundriss

Das zweigeschoßige Bauwerk bestand aus einem Zugangsbereich mit ca. 15 m Länge und einem Schwimmbadbereich mit ca. 24 m Länge. Das Becken selbst wurde als Stahlbetonkonstruktion auf Querscheiben gelagert und mit einer festen Überlaufrinne ausgeführt.

Die Schichtung des Untergrundes stellte sich räumlich wie folgt dar: In Bauwerkslängsrichtung wurde ein prägnanter Abfall der Felsoberkante ab Fundamentunterkante in der Größenordnung von etwa 4 bis 11 m erkundet. Dieser kompetente Fels wurde von sandigem Kies mit einer eingelagerten Schluff-Torf-Schicht mit einer Mächtigkeit zwischen 1 und 5 m überlagert. In Querrichtung gab es nur ein geringes Abfallen der Felsoberkante.

Die Mächtigkeit der Torfschicht variierte zwischen ca. 0,5 m und 1,5 m. Der Kies wurde im Geotechnischen Gutachten als „locker bis mitteldicht gelagert“ beschrieben. Der Schluff wies eine weiche bis breiige Konsistenz auf, mit steigendem organischen Anteil bis zum Übergang zum reinen Torf. Die Rammsondierungen zeigten Rammwiderstände von 0 bis 1 Schlägen / 10 cm mit der schweren Rammsonde in den Bereichen der Schluff-Torfschicht. Im Kies wurden Schlagzahlen von  $n_{10}$  von 5 bis 15 erreicht.

Das Grundwasser stand praktisch an der GOK an, da das Bauwerk in der Nähe eines Sees errichtet wurde.

### 3.2.2 Gründungskonzept

Als Gründung des Bauwerks wurden Mikropfähle GEWI Ø 63,5 mm mit einer Einbindung in den kompakten Fels von ca. 3 m bis 5 m und Gesamtlängen von ca. 8 m bis 15 m hergestellt. Die Pfähle wurden mit verrohrten Bohrungen abgeteuft und über Kopfplatten nach Zulassung des Herstellers in das Bauwerk eingebunden. Wegen der abfallenden Felsoberkante wurde nur der Bereich des Schwimmbades auf eine Länge von ca. 20 m mit 21 Pfählen gegründet, der Zugangsbereich wurde als Flachgründung direkt auf dem Fels aufgesetzt. Die mittlere Pfahlbelastung lag rechnerisch bei etwa 900 kN. Siehe hierzu auch Bild 12.

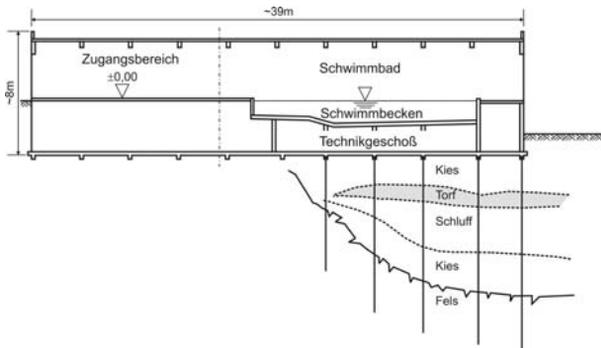


Bild 12: Schnitt - Ausführung

### 3.2.3 Projektrealisierung und Setzungen

Im Zuge der Herstellung der Hochbaukonstruktion wurden im Bereich des Schwimmbeckens starke differentielle Setzungen festgestellt. Diese Setzungen traten bereits vor der Fertigstellung des Schwimmbeckens und des Innenausbaus auf. Wie in Bild 13 gezeigt, traten die größten Differenzsetzungen von ca. 120 mm am Ende des Schwimmbadbereiches auf. Durch diese Differenzsetzungen wurden bereits während der Fertigstellungsarbeiten Korrekturmaßnahmen im Bereich der Überlauftrinnen durchgeführt.

An der Außenmauer dieses Bereichs wurden im Zuge der Gestaltung der Außenanlagen auch Anschüttungen durchgeführt. Diese könnten ursächlich mit den Differenzsetzungen und mit dem Versagen der Gründung zusammen hängen. Zudem kann es vor der Herstellung der Stahlbetonplatte auch zu einem Verschieben der Pfahlköpfe an der Oberfläche durch den Baustellenverkehr gekommen sein. Als wahrscheinlichste Versagensform ergab sich aufgrund der anstehenden Bodenformationen und der vorliegenden Randbedingungen sowie der aufgetretenen Verformungsgeschwindigkeiten ein Ausknicken der Pfähle in den extrem weichen Bodenschichten.

Wegen der bereits aufgetretenen und kontinuierlich zunehmenden Setzungsdifferenzen wurde die Sanierung des Schwimmbadbereiches bereits kurz nach der Fertigstellung des Bauwerks dringend erforderlich.

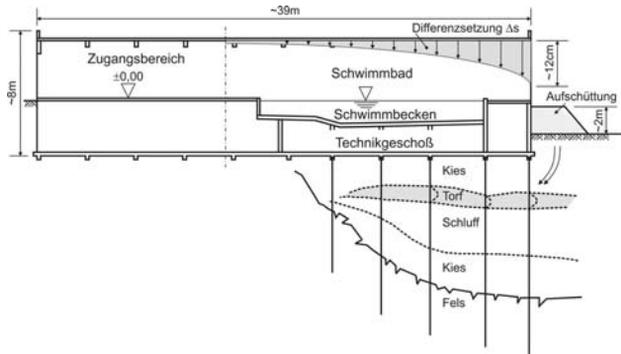


Bild 13: Zusätzliche Belastung und Setzungsschema

### 3.2.4 Rückhebung mit dem Soilfrac®- Verfahren

Zur Wiederherstellung der Gebrauchstauglichkeit des gesamten Bauwerks waren eine Stabilisierung und die Rückhebung auf ein für den Betrieb des Schwimmbeckens erforderliches Maß notwendig. Diese Aufgabe wurde wegen der Möglichkeit, alle Arbeiten von außerhalb des Gebäudes durchführen zu können, mit dem Soilfrac®- Verfahren der Firma Keller Grundbau Ges.m.b.H gelöst.

Mit den in Bild 14 beispielhaft dargestellten fächerförmig angeordneten Bohrungen, die mit Stahl-Manschetten-Rohren ausgebaut wurden, konnten die breiig-weichen Bodenschichten gezielt mit Injektionen verbessert werden. Durch das spezielle Ausführungskonzept und die damit verbundenen kleinräumigen Injektionen konnte auch die geforderte Rückstellung des Bauwerkes - nach dem Lösen der Kleinbohrpfähle – erreicht werden.

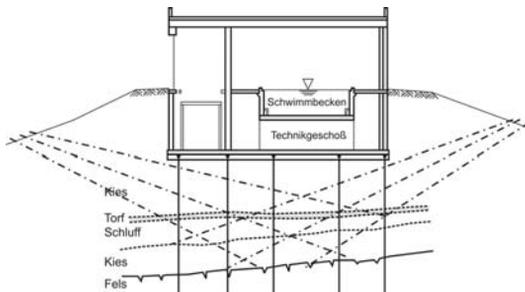


Bild 14: Querschnitt mit Sanierungsschema

Zur Überwachung der Verformungen während der Injektionsphase wurden elektronische Schlauchwaagen zusätzlich zu dem üblichen digitalen Nivellement installiert. Mit diesen Messmethoden konnte ein für das Bauwerk verträglicher Ablauf der Hebungen gewährleistet

werden. Nach Abschluss der Sanierungsarbeiten konnte das Schwimmbad dauerhaft ohne weitere schädliche Setzungen in Betrieb gehen.

### 3.3 Beispiel 3: Werkhalle

Für die neue teilunterkellerte Werkhalle eines Zimmerei-Betriebes mit Abmessungen von ca. 46 x 30 m wurden von August bis November 2001 MESI-Pfähle  $\varnothing$  73 mm und  $\varnothing$  88,9 mm vertikal und zur Abtragung der Horizontallasten bis zu 20° geneigt hergestellt.

Eine Tiefgründung für das Gebäude war erforderlich, da der tragfähige Untergrund, eine dicht gelagerte Moräne, unter dem Gebäude von West nach Ost von ca. 2 m Tiefe bis in 10 m Tiefe abtaucht. Überlagert wird diese Moräne durch einen im Wesentlichen unzersetzten schwammigen Torf von breiiger bis weicher Konsistenz.

Die Pfähle mit  $\varnothing$  73 mm wurden mit bis zu 500 kN Belastung beaufschlagt, die Pfähle mit  $\varnothing$  88,9 mm mit bis zu 799 kN.



Bild 15: Anbau der neuen Werkhalle

Bereits unmittelbar nach Fertigstellung des Gebäudes traten Setzungen auf, die ab März 2002 messtechnisch überwacht wurden und bis Mitte Juni ca. 10 bis 15 mm betrugten und sich bis Anfang 2003 auf bis zu 35 mm erhöhten.

Die eindeutige Schadensursache für diesen Fall konnte nicht ermittelt werden. Zwei mögliche Sachverhalte kommen in Betracht.

Zum einen wurde eine zu geringe Einbindung der Rammpfähle in die tragfähige Moräne vermutet. Dadurch hätten sie die erforderliche äußere Tragfähigkeit (diese wurde rechnerisch zu lediglich 100 kN abgeschätzt) nicht erreicht bzw. diese wäre erst nach einem erheblichen Verformungsweg, der eventuell in den beobachteten Setzungen resultiert, erreicht worden.

Zum anderen kommt jedoch auch das Knicken der Pfähle als Schadensursache in Betracht. Zu Beginn der Sanierungsarbeiten wurde eine Pfahlprobebelastung an einem gesondert hergestellten und ausreichend sicher in den tragfähigen Untergrund eingebundenen Pfahl durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass die innere Tragfähigkeit von 500 kN nicht annähernd erreicht werden konnte sondern bereits bei 200 kN stark zunehmende Verformungen

beobachtet werden konnten. Das vermutete Knickproblem zeigte sich dann beim Freilegen des Versuchsfahles deutlich.

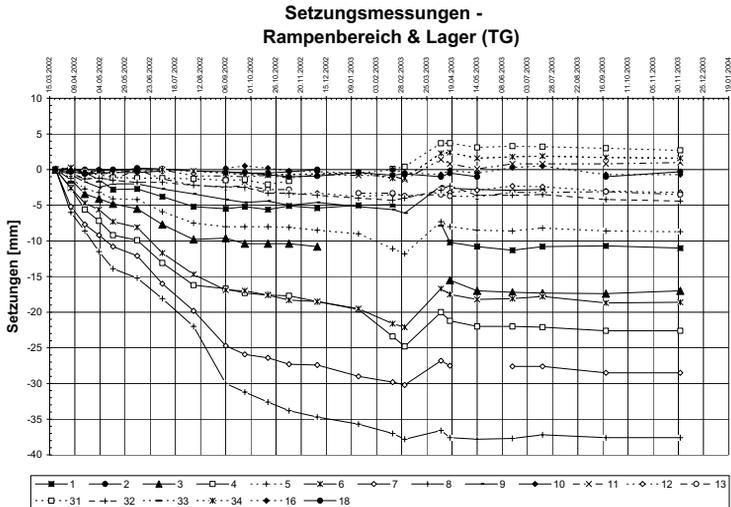


Bild 16: Setzungsverlauf verschiedener Messpunkte vom 21.03.2002 bis zum 02.12.2003

Vergleichsrechnungen mit einer undrÄnirten KohÄsion von 5 kN/m<sup>2</sup> zeigen fÄr den Bereich mit der grÄoÄten TorfmÄchtigkeit (9 m), in dem auch die grÄoÄten Setzungen zu beobachten waren, eine Knicklast fÄr den MESI Ø 73 mm von lediglich rund 100 kN nach Meek und von ca. 175 kN nach dem Nachweis von S. Vogt, die sehr gut zu den bei der Probelastung gemachten Beobachtungen passen.

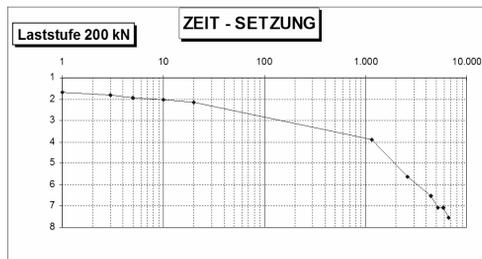


Bild 17: Zeit-Setzungsdiagramm bei 200 kN Belastung

Die Sanierung der MikropfahlgrÄndung erfolgte im Soilcrete-Verfahren der Fa. Keller Grundbau Ges.m.b.H. Dazu wurden in Absprache mit dem Hochbaustatiker SÄulen Ø 70 cm hergestellt. Als zusÄtzliche Sicherheit wurden nach Ende der DÄsarbeiten je ein MESI-Rohr

Ø 88,9 mm als Bewehrung in die Säule eingestellt. Dadurch konnten die Setzungen zum Stillstand gebracht und die Gründung für die beabsichtigte Nutzung ertüchtigt werden.

#### **4 Ausblick und Forschungsbedarf**

An Hand der vorgestellten Schadensfälle konnte gezeigt werden, dass das Knicken von Mikropfählen zum das Design dominierenden Lastfall werden kann, in dem mehrere ungünstige Faktoren wie extrem weiche Böden, hohe Auslastung der Mikropfähle und zusätzliche seitliche Belastungen auftreten. Die bisherige Praxis, Knicken bereits ab einer undrännierten Kohäsion von 10 bzw. 15 kPa ohne weitere rechnerische Untersuchung auszuschließen, muss als unsicher angesehen werden und darf nicht weiter verfolgt werden.

Erste Verfahren für die Bemessung von knickgefährdeten Mikropfählen wurden entwickelt und bisher bereits mit gutem Erfolg angewendet. Es besteht jedoch noch erheblicher Forschungsbedarf bei der Ableitung einer Beziehung für die seitliche Stützung des Pfahles durch den Boden in Abhängigkeit von dessen Stoffparametern.

Auch unter Beachtung der im Hinblick auf das Knicken ggf. zu reduzierenden zulässigen Auslastung von Mikropfählen sind diese nach wie vor ein wirtschaftliches und sicheres Gründungssystem zur konzentrierten Abtragung von Bauwerkslasten in tiefer liegende tragfähige Bodenschichten.

Dabei sind ausreichende Reserven für die Knicksicherheit des Pfahles bei der Ermittlung der zulässigen Auslastung vorzusehen und es ist Querschnitten mit einer möglichst hohen Biegesteifigkeit (Rohre statt kleine Vollquerschnitte) der Vorzug zu geben. Eine weitere Erhöhung der Materialfestigkeiten der Stahltragglieder wird unter dem Gesichtspunkt der Knicksicherheit keine oder nur eine unwesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit des Gesamtsystems ermöglichen.

#### **5 Literatur**

DIN 1054:2005 Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2005

DIN EN 14199:2005 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle), Mai 2005

DIN 4128: Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser, April 1983

Vogt, N.; Vogt, S.; Kellner, C.: Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden, In: Bautechnik, Heft 12, Dezember 2005 (82. Jahrgang), S. 889 - 901

TUM Zentrum Geotechnik: Pfahlknicken V1.0.xls (Programm zur Berechnung stabilitätsgefährdeter Pfähle) (Download GNU-GPL), 2005

Meek, J. W.: Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden, In: Bautechnik, Heft 3, März 1996 (73. Jahrgang), S. 162 – 168

Meek, J. W.: Elastoplastisches Kontinuummodell für eingespannte Pfähle, In: Bautechnik, Heft 9, September 1993 (70. Jahrgang), S. 524 - 532

Plankel, A.; Lercher, H.: Geknickte Stahlrohrverpresspfähle, Ursachen und Folgen. 6. Österreichische Geotechniktagung, 18. & 19. Jänner 2007, Wien

Obermayr, M., Kirchmaier, T.: Wohnanlage Herrenried Hohenems – Sanierung einer Micropfahlgründung mittels DSV-Säulen. 6. Österreichische Geotechniktagung, 18. & 19. Jänner 2007, Wien

Wimmer, H., Ofner, R., Ettinger, R.: Beitrag zur Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden. 6. Österreichische Geotechniktagung, 18. & 19. Jänner 2007, Wien

# Berliner Baugruben: zunächst waren sie nicht immer wasserdicht

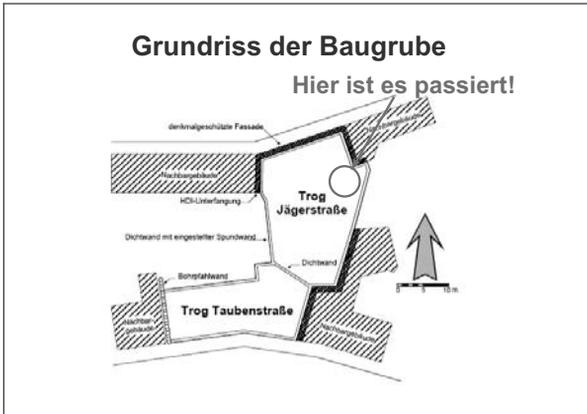
Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz  
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

## 1 Allgemeines

Seit Anfang der Neunzigerjahre des letzten Jahrhunderts wurden in Berlin „tiefe“ Baugruben mit Sohlabdichtungen mit einer Gesamtgrundfläche von weit über 200.00 m<sup>2</sup> hergestellt. Bis 1995 wurden die Sohlen nahezu ausschließlich mit Weigelinjektionen ausgeführt. Nach dem Verbot der Weichelsohlen durch den Berliner Senat musste man alternative Techniken für die Sohlabdichtung finden. Der Weg führte über tiefliegende Feinstzementsohlen zu hoch-, mittelhoch und tiefliegenden Düsenstrahlsohlen. Im Wesentlichen bei den Verkehrsprojekten wurden auch große Unterwasserbetonsohlen ausgeführt. Die Abdichtungen mit Feinstzement waren generell nicht erfolgreich; deshalb wurde diese Technik nicht weiter verfolgt. Der „steinige und nasse Weg“ bei der Entwicklung der Sohlherstellung mit der Düsenstrahltechnik soll hier aufgezeigt werden. Die Schäden, die zwischendurch entstanden und wieder behoben wurden, werden gezeigt. Einige Ereignisse werden in bewegten Bildern nur im Life-Vortrag gezeigt und können daher in der schriftlichen Fassung nicht wiedergegeben werden.

## 2 Der Wassereintrich bei der Herstellung der Baugrube „Sat1“





Für das Medienzentrum Sat1 wurde eine ca. 13m tiefe Baugrube mit ca. 2000m<sup>2</sup> Grundfläche erstellt. Die Sohlabdichtung erfolgte mit einer hoch liegenden Düsenstrahlsohle



Die erste Szene zum Film über den Wassereintruch.

Zu diesem Havarieszenarium ein Zitat aus Zöller und Heil (1999):

*Im Juli 1997 tritt kurz vor Erreichen des Aushubziels im Trog Jägerstraße während der laufenden Aushubarbeiten ein plötzlicher Wassereintritt auf. Eine ca. 0,6 m starke und etwa 0,7 m hohe Wasser-Sand-Fontäne schießt aus dem Boden. Als Sofortmaßnahme wird ein bereitstehendes Schwergewicht auf die Leckagestelle gestellt. Mit dem in der Baustelle verfügbaren Gerät wird Boden im Bereich der Leckagestelle eingebaut. Der Versuch, Injektionslanzen für spätere Abdichtungszwecke einzubringen, schlägt fehl.*

*Als erkennbar wird, dass die Bodenmassen in der Baugrube zur Beherrschung der Havarie nicht ausreichen, wird ein Pendelverkehr mit 29 Lkw-Zügen eingerichtet. Über einen Zeitraum von 9 Stunden wird Boden herangefahren und im Trog Jägerstraße verfüllt. Nach insgesamt etwa 15 Stunden Einsatzdauer wird der Wasserzustrom zur Baugrube wieder beherrscht. Der Trog Jägerstraße ist bis zu diesem Zeitpunkt etwa 8 m hoch verfüllt. Die Arbeiten in der Baugrube gehen an die Grenze des Verantwortbaren, der Erfolg der Rettungsmaßnahme steht lange Zeit auf des Messers Schneide.*

Zur Sanierung der Leckage wurde unterhalb der hoch liegenden Sohle zunächst ein HDI - Pflaster von 1,5 m Dicke hergestellt. Nach einer Risikoabschätzung wurde zur Vermeidung weiterer möglicher Havarien vollflächig eine 2,0 m mächtige Weichgeldichtung unterhalb der HDI-Sohle eingebracht.

Durch die eingetretene Havarie wurde die Baugrube mit etwa 1 ½ Monaten Verspätung an den Bauherrn übergeben. Der finanzielle Schaden beläuft sich auf einen siebenstelligen DM-Betrag.

### Ausführungshinweise: Hier werden Sie geholfen

“Generell sind in Berliner Böden sogenannte Findlinge (Steine- und Blockgröße nach DIN 4022) nicht auszuschließen. Auf oder in Geschiebemergelschichten bzw. als Reste der Erosion solcher Schichten, treten Steine und Blöcke erfahrungsgemäß vermehrt auf. In Berliner Sanden, Talsanden können aus erdgeschichtlichen Gründen Braunkohlebeimengungen und vereinzelt Braunkohlelinsen nicht ausgeschlossen werden. Teils werden auch inkohlte Holzreste angetroffen.”

Die Gutachter haben dazugelernt: alles denkbare steht heute im Gutachten.

### Offensichtlich nicht auszuschließende, aber dennoch preislich zu berücksichtigende Überraschungen

145 cm



Wie soll man das Vorhandensein solcher Blöcke beim Design der Düsenstrahlsohle berücksichtigen?

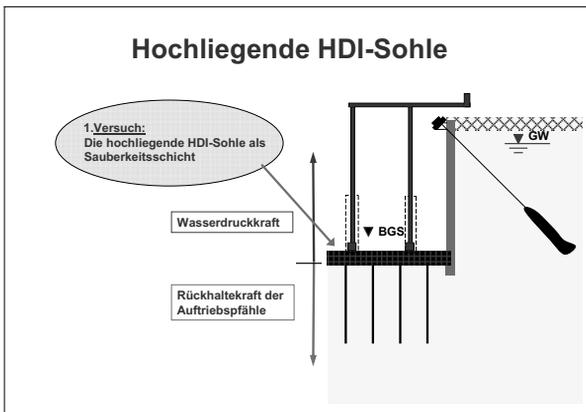
.... erfahrungsgemäß treten sie auch vermehrt auf



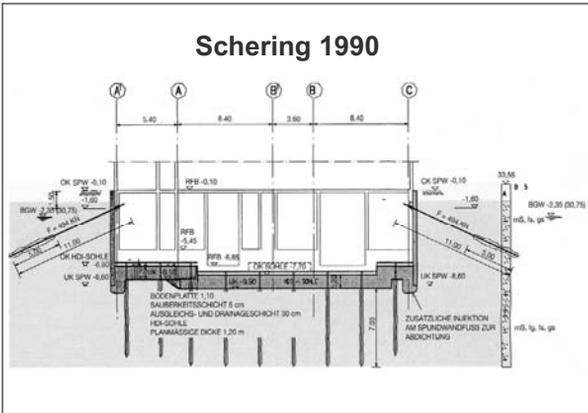
### 3 Auswirkungen der besonderen Baugrundproblematik Berlins: Beispiel Düsenstrahlverfahren (HDI)

#### 3.1 Die Dichtsohle im Düsenstrahlverfahren

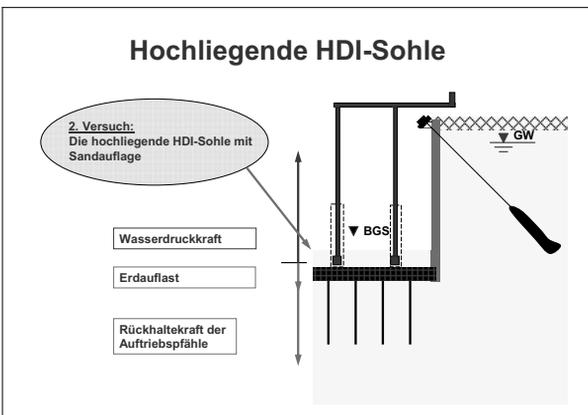
##### 3.1.1 Entwicklungen zur Tiefenlage der HDI - Sohlen



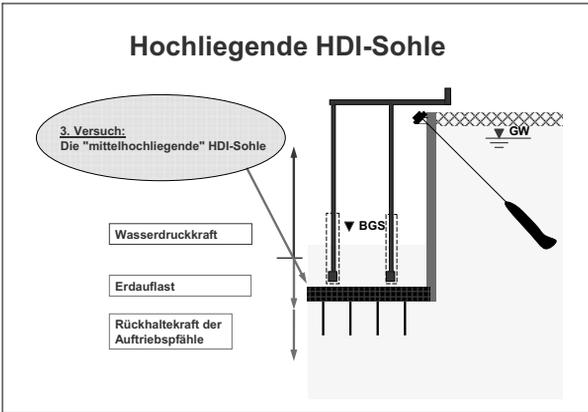
Im Laufe der Jahre wurde das Design der Sohlen wesentlich verändert. Aus einer Mehrzahl von Havarien hat man gelernt: Zuerst lag die Sohle ganz oben, dann wurde die Sandüberdeckung immer dicker. Die „tiefliegende Düsenstrahlsohle“ war geboren.



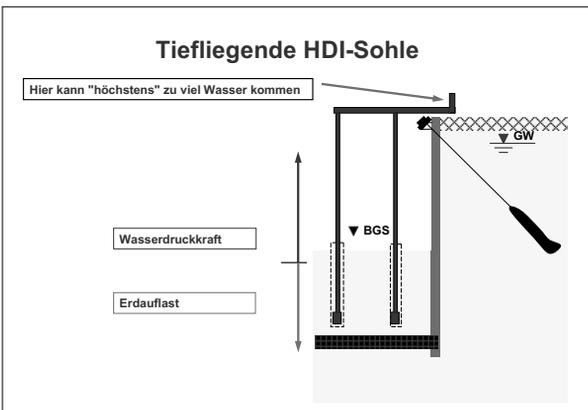
Hoch liegende Düsenstrahlsohle ohne Sandüberdeckung.  
Hier ging alles gut!



Eine geringe Sandüberdeckung kann sicherlich nicht schaden.



Mit der „mittelhoch“ liegenden Düsenstrahlsohle wird versucht die Wirtschaftlichkeit und die Ausföhrungssicherheit zu optimieren.



Bei der tief liegenden Sohle ist das Optimum der Havarie-sicherheit erreicht. Die Verbauwände sind vergleichsweise tief zu föhren.

### 3.1.2 Entwicklungen zur Wirksamkeit des Düsenstrahls



Neben der Tiefenlage der Sohle war noch einiges am Verfahren selbst zu optimieren. Der Düsenstrahl ist um so effektiver, je besser der Strahl gebündelt werden kann. Anfangs sah das eher wie ein Wasserzerstäuber aus.

**Der Düsenstrahl 2002  
so wird's zum Strahl!**



Hier wird es schon  
besser.

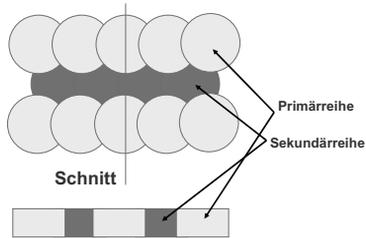
**2005 Ziel erreicht:  
Der messerscharfe Düsenstrahl**



Deutlich ist das kon-  
zentrierte Strahlbün-  
del zu erkennen.  
Hiermit lässt sich  
eine ordentliche  
Reichweite erzielen.  
Man braucht weniger  
Säulen, es gibt weni-  
ger Fugen und An-  
schlussstellen.

### 3.1.3 Entwicklungen zur Anordnung der Düsenstrahlkörper

#### Die ersten Anfänge



Anfang war jede Säule gleich groß: sowohl im Durchmesser als auch in der Höhe.

#### Straßentunnel B96 (1996) kurz vor der seinerzeit geplanten Eröffnung



Da ist es schon wieder passiert! Hier gab es Reichweitenprobleme. Vom Raster ganz zu schweigen.

#### Man wird es wohl in den Griff bekommen!



**Jetzt wird's kritisch!**



**Der Kapitän verlässt als Letzter das  
sinkende Schiff**



Der Baggerfahrer wartet auf seine Rettung mit der Betonpumpe.

**gerettet in letzter Minute**

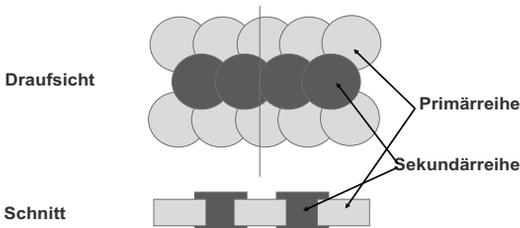


**Zuerst haben wir gelernt, wie man mit Leckagen umgeht**



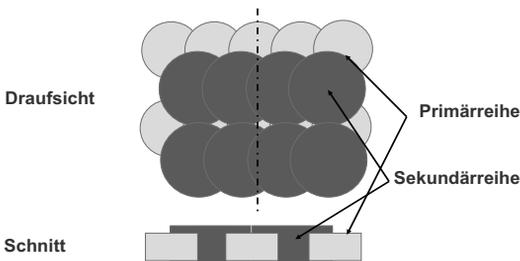
Es wurden Versuche mit Ballastteilen, „Quellfassungen“, Big Packs und Injektionslanzen für die Erstversorgung von Wassereintrüben durchgeführt. Letztendlich waren großflächige Anschüttungen am erfolgreichsten.

**Die 2-Krempen-Sohle in einfacher Ausführung**



Sowohl die Reihenfolge der Säulenherstellung als auch die Säulenhöhen wurden verändert und an die wachsende Erkenntnis zum Thema: „warum sind Sohlen dicht?“, angepasst

**Die 2-Krempen-Sohle mit doppeltem "Düsenzuschlag"**

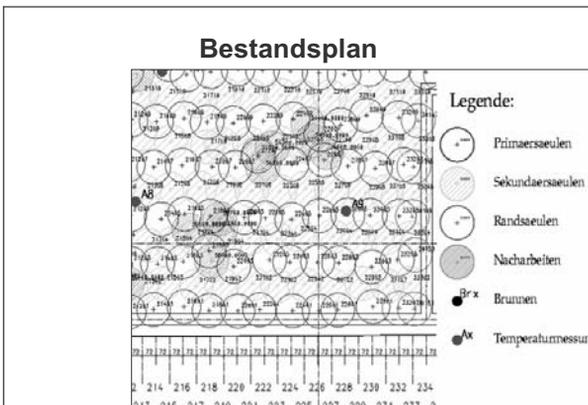


Wenn die Primärreihen eng zusammenrücken, überlappen sich nahezu die Säulen der Sekundärreihen. Es entsteht eine „Dreifach-Sohle“.

### 3.1.4 Entwicklungen zur Beherrschung der Bohrabweichungen



Inzwischen gibt es Neigungsmessgeräte die produktionsbegleitend jedes Bohrloch vermessen. Endlich kann man die Bohrabweichung in Höhe der Düsenstrahlsole.



Das war jedem bald klar, wenn die Sohlen tief liegen, muss man wissen wohin gebohrt wurde. Aus dem Bestandsplan mit den „abgewichenen Düsenstrahlkörpern“ lässt sich erkennen, wo nachgearbeitet werden muss!

### 3.1.5 Bestimmung der Säulendurchmesser

#### Oberflächennahes Probefeld



Wie immer im Spezialtiefbau: zu sehen ist erst mal nichts, es sei denn, man gräbt es aus!

Die erste Ahnung über die erzielbare Reichweite des Düsenstrahls bekommt man durch freigelegte, oberflächennah hergestellte Düsenstrahlkörper.

Weiter unten kann man nur tasten.

#### Durchmesserbestimmung in Tiefenlage der Sohle

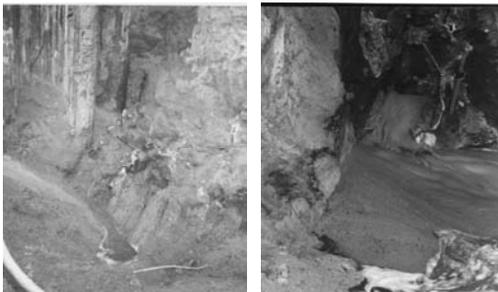


Stangenpegel oder Tastbohrungen

Messschirm

### 3.2 Die abdichtende Unterfangungswand im HDI-Verfahren, Beispiel Rosmarin Karree

#### Ein harmloses Rinnsal.....oder was Ernstes?



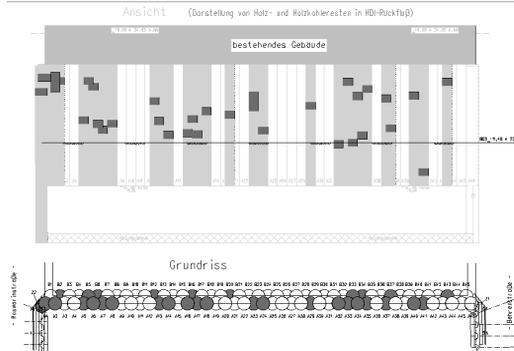
Beim Bauvorhaben „Rosmarin – Karree“ war eine gedüste Unterfangungswand Leck geworden. Wasser und Boden und inkohltes fossiles Holz strömte in die Baugrube ein. Erst nach langwierigen Sanierungsarbeiten mit Bodenvereisung konnte das Bauwerk fertig gestellt werden.

## Die bereits erwähnte "Berliner Holzkohle"



Das kam aus der Leckstelle heraus

## Die Aufarbeitung: Holzkohle im Rückfluss



Bei soviel Holz im Düsenstrahlrückfluss wird inzwischen zweimal gedüst.

## Die Folgen



Das Lernen war ganz schön teuer. Wir hoffen, es hat sich doch irgendwie gelohnt!!

#### 4 Zwischendurch versuchten wir uns an Unterwasserbetonsohlen

**Im Bereich Lehrter Bahnhof, Los 1.4.  
Wie immer scheint die Baugrube  
vollkommen dicht zu sein**



**Hier droht Unheil!**



**Auch Sandsäcke helfen nicht.**

Ca. 500m<sup>3</sup> Wasser kommen pro Stunde durch das Leck!



**Da hilft nur noch**

**fluten,**



**reparieren,**



**und wieder lenzen.**



**Mit "kleinen" Abdichtungen bekam man  
am Schluss alles wieder dicht!**





# Auflockerungen von rolligen Böden durch den Lufteinsatz beim Düsenstrahlverfahren

Dr.-Ing. P. Quast und Dipl.-Ing. M. Zander  
Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR, Hamburg

## 1 Einleitung

In den vergangenen Jahren sind zur Herstellung von wasserdichten Baugruben vermehrt Dichtsohlen nach dem Düsenstrahlverfahren ausgeführt worden, um auf Sohlabdichtungen aus Silikatgel oder auf großräumige Grundwasserabsenkungen verzichten zu können. Für die Ausbildung der Düsenstrahlsohlen werden heute z. T. Säulendurchmesser von bis zu etwa  $D = 4\text{ m}$  verwendet. Durchmesser in dieser Größenordnung sind nur über eine intensive Luftummantelung des Schneidstrahls möglich.

Bei der Herstellung von Düsenstrahlsohlen insbesondere in rolligen Böden ist zu beobachten, dass nur ein Teil der über den Schneidstrahl eingebrachten Luft über das Düsenbohrloch nach oben steigt. Die übrige Luft tritt in einem relativ großen Umkreis vom Düsenansatzpunkt aus, woraus sich ergibt, dass der Boden zwischen Oberkante Dichtsohle und Geländeoberfläche großräumig von der aufsteigenden Luft durchströmt wird. Die Auswirkung der Luftmenge und des Druckes war bei einer Probedüsung eindrucksvoll zu beobachten. Dabei hat die eingebrachte Luft den Wasserstand in einer 30 m vom Düsenansatzpunkt entfernt gelegenen Grundwassermessstelle 4 m hoch über den Rand des Pegelrohres gedrückt (s. Bild 1).

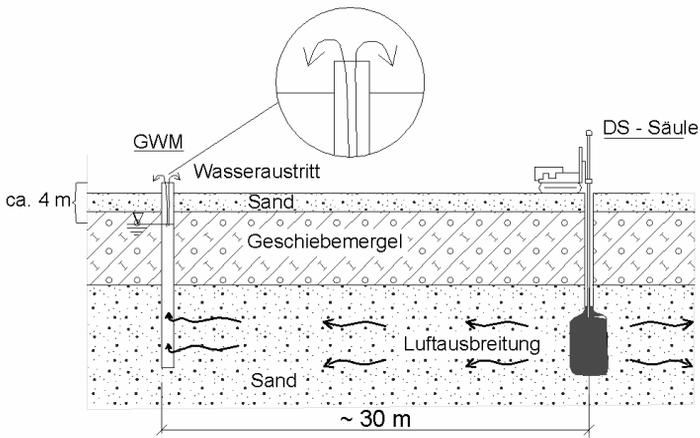


Bild 1: Auswirkungen des Lufteinsatzes auf den Wasserstand in einer 30 m entfernt gelegenen Grundwassermessstelle



Die rd.  $d = 1$  m dicke Düsenstrahlsohle wurde im 2-Phasen-System mit Suspension und Luft mit der UK Sohle in rd. 8,7 m Tiefe unter GOK hergestellt. Nach Auswertung der Ergebnisse der Eignungsversuche wurden für die Dichtsohle Einzelsäulendurchmesser von rd.  $D \approx 2,7$  m hergestellt. Die Anordnung der Säulen erfolgte unter Berücksichtigung der Bohrabweichungen und der erforderlichen Säulenüberschneidung im dreiecksförmigen Raster mit einer Grundseitenlänge von  $a = 2,0$  m und einer Dreieckshöhe von rd.  $h = 1,55$  m. Die Herstelldparameter entsprechen den üblichen Kenngrößen und sind in der folgenden Tabelle aufgeführt:

Ziehgeschwindigkeit	10 cm/min
Suspensionsdruck	40 MPa
Suspensionsmenge	300 l/min
Luftdruck	1 MPa (10 bar)
Luftmenge	ca. 200 l/s
Umdrehungen	5/min

In Bild 3 und 4 sind die Ergebnisse der Drucksondierungen vor und nach der Düssolehlenherstellung dargestellt, die jeweils etwa am gleichen Ansatzpunkt bei einem Abstand von je rd.  $a \leq 2,0$  m ausgeführt wurden. Dabei liegt der Ansatzpunkt der Drucksondierung CPT 1b „nachher“ und der CPT 2b „nachher“ jeweils in der Mitte zwischen den Ansatzpunkten von drei Düssäulen (s. Bild 5).

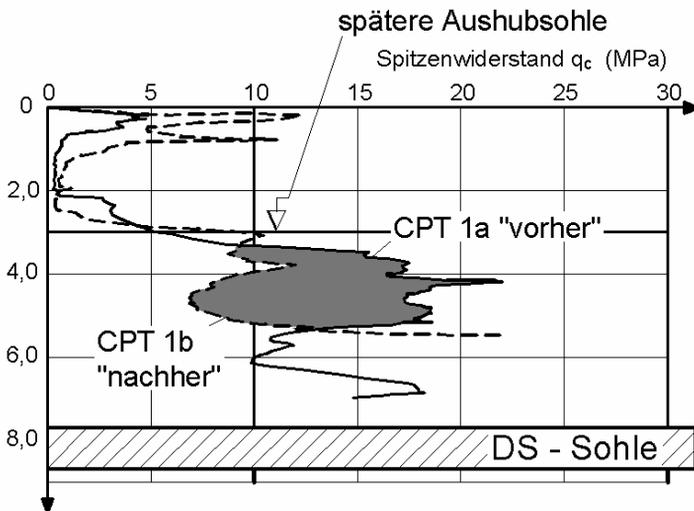


Bild 3 und 4: Ergebnisse der Drucksondierungen CPT 1a/2a („vorher“) und 1b/2b („nachher“).

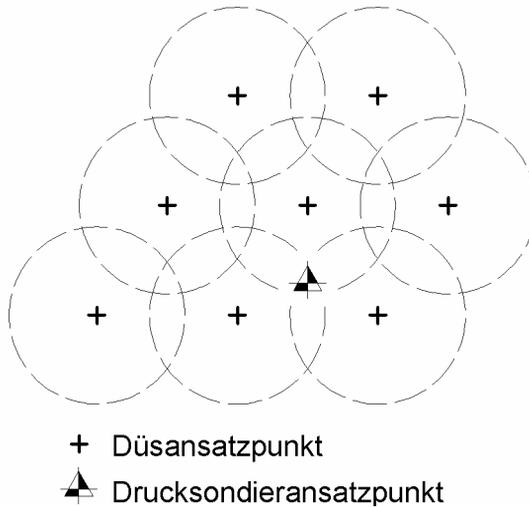
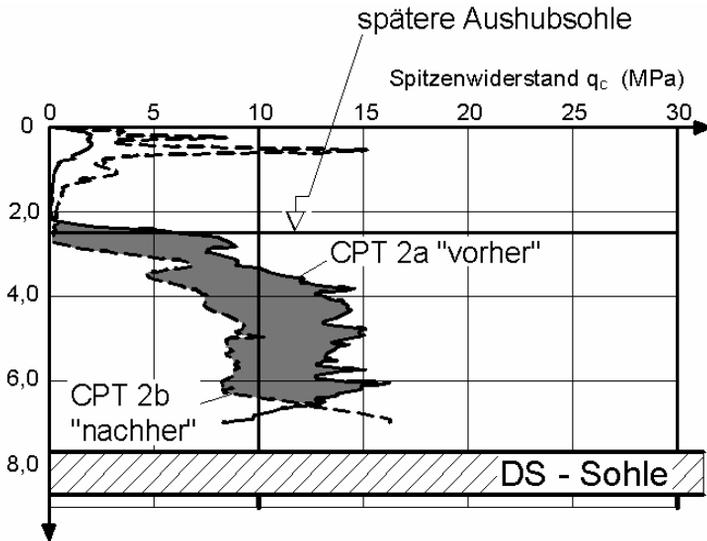


Bild 5: Lage der Drucksondieransatzpunkte

Der Vergleich der Drucksondierungen CPT 1a „vorher“ und CPT 1b „nachher“ zeigt bei der CPT 1b „nachher“ in den Sanden unterhalb der organischen Weichschichten einen Rückgang des Spitzenwiderstandes von etwa  $q_c \approx 17,5$  MPa auf etwa  $q_c \approx 10$  MPa entsprechend einem Rückgang von einer dichten Lagerung auf eine annähernd mitteldichte Lagerung. In den Vergleichsondierungen CPT 2a „vorher“ und CPT 2b „nachher“ liegt der gemessene

Rückgang des Spitzenwiderstandes bei der CPT 2b „nachher“ in der gleichen Größenordnung.

Für die Gründung des Neubaus flach auf einer Stahlbetonsohlplatte wurde daraufhin eine Nachverdichtung bis in rd. 2 m Tiefe unter Gründungsebene durch einen jeweils kleinräumig vorgenommenen Bodenaushub und Wiedereinbau mit entsprechender Verdichtung durchgeführt.

## 2.2 Baugrube für ein Wohngebäude

Im zweiten Beispiel wurde für den Neubau eines Wohngebäudes mit zwei Untergeschossen zur Vermeidung von Grundwasserabsenkungen ebenfalls eine wasserdichte Baugrube hergestellt, die aus einem nach innen ausgesteiften Spundwandverbau und einer tief liegenden Düsenstrahlsohle besteht. Als Baugrund stehen unter sandigen Auffüllungen Mudde und nachfolgend Torfe mit der Basis in rd. 7,3 m Tiefe unter GOK an. Darunter folgen Beckenschluff und feinsandige, schwach grobsandige Mittelsande (s. Bild 6), die nach den Ergebnissen der Drucksondierungen zunächst eine mitteldichte und zur Tiefe hin dichte Lagerung aufweisen.

Für die Gründung des Neubaus wurden im Hinblick auf die im Untergrund verbliebenen organischen Weichschichten nach Fertigstellung der Düsenstrahlsohle Vollverdrängungsbohrpfähle hergestellt, deren UK rd. 1 m über OK Düsenstrahlsohle angeordnet wurde und deren planmäßige Lastabtragung im Sand oberhalb der Düsenstrahlsohle erfolgen soll. Dadurch ergab sich die UK der Düsenstrahlsohle in rd. 15 m Tiefe unter GOK (s. Bild 6).

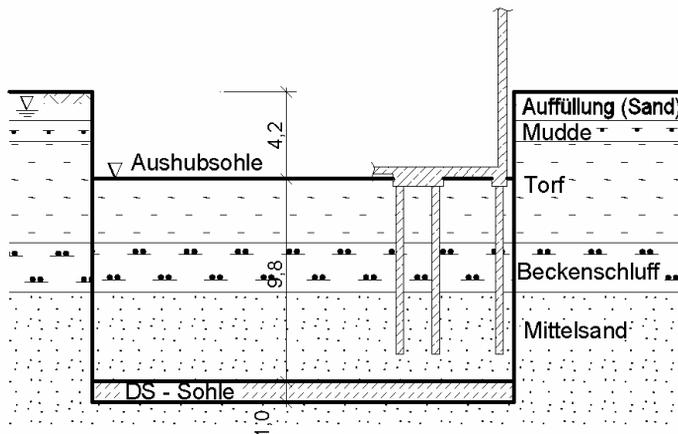


Bild 6: Prinzipschnitt Baugrube Wohngebäude

Die ebenfalls im Mittel rd.  $d = 1$  m dicke Düsenstrahlsohle wurde wiederum im 2-Phasen-System mit Suspension und Luft bei Säulendurchmessern von mind.  $D = 3,8$  m hergestellt. Das dreiecksförmige Raster hatte eine Grundseitenlänge von  $a = 3,0$  m und einer Dreiecks-

höhe von rd.  $h = 2,6$  m. Die Herstellparameter entsprechen den üblichen Kenngrößen und sind in der folgenden Tabelle aufgeführt:

Ziehgeschwindigkeit	10 cm/ min
Suspensionsdruck	33 MPa
Suspensionsmenge	400 l/min
Luftdruck	0,9 MPa (9 bar)
Luftmenge	ca. 150 l/s
Umdrehungen	3/min

Die Ergebnisse der vor und nach der Düssohlenherstellung ausgeführten Drucksondierungen, deren jeweiliger Abstand hier etwa rd. 2,5 m betrug, zeigen wie beim ersten Beispiel einen deutlichen Rückgang der Lagerungsdichte der Sande oberhalb der Düssohle (s. Bild 7 und 8).

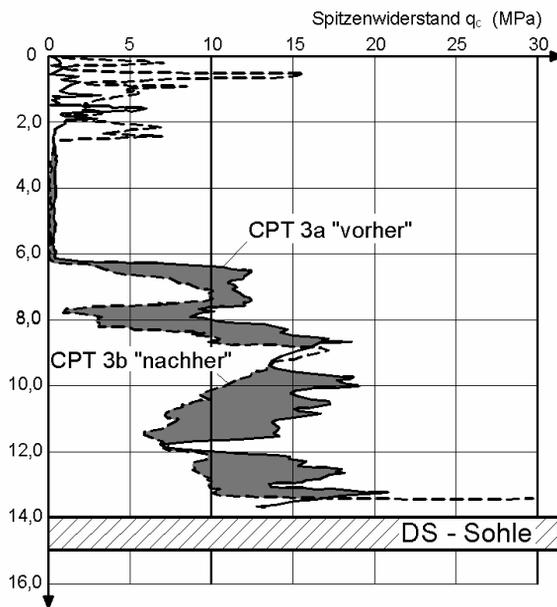
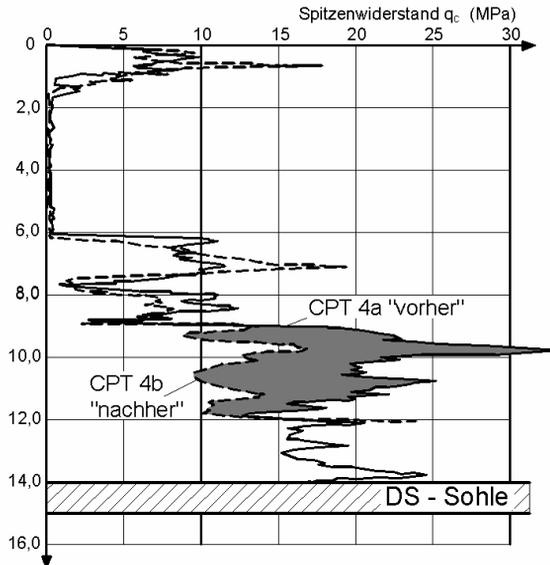


Bild 7 und 8: Ergebnisse der Drucksondierungen CPT 3a/4a („vorher“) und 3b/4b („nachher“)



### 3 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der vor und nach Herstellung der betrachteten Düsenstrahlsohlen ausgeführten Drucksondierungen zeigen im rolligen Boden einen Rückgang der Lagerungsdichte in etwa von einer dichten auf eine mitteldichte bzw. von einer mitteldichten auf eine nur lockere Lagerung.

Dies ist daher bei der Bemessung der Gründung des Bauwerkes und des Baugrubenverbaues im Vorwege zu berücksichtigen. Als Folge kann

- eine Verringerung der Bodenkennwerte im Erdwiderstandsbereich für die Bemessung des Baugrubenverbaues
- eine geringere Auslastung der Gründungs- oder Auftriebspfähle oder eine tiefere Anordnung der Düsenstrahlsohle zur optionalen Verlängerung der Auftriebs- oder Gründungspfähle
- ein entsprechend anzupassender Bettungsmodul wegen größerer zu berücksichtigender Setzungen bei einer Flachgründung

erforderlich werden. Alternativ ist eine Baugrundverbesserung oberhalb der Düsenstrahlsohle z. B. durch eine Rüttelstopfverdichtung möglich.

Aufgrund der vorgestellten Ergebnisse werden weitere Untersuchungen in ausführungstechnischer sowie in theoretischer Hinsicht erforderlich.

#### **4 Quellennachweis**

Martak, L.: Düsenstrahlverfahren in der Europäischen Normung. 15. Christian-Veder- Kolloquium 2000 in Graz

Grabe, J., König, F.: Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes. Bautechnik 81, Heft 7, 2004

DIN 4094:2002 - Baugrund – Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen

# Düsenstrahlverfahren mit Luftummantelung – ein schädliches Verfahren?

Dr.-Ing. Ulrich Trunk  
Keller Holding GmbH, Offenbach

## 1 Einleitung

Im Zuge ausgeführter Baugruben kommt es immer wieder zu Diskussionen über die mögliche Beeinflussung und Veränderung des Baugrundes durch die Herstellung von Düsenstrahlsohlen und hier insbesondere durch den Einfluss der Luftummantelung des Düsenstrahls. Auf der Baugrundtagung in Bremen im September 2006 wurden hierzu von QUAST UND ZANDER (2006) sowie von BORCHERT et al. (2006) entsprechende Beobachtungen und Überlegungen vorgetragen. Hinzu kommen Untersuchungen im Zuge der Ausführung von Baugruben.

### Stand der Diskussion

Die gegenwärtige Diskussion kann vereinfacht wie folgt zusammengefasst werden.

- Große Säulendurchmesser werden ausschließlich durch eine Erhöhung der Luftmenge und des Luftdrucks erzielt. Nicht bei allen Sohlen haben größere Säulendurchmesser zu einer größeren Dichtigkeit der Sohlen geführt.
- Große Luftmengen reduzieren die Lagerungsdichte des Bodens und erhöhen die Verformbarkeit des Baugrunds.
- Aus den zuvor genannten Gründen sollte auf den Lufteinsatz bei der Herstellung von Düsenstrahlsohlen verzichtet werden oder zumindest eine Reduzierung auf eine nicht schädliche Luftmenge oder einen nicht schädlichen Luftdruck erfolgen.
- Die Prinzipien des Düsenstrahlverfahrens sind bekannt und werden von jeder ausführenden Firma entsprechend beachtet und umgesetzt.
- Ursache für festgestellte oder vermeintliche Veränderungen des Baugrundes ist alleine der Lufteinsatz. Andere Einflüsse aus der Bautätigkeit können ausgeschlossen werden.

Andere Einflüsse auf veränderte Sondierwiderstände oder vermutete Veränderungen des Baugrundes werden bisher nicht diskutiert. Es wurden jedoch keine Untersuchungen oder Theorien vorgestellt, die Veränderungen im Baugrund durch die Luft beim Düsenstrahlverfahren erklären oder nachweisen würden. Beobachtungen bei verschiedenen Bauvorhaben lassen jedoch den Schluss zu, dass nicht alle verfahrensnotwendig zu beachtenden Grundlagen und Ausführungsgrundsätze in ausreichender Form beachtet werden.

## **2 Grundprinzipien des Düsenstrahlverfahrens**

### **2.1 Norm DIN EN 12716**

Die Norm DIN EN 12716 gibt zu den maßgeblichen Faktoren und Parametern folgende Hinweise, die im Einzelnen nicht näher erläutert werden.

- Ausreichende Baugrunderkundung
- Planung
- Ausführung und Auswertung von Probeelementen
- Einsatz von erfahrenem Personal
- Kontinuierliche Kontrolle der Suspensionseigenschaften
- Kontrolle des Rückflusses und der Rückflusseigenschaften
- Kontrolle und Aufzeichnung der Ausführungsparameter

### **2.2 Düsenüberprüfung und Luftmenge**

Es gehört mittlerweile zum Standard bei der Ausführung von anspruchsvollen Düsenstrahlarbeiten, die Qualität und Beständigkeit von Düsengeräten und Düsen mit Hilfe so genannter Schussbilder zu überprüfen, da mit verbrauchten oder beschädigten Düsen geringere Reichweiten erzielt werden als mit intakten. Der Zustand der Düsen muss in regelmäßigen Abständen nachgeprüft werden, weil eine alleinige optische Überprüfung oder Kontrolle der Durchflussmengen nicht ausreichend sind.

Dass die Luftmenge und der Luftdruck einen entsprechenden Einfluss auf die Wirkung und Reichweite des Düsenstrahles haben, wurde z.B. auch durch umfangreiche Untersuchungen in Japan belegt, siehe ESSLER und YOSHIDA (2004). Hierbei wird sehr oft vergessen, dass der Luftdruck alleine für die Beurteilung der Herstellungsqualität nicht ausreicht, denn ein vermeintlich hoher Druck kann auch bei einer geschlossenen Leitung oder verstopften Düse vorhanden sein, ohne dass Luft in ausreichender Menge strömt.

Ferner sind sowohl Luftdruck als auch –menge der Bohrtiefe anzupassen, damit die Luft mit der erforderlichen Geschwindigkeit in den umgebenden Boden austreten kann. Bei zu geringer Luftgeschwindigkeit wird die Schneidwirkung des Strahles nicht mehr im ausreichenden Maß unterstützt, so dass es zu einer Verringerung des erzielbaren Säulendurchmessers kommt.

Für die Druckluft gelten die gleichen Zusammenhänge wie für den Flüssigkeits- oder Suspensionsstrahl:

Der gemessene und aufgezeichnete Druck ist nur im Schlauch bzw. im Gestänge bis zur Düse vorhanden. An der Düse selbst erfolgt eine Energieumwandlung von potentieller in kinetische Energie, d.h. Suspensions- und Luftstrahl verlassen die Düsen mit hoher Geschwindigkeit. Die Austrittsgeschwindigkeit ist abhängig vom Druckunterschied zwischen dem Druck in der Säule und dem Druck im Leitungssystem bzw. Gestänge. Hierbei ist zu beachten, dass höhere Suspensionsdrücke in der Säule, z.B. durch einen behinderten Rückfluss mit dem damit einhergehenden höheren Säulendruck, wegen des im Vergleich zum Suspensionsdrucks geringeren Druckniveaus vor allem beim Luftstrahl zu einer Reduzierung der Austrittsgeschwindigkeit führen können.

### 2.3 Kontinuierlicher Rückfluss

Sind der Rücklaufkanal oder das Bohrloch verstopft, steigt der Druck in der Säule. Als Folge davon tritt weniger oder keine Luft aus der Düse aus.

Die Umhüllung des Düsenstrahls ist dann nicht ausreichend oder fehlt vollständig über die gesamte Säulenhöhe oder abschnittsweise. Die Reichweite des Strahls sinkt bei fehlender Luftummantelung um etwa ein Drittel.

Der kontinuierliche Rückfluß sorgt ferner für einen konstanten Austrag der Luft und somit für konstante und gleichmäßige Druckverhältnisse in der Säule.

Der Druck und die zugehörigen Druckschwankungen in frisch hergestellten Säulen wurden von Keller Grundbau GmbH bei zwei ausgeführten Baustellen gemessen. Hierbei wurde festgestellt, dass die Druckschwankungen bei kontinuierlich austretendem Rückfluss im Vergleich zum mittleren Druckniveau in der Säule relativ gering sind. Druckschwankungen können zu einer Beanspruchung des Gewölbes oberhalb der Säule führen. Diese Beanspruchung ist umso geringer, je geringer die Druckschwankungen sind.

### 2.4 Gewölbestabilität

Die Stabilität des Gewölbes über den frisch hergestellten Säulen ist von großer Bedeutung. Bei nicht ausreichender Stabilität versagt dieses mit entsprechenden Folgen für die Homogenität der Säulen und die Abdichtungswirkung. Die Stabilität wird auch von den nachfolgend aufgeführten Parametern beeinflusst und kann durch diese gefährdet oder eben sichergestellt werden, siehe Abb. 1

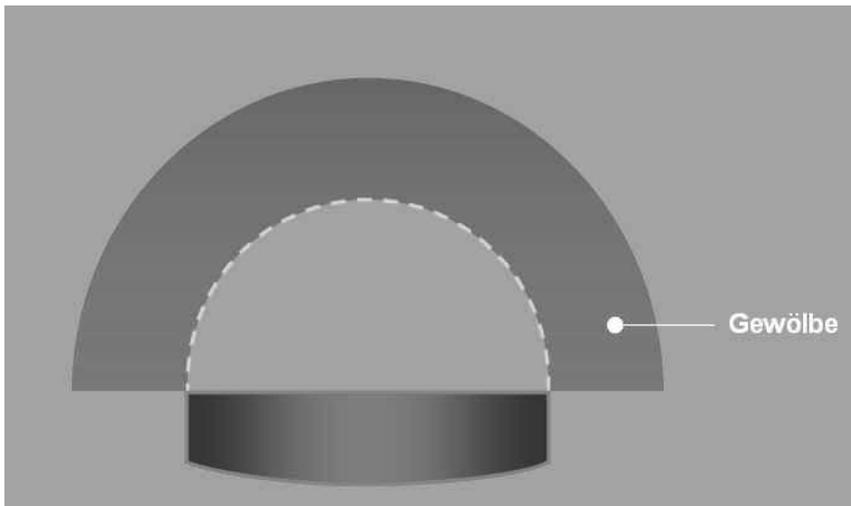


Abb. 1: Gewölbestabilität über der frischen Säule

#### 2.4.1 Gleichmäßiger Suspensionsspiegel

In den Vorlaufgräben muß ein ausreichendes Suspensionsreservoir vorhanden sein, damit der Suspensionsspiegel während des Düsvorgangs beständig auf etwa gleichem Niveau gehalten werden kann.

Auf jeden Fall ist zu vermeiden, dass der Suspensionsspiegel in den Bohrlöchern großen Schwankungen unterliegt. Diese können schädliche Spannungsschwankungen im Bereich des Gewölbes über den frischen Düsenstrahlsäulen bewirken, die auch zu einem Einbruch des Bodens in die frische Säule führen können.

Generell führt die Herstellung von Säulen frisch in frisch zu einer entsprechenden Vergleichmäßigung der Druckverhältnisse in den Säulen und gleichzeitig zu einer Druckentlastung, siehe Abb. 2.



Abb. 2: Gleichbleibender Suspensionsspiegel bei der Herstellung

#### 2.4.2 Über- und Unterschnitt der primären Säulenreihen

In Diskussion ist nach wie vor, ob bei Dichtsohlen bei Sekundärreihen oder -säulen nur ein Unterschnitt oder ein Unter- und Überschnitt zu den bereits hergestellten primären Säulen ausgeführt werden soll. Grundsätzlich soll mit dem Unter- bzw. Überschnitt ein gegebenenfalls vorhandener schwankender Durchmesser bei den primären Säulen ausgeglichen werden. In einigen Ausschreibungen wurde die Ausführung von sich komplett überschneidenden sekundären Säulen oberhalb und unterhalb der primären gefordert. Dies ist geometrisch nur bei der Ausführung von primären Säulen mit deutlich kleineren Durchmessern im Vergleich zu den Sekundärsäulen möglich. Bei kleineren Säulendurchmessern kommt es wegen der mit der Tiefe zunehmenden Bohrabweichungen häufiger zu Fehlstellen infolge fehlenden Überschnitts wie bei größeren Durchmessern.

Aufgrund der nachfolgend geschilderten Überlegungen sollte die zusätzliche Säulenhöhe bei den sekundären Säulen grundsätzlich nur als Unterschnitt ausgeführt werden.

Beim Düsen eines Überschchnittes tritt der Düsenstrahl auf den letzten 20 oder mehr Zentimetern über der Oberkante der Primärreihe aus, siehe Abb. 3. Durch die Durchmesservergrößerung der Sekundärsäule beim Austritt des Strahls über die Primärsäulen kommt es zu einer plötzlichen Vergrößerung der Stützweite des Gewölbes oberhalb der sekundären Säulen, das sich bis wenige Zentimeter vor Austritt des Düsenstrahles über die Primärreihen hinaus auf die bereits hergestellten und ausgehärteten Primärsäulen abstützen kann. Je nach Raster kommt es zu einer Vergrößerung der Stützweite um 40 – 70%, einhergehend mit einer höheren Beanspruchung des Gewölbes und entsprechenden Lastumlagerungen.

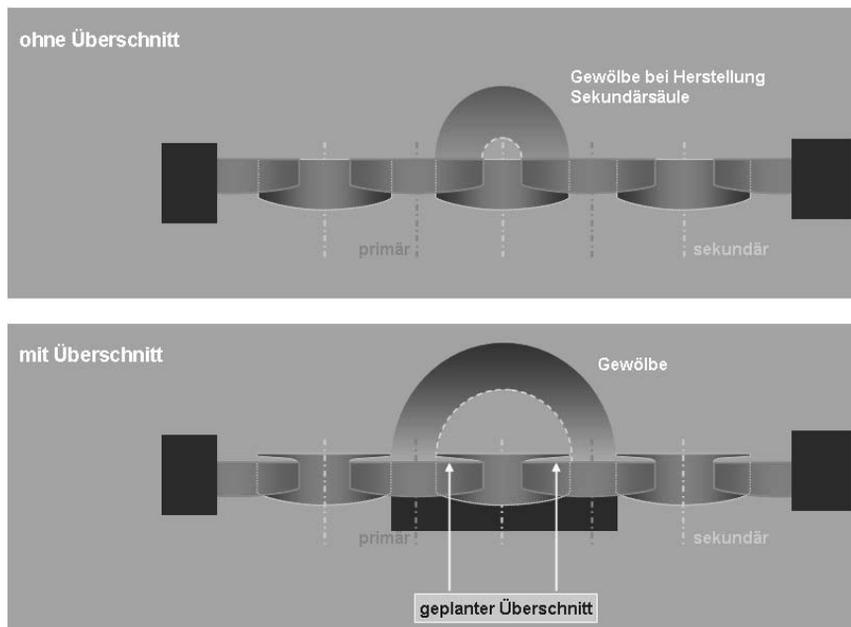


Abb. 3: Überschritt der sekundären Säulen über die primären und Gewölbestabilität

Ferner ist bekannt und durch die Freilegung von Probesäulen nachgewiesen, dass der Düsenstrahl bei scharfkantigen Berandungen abgelenkt wird. Dieser Effekt ist vergleichbar mit der Lichtbeugung. Aus diesem Grund ist ein dichter Anschluss mit einem horizontal austretenden Düsenstrahl – Düsenvorgang von unten nach oben - an die Oberfläche der primären Säulenreihe oder an eine horizontale Oberfläche mit einem Überschritt in aller Regel nicht möglich. Wie die Ausführungserfahrung von Unterfangungen zeigt, ist dies jedoch dann möglich, wenn der Düsenstrahl von unten kommend an einen festen Körper wie ein Fundament oder eine primäre Säulenreihe anschließt.

Weiter ist zu beobachten, dass der Düsenstrahl die maximale Reichweite vor allem bei Säulen mit größeren Durchmessern erst nach einer gewissen Mindesthöhe der Säule von 20 bis 40 cm erreicht. Dies führt zu den wie in Abb. 3 dargestellten konvexen Untersichten von Düsenstrahlkörpern.

Die dargelegten Überlegungen zeigen, dass mit der Ausführung eines Überschnitts eine Verbesserung der Säulenqualität bzw. eine Reduzierung der Restwassermenge durch das Schließen vermeintlicher Fugen in aller Regel nicht erreicht werden kann.

### 2.4.3 Sedimentationsstabile Suspensionen

Reine Zementsuspensionen weisen bei den üblichen Wasserzementwerten zwischen 0,9 und 1,1 Sedimentationsraten bis über 20 % auf.

Verwendet man eine solche Mischung für die Herstellung einer Dichtsohle, so bildet sich nach relativ kurzer Zeit, noch während des Abbindens, ein sogenannter Wassersack auf der frisch hergestellten Säule aus, direkt unter dem notwendigen Gewölbe im Baugrund. Das Wasser kann den Boden nicht stützen, hierzu fehlt die Membranwirkung durch die Suspension und den sich ausbildenden Filterkuchen, siehe Abb. 4.

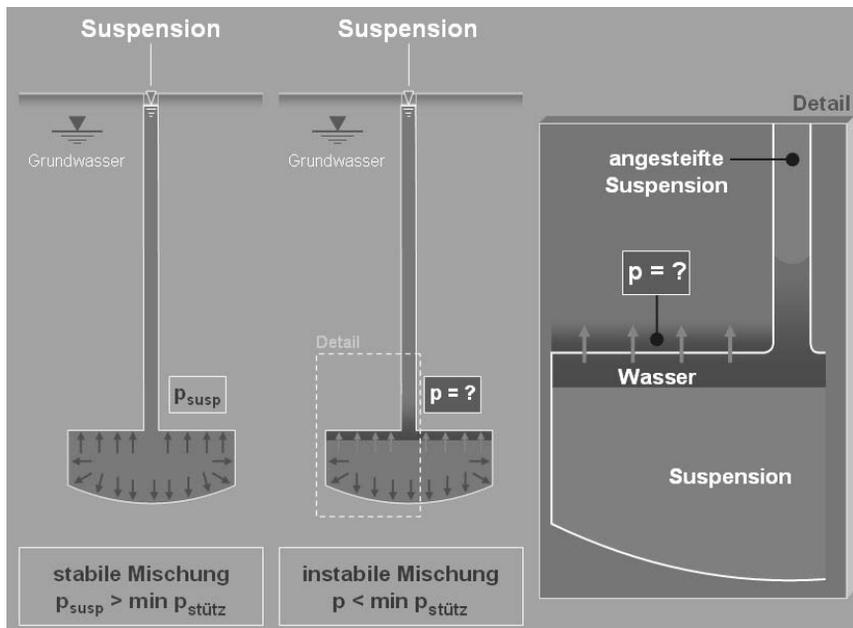


Abb. 4: Notwendige Stützung des Gewölbes durch sedimentationsstabile Suspensionen

Die Suspension bindet im Bohrkanal aufgrund des geringeren Durchmessers und der höheren spezifischen Oberfläche im Vergleich zur Säule schneller ab als in der Säule. Mit dem Abbinden im Bohrkanal kann die dort vorhandene Suspension ein durch Sedimentation

entstehendes Suspensionsdefizit in oder über der Säule nicht mehr ausgleichen. Ferner sinkt mit dem Abbinden und der Zunahme der Viskosität der Stützdruck der Suspension.

Sofern sich aufgrund der zu geringen Sedimentationsstabilität der Suspension der in Abb. 4 gezeigte Wassersack ausbilden kann, kann dies zu Veränderungen im Baugrund führen, bis hin zum Verlust der Stabilität des Gewölbes oberhalb der Säule mit einem entsprechenden Bruch und Eindringen des Bodens in die hergestellte Säule. Die mögliche Überbeanspruchung des Gewölbes oberhalb der Säule ist hierbei auch vom Säulendurchmesser abhängig. Hierbei ist anzumerken, dass eine zum Einsatz kommende Druckluftummantelung des Düsenstrahls hier zunächst keinen Einfluss hat.

#### 2.4.4 Untersuchungen zur Gewölbestabilität

Maßgebend für die Gewölbestabilität und somit für eine verträgliche Lastumleitung über der frischen Säule ist ein zu jedem Zeitpunkt ausreichender Stützdruck durch die Suspension.

Bei durchgeführten FEM-Berechnungen wurde ein Versagen des Gewölbes durch Zunahme der in Abb. 5 nach rechts aufgetragenen Firstverformungen dann festgestellt, wenn der Stützdruck in der Säule weniger als 50% bis 60% der ursprünglich vorhandenen Vertikalspannung im Boden beträgt, siehe KIRSCH und SONDERMANN (2002).

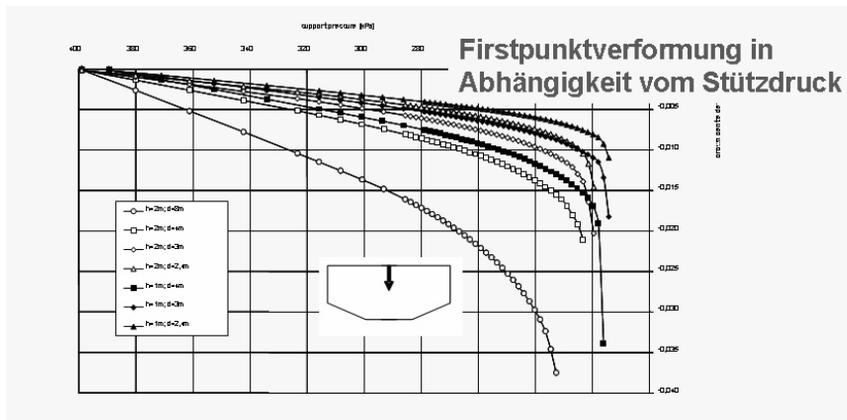


Abb. 5: Erforderlicher Stützdruck auf das Gewölbe oberhalb der Säule durch die Suspension

Der gleichbleibende Suspensionsspiegel im Rücklaufgraben muss durch den Bauablauf sichergestellt werden, da das plötzliche Absinken bzw. das Schwanken des Suspensionsspiegels im Rücklaufgraben oder gar im Bohrkanal zu entsprechenden schädlichen Schwell- oder Wechselbeanspruchungen des Säulengewölbes führen kann. Bei der Herstellung der jeweiligen Säulenreihen frisch in frisch wirken sich Druckschwankungen vor allem beim Zirkulieren der Suspension über mehrere noch offene Bohrkanäle auf mehrere noch nicht abgebundene Säulen aus.

Der kritische Abfall des Suspensionsspiegels kann anhand der nachfolgenden Berechnungen abgeschätzt werden.

Aufgrund der Viskosität der Suspension und dem Entstehen eines Filterkuchens zwischen Säule und umgebenden Boden ist mit totalen Spannungen zu rechnen. Die Bohrtiefe wird für dieses Beispiel mit 20 m angenommen.

- Ursprüngliche Überlagerungsspannung:  $20 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 380 \text{ kN/m}^2$
- Suspensionswichte Rücklauf, sichere Seite:  $= 16 \text{ kN/m}^3$
- Kritischer Stützdruckanteil  $p_{\text{stütz, krit}} = 60\%$
- Kritische Suspensionshöhe  $h_{\text{Sus, krit}} = 380 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6 / 16 \text{ kN/m}^3 = 14,25 \text{ m}$
- Kritischer Abfall des Suspensionsspiegels  $20,0 - 14,25 \text{ m} = 5,75 \text{ m}$

Nach diesen Ergebnissen ist ab einem Abfall des Suspensionsspiegels um ca. 6 m oder 25% bis 30% der Bohrtiefe die ausreichende Stützung des Gewölbes nicht mehr sichergestellt.

Es sei darauf hingewiesen, dass dieses entscheidende Element der Qualitätsplanung, d.h. sedimentationsstabile Suspensionen sowie gleichbleibender Suspensionsspiegel bei Aufzeichnung der Herstellparameter nicht erfasst und somit auch nicht anhand von Parameteraufzeichnungen überprüft werden können. Dennoch sind die beiden beschriebenen Grundsätze des Verfahrens zwingend zu beachten.

### 3 Schadenshypothese: Auflockerung des Baugrundes

#### 3.1 Auflockerung

Ein rolliger Baugrund, der gegenüber seinem ursprünglichen Zustand aufgelockert wurde, weist danach ein größeres Porenvolumen auf, sei es durch Volumenvergrößerung bei gleichbleibender Feststoffmasse oder durch Austrag von Bodenteilchen bei gleichbleibendem Volumen. Eine Auflockerung führt zu einer Reduzierung der Lagerungsdichte und zu einer Vergrößerung des Porenanteils.

#### 3.2 Eingesetzte Untersuchungsmethoden und -ergebnisse

Auf mögliche Veränderungen des Baugrundes wurde aus den Ergebnissen ausgeführter Drucksondierungen geschlossen. Hierbei hat man bei Drucksondierungen, ausgeführt von der gleichen Ansatzhöhe vor und nach Herstellung von Düsenstrahlsohlen, eine Reduzierung von Drucksondierwiderständen nach Herstellung der Sohle festgestellt. Die hierbei ausgeführten Untersuchungen und die festgestellten Reduzierungen der Drucksondierwiderstände sind in dem Beitrag von QUAST und ZANDER (2006) beschrieben und dargestellt.

Ferner wurden im Zuge des Aushubs von Baugruben Überprüfungen der Lagerungsdichte mit der Sandersatzmethode durchgeführt. Hierbei konnte auch bei reduzierten Sondierwiderständen nach Herstellung der Düsenstrahlsohlen keine Reduzierung der Lagerungsdichte festgestellt werden. Weitere Nachweise für die vermuteten Auflockerungen als den Vergleich von Drucksondierungen sind bisher nicht veröffentlicht oder vorgetragen worden.

Aufgrund der oben genannten Einflüsse bei der Säulenherstellung und der möglichen Fehlerquellen bei Nichtbeachtung der Verfahrensgrundsätze erscheint deshalb die Ableitung eines Zusammenhangs zwischen Restwassermenge und Säulendurchmesser bzw. des Lufteinsatzes bei Ausführung von Düsenstrahlsohlen nicht ausreichend abgesichert, siehe BORCHERT et al. (2006).

### **3.3 Drucksondierwiderstände**

Die vermeintliche oder vermutete Auflockerung wurde aus dem Vergleich von Drucksondierwiderständen abgeleitet. Hierbei ist folgendes zu beachten:

Sondierwiderstände schwanken auch in als homogen anzusehenden Baugrundsichten, es gibt eine zu beachtende natürliche Schwankungsbreite, die bei der Interpretation der Ergebnisse zu beachten ist. Die natürliche Streuung kann nur bei Ausführung einer ausreichenden Anzahl von Drucksondierungen bei gleichbleibender Ansatzhöhe ermittelt werden.

Ferner ist bekannt, daß bei der Ausführung von Eigenverdichtungsarbeiten mit dem Tiefenrüttler, d.h. bei der Rütteldruckverdichtung, Drucksondierwiderstände in sandigen Böden trotz erhöhter Lagerungsdichte nach der Verdichtung, nicht selten erst nach einem Zeitraum von zwei bis vier Wochen nach Ausführung der Verdichtungsarbeiten ansteigen, unmittelbar nach der Verdichtung - bei höherer Lagerungsdichte - sogar geringer sein können als vor den Verdichtungsarbeiten. Der Drucksondierwiderstand ist demnach nicht alleine von der Lagerungsdichte oder der Bodenart abhängig.

Überschüssiges Porenwasser und Luft müssen bei einer Baugrube mit wasserdichter Umschließung senkrecht zur üblicherweise vorhandenen horizontalen Schichtrichtung abfließen oder aufsteigen. Das Abströmen parallel zur Schichtrichtung ist durch die Umschließungswände behindert. Der Zeitbedarf hierfür wird aufgrund der richtungsabhängigen Durchlässigkeit – senkrecht zur Schichtrichtung geringer als parallel zu ihr - größer sein als bei Eigenverdichtungsarbeiten.

Aufgrund des anzunehmenden größeren Zeitbedarfes für das Abströmen überschüssigen Porenwassers sowie für das Austreten von Luft aus dem Baugrund ist zu erwarten, dass die Drucksondierwiderstände - bei unveränderter Lagerungsdichte nach den Düsenstrahlarbeiten - über einen längeren Zeitraum als bei Eigenverdichtungsarbeiten verändert bzw. reduziert bleiben.

### **3.4 Austrag der Luft beim Düsenstrahlverfahren**

Der Großteil der den Düsenstrahl ummantelnden Luft steigt im gerade bearbeiteten Bohrloch oder noch frischen Bohrlöchern bei einer Herstellung frisch in frisch auf. Eine Messung des Anteils gibt es – so der aktuelle Kenntnisstand – nicht.

Ein Teil der Luft dringt bei richtiger Wahl der Parameter in den rolligen Boden ein und führt damit zu einer Erhöhung der Erosionswirkung oder Reichweite des Düsenstrahls.

Diese Luft steigt dann zeitverzögert zum Düsenvorgang nach oben, was sich daran erkennen läßt, daß nach einer gewissen Zeit an der Geländeoberfläche Luft in kleinen Blasen austritt.

Die an der Geländeoberfläche austretende Luft tritt nur mit geringer Strömungsgeschwindigkeit aus, so dass diese austretende Luftmenge nicht als Nachweis oder Ursache für eine mögliche Auflockerung des Baugrundes herangezogen werden kann. Ferner ist der Anteil der beim Düsenstrahlverfahren eingebrachten Luft, die über den Baugrund austritt, relativ gering.

Bei Druckluftvortrieben von Tunneln wurden Untersuchungen ausgeführt, um die Auflockerung des Bodens vor allem bei Vortrieben unter Flusssohlen zu bewerten, siehe hierzu Abb. 6. Da der Wasserspiegel oberhalb der Flusssohle liegt, ist die Austrittsgeschwindigkeit der Luft an der Flusssohle aufgrund des Potentialunterschieds zur Atmosphäre deutlich größer als auf der Höhe der Arbeitsebene bei einer Sohle. Hier steht das Grundwasser im Gegensatz zu dem oben genannten Tunnel dazu meist einen halben bis einen Meter unter der Arbeitsebene.

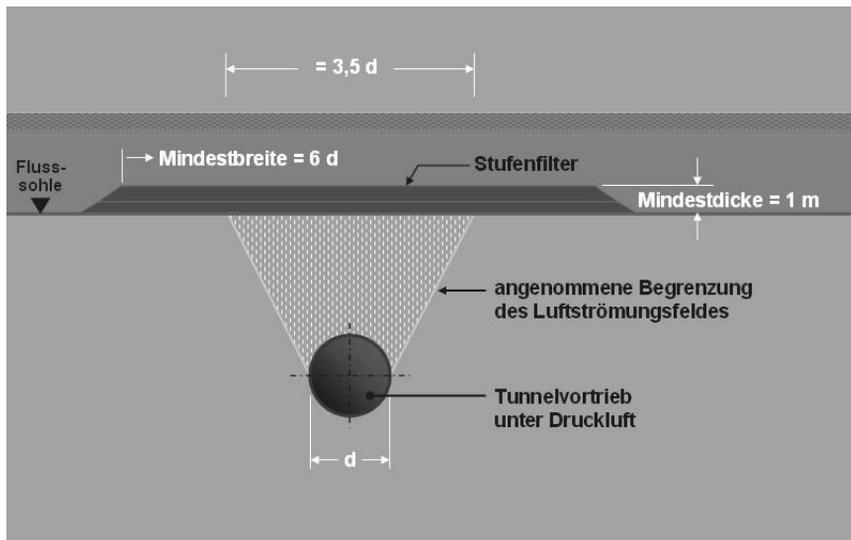


Abb. 6: Luftströmung bei Druckluftvortrieb unter einer Flusssohle

Auch bei den ungünstigeren Druckverhältnissen eines Druckluftvortriebs unter einer Flusssohle wurden Auflockerungen des Bodens nur in einer Größenordnung von einem halben bis ganzen Meter unter GOK bzw. Flusssohle beobachtet. Eine Auflockerung des kompletten Bodenpakets oberhalb eines Drucklufttunnels wurde bisher nicht festgestellt.

Unabhängig von den geschilderten Beobachtungen und Untersuchungen sollen nachfolgende Hypothesen vorgestellt werden, die zu einer Auflockerung des Bodens durch strömende Luft führen könnten.

### 3.5 Hypothesen zur Auflockerung durch Luft

#### 3.5.1 Hypothese 1: Austrag von Boden

Durch den Düsenstrahl findet ein Bodenaustrag statt, bei dem mehr Boden freigeschnitten und ausgetragen wird als es der Sohlstärke entspricht. Der Porenanteil nimmt zu. Sofern es zu einem Austrag von z.B. zusätzlichen 20 cm Boden käme, würde dies zu einem Ansteigen der Überschuss- oder Rücklaufmenge von ca. 25% führen. Eine solche Zunahme der Überschussmenge wäre messbar und würde festgestellt werden, siehe Abb. 7.

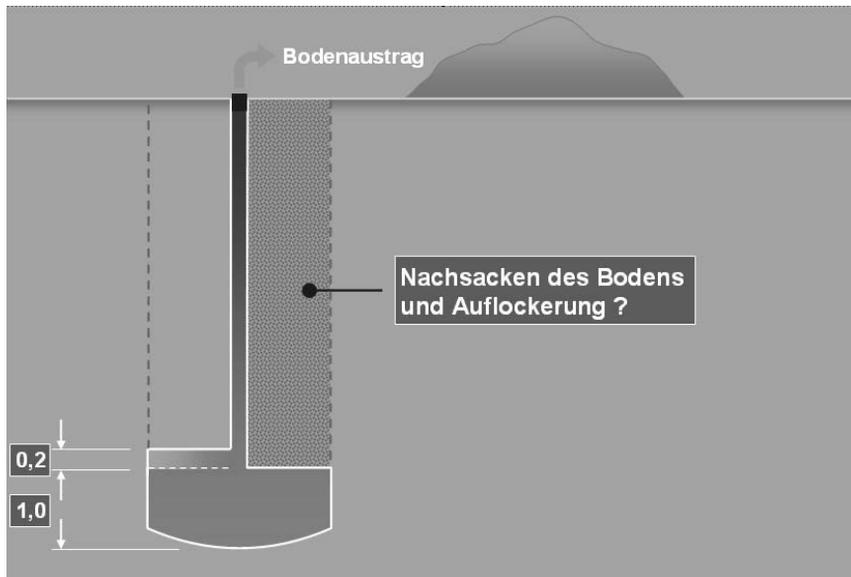


Abb. 7: Hypothese 1: Auflockerung durch Austrag von Boden

#### 3.5.2 Hypothese 2: Auflockerung des gesamten Bodenpakets

Die Luft lockert durch ihre Strömung das komplette Bodenpaket oberhalb der Sohle auf, der Boden „wächst auf“.

Dazu müsste das Bodenpaket mehr als 20 cm anwachsen, um eine entsprechende Erhöhung des Porenanteils zu erreichen. Auch solches würde festgestellt werden. Ebenso wäre dies an den Übergängen zu Verbau- oder Schottwänden zu beobachten, siehe Abb. 8.

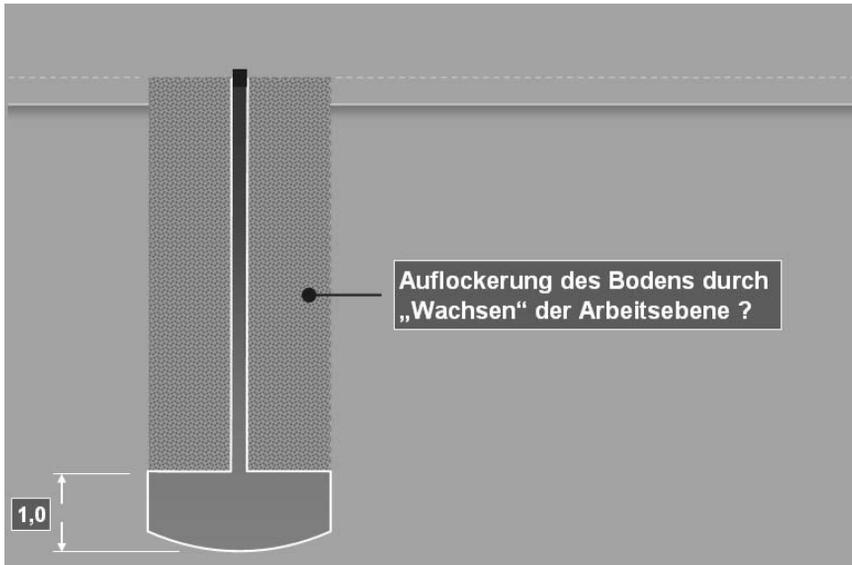


Abb. 8: Hypothese 2: Auflockerung durch „Anwachsen“ der Arbeitsebene

### 3.5.3 Hypothese 3: Gewölbestabilität

Hinsichtlich der zu gewährleistenden Gewölbestabilität und der Beanspruchung des Gewölbes im Zuge der Säulenherstellung kann auf das bereits oben ausgeführte verwiesen werden, siehe Abb. 9.

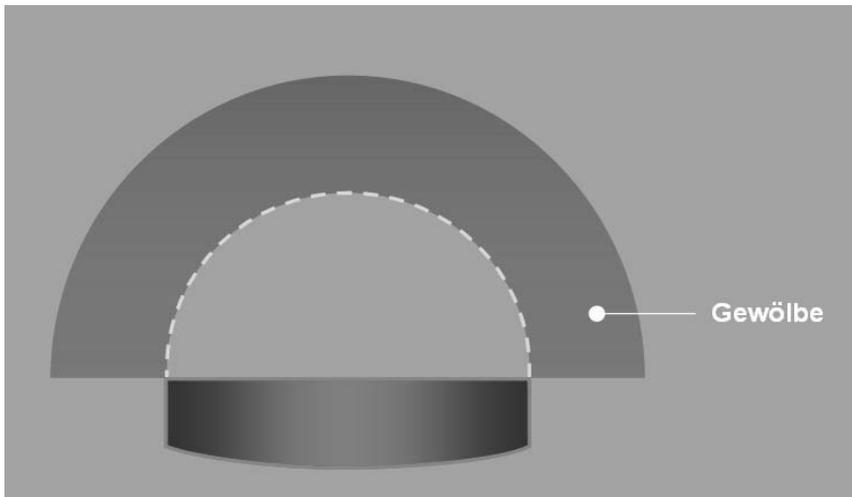


Abb. 9: Hypothese 3: nicht ausreichende Gewölbestabilität über der frischen Säule

### 3.5.4 Hypothese 4: Suffosion

Wird eine Dichtsohle erforderlich, besteht der Baugrund in der Einbautiefe in aller Regel aus rolligem Boden, der meist geschichtet ansteht. Hierzu typische Kornverteilungen sind in Abb. 10 gegeben.

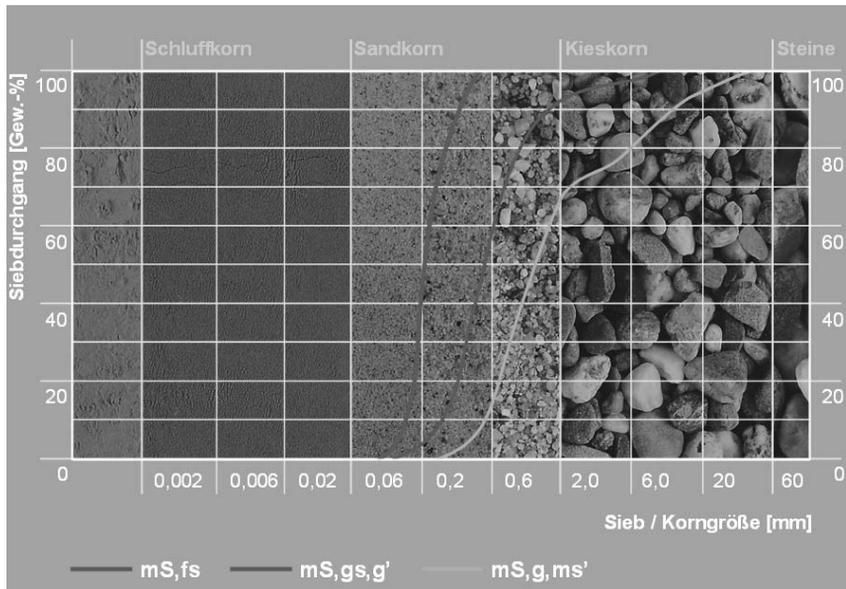


Abb. 10: Typische Kornverteilungsbänder in der Tiefenlage von Dichtsohlen

Aufgrund dieser Baugrundsichtung wechseln die Durchlässigkeiten senkrecht zur Schicht- richtung entsprechend der Kornverteilung und Dichte der einzelnen Schichten im stärkeren Maß als parallel zur Schichtung.

Es wäre nun vorstellbar, daß durch die senkrecht zur Schichtebene nach oben strömende Luft aufgrund ihrer Strömungskraft und -geschwindigkeit Bodenteilchen von einer Schicht in die andere Schicht verfrachtet, und somit eine Verlagerung von Bodenteilchen erfolgte, welche dann zu einer Reduzierung der Lagerungsdichte in den abgebenden Schichten führen würde.

Bei der Ermittlung der möglichen Strömungsgeschwindigkeiten der Luft in Abhängigkeit vom Gradienten ist zu beachten, daß die Durchlässigkeit und somit die Strömungsgeschwindigkeit von Luft in teilgesättigten Böden bei gleichem Gradienten geringer ist als in trockenen Böden.

### 3.6 Arten der Suffosion

Sowohl bei dem Auftreten einer inneren Suffosion wie bei dem Auftreten einer äußeren Suffosion müsste Boden bis zur Gelände-Oberkante ausgetragen werden. Dies wurde bisher

nicht beobachtet und kann auch aufgrund des üblicherweise geschichteten Baugrundes ausgeschlossen werden.

Es bleibt jedoch zu untersuchen, ob möglicherweise eine Verfrachtung zwischen den einzelnen zum Teil nur wenige Zentimeter starken Schichten möglich ist, so dass Bodenteilchen aus einer feinkörnigeren Schicht in eine gröbere Schicht durch die Luftströmung verlagert werden. Der dabei auftretende Effekt wäre als Kontakterosion zu bezeichnen. Ob die dabei möglicherweise auftretenden Verfrachtungen im cm- oder dm-Bereich jedoch mit Drucksondierungen feststellbar sind, kann nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen nicht beurteilt werden, siehe Abb. 11.

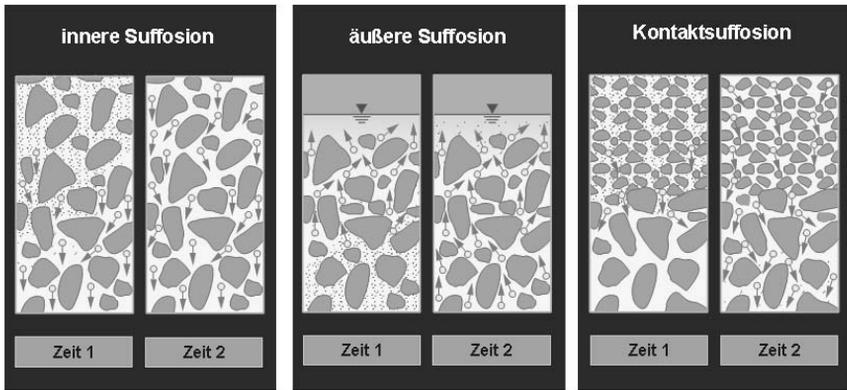


Abb. 11: Hypothese 4: Auflockerung durch Suffosion

Voraussetzung für das Auftreten von Suffosion ist, dass nach einem sogenannten mechanischen Kriterium, wie es z.B. von Terzaghi aufgestellt wurde, eine Verfrachtung bzw. Beweglichkeit der Bodenteilchen innerhalb einer Schicht oder zwischen einzelnen Schichten gegeben ist. Damit überhaupt eine Verfrachtung von Bodenteilchen, sei es durch Luft – oder Wasserströmungen, erfolgen kann, müssen die Kornverteilungen bzw. Abstufungen der jeweiligen Schichten eine Beweglichkeit der Bodenteilchen zulassen. In Abb. 12 ist das Terzaghi-Kriterium abgebildet, andere Kriterien bauen auf den Korndurchmessern bei 10 %, 17 % oder 50 % Siebdurchgang der jeweiligen Kornverteilungskurve auf.

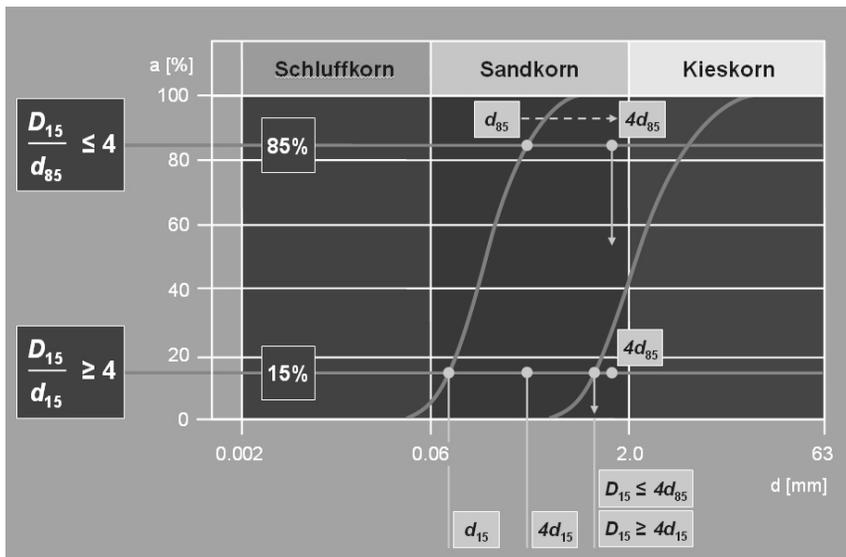


Abb. 12: Mechanisches oder Filterkriterium von Terzaghi für die Beurteilung einer ausreichenden Sicherheit gegen Suffosion

Sofern die zulässigen Abstände der Kornverteilungen zueinander eingehalten sind, kann aufgrund des Gefüges oder der Porengrößen keine Verfrachtung erfolgen, unabhängig von der Größe der Strömungskraft und –geschwindigkeit. Das sogenannte mechanische Kriterium ist eingehalten.

Nur wenn dieses Kriterium nicht eingehalten wird, kann die Strömung eine Verfrachtung bewirken, sofern die Strömungskraft hierzu ausreichend ist, das zweite Kriterium zur Beurteilung einer möglichen Suffosion. Für beide Kriterien lassen sich entsprechende Sicherheiten ermitteln.

Untersuchungen zu verschiedenen Baugruben in rolligen Böden für den Einsatz des Düsenstrahlverfahrens haben gezeigt, daß für die bei der Sohlherstellung eingesetzten Luftmengen nach den hierbei angewandten firmeneigenen Vorgaben grundsätzlich eine ausreichende Sicherheit gegen Suffosion gegeben ist, auch in solchen Bodenschichten, bei denen das mechanische Kriterium nicht mit einer ausreichenden Sicherheit eingehalten wird. Üblicherweise ergeben sich jedoch bei den für die Sohlherstellung typischen Baugrundverhältnissen bereits für die mechanischen Kriterien ausreichende Sicherheiten, so dass, unabhängig von der Strömungsgeschwindigkeit, eine Verfrachtung und somit das Auftreten von Suffosionserscheinungen ausgeschlossen ist.

#### **4 Einfluss der Diskussion über eine mögliche Auflockerung auf die Ausschreibung von Düsenstrahlarbeiten**

Obwohl die Auflockerung des Bodens durch eine Luftströmung nach wie vor nicht nachgewiesen ist und aufgrund der oben geschilderten Zusammenhänge und den bisher vorliegenden Ergebnissen ausscheidet, zeichnen sich Folgen für die Ausschreibung, Ausführung und Risikoverteilung zwischen Bauherrn und Auftragnehmer ab. Ferner sind daraus nachteilige Auswirkungen für die Ausführungssicherheit von Düsenstrahlsohlen zu erwarten.

So finden sich in Gutachten zu Baugruben, bei denen das Düsenstrahlverfahren zum Einsatz kommen soll, bereits Hinweise zur möglichen Einschränkung des Lufteinsatzes, was somit zwingend einhergeht mit einer Reduzierung der ausführbaren Durchmesser. Eine falsche Dimensionierung von Luftmenge und –druck kann hierbei zu stark schwankenden Durchmessern führen.

Beispielhaft hierfür die nachfolgenden Zitate aus einer Ausschreibung für eine Düsenstrahlsohle:

*Vor Beginn der Herstellung der Dichtsohle hat der AN, ergänzend zu den Baugrundunterlagen, eine ausreichende Anzahl an Drucksondierungen, bis in den Bereich der geplanten Dichtsohle, durchzuführen (pro 500 m<sup>2</sup> Baugrubenfläche eine Drucksondierung), um die Lagerungsdichte im Bereich der Dichtsohle zu ermitteln.*

*Da bei Verwendung einer Luftummantelung um den Schneidstrahl, sowie bei der Herstellung von Düsenstrahlsäulen mit sehr großem Durchmesser, es zu nachhaltigen Veränderungen des Baugrundes kommen kann, ist dies vom AN hinsichtlich des gewählten Verfahrens und des Säulendurchmessers zu berücksichtigen. Es wird deshalb empfohlen den Säulendurchmesser auf maximal 2,50 m zu begrenzen. Aus gleichem Grund ist auch der Luftdruck beim Abbohren, zur Verhinderung des Zusetzens der Düse, auf Werte kleiner 4 bar zu begrenzen.*

*Nach Herstellung der Dichtsohle ist mit einer gleichen Anzahl an Drucksondierungen (eine Drucksondierung pro 500 m<sup>2</sup> Baugrubenfläche) –und an gleicher Stelle- vom AN nachzuweisen, dass es durch die Düsenstrahlarbeiten zu keinen relevanten Veränderungen bei der Lagerungsdichte des anstehenden Baugrundes gekommen ist und die in der Statik berücksichtigten Bodenkennwerte auch weiterhin angesetzt werden können .*

*Die Dichtsohle ist mit Primär- und Sekundärsäulen herzustellen. Die Sekundärsäulen sind tiefer als die Unterkante und bis über die Oberkante der Primärsäulen zu führen, um so mit einem ausreichenden Über- und Unterschnitt eine Überlappung der Primärsäulen in Fugenbereichen herzustellen.*

Die Kernaussagen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Es sind vorab Drucksondierungen auszuführen. Die Luft schadet dem Baugrund. Daher muss der Säulendurchmesser begrenzt werden, ebenso der Luftdruck. Nach Fertigstellung der Sohle sind weitere Drucksondierungen auszuführen.

Wie weiter oben dargestellt, ist davon auszugehen, dass Drucksondierungen die Lagerungsdichte nach der Ausführung von Düsenstrahlsohlen über einen noch nicht näher untersuch-

ten Zeitraum nicht richtig wiedergeben, die Lagerungsdichte somit mit Drucksondierungen nicht zeitnah nachgewiesen werden kann.

Dennoch ist nach den oben aufgeführten Ausschreibungstexten der Auftragnehmer verpflichtet, dem Auftraggeber mit Drucksondierungen nachzuweisen, dass durch seine Arbeiten der Baugrund nicht verändert wurde. Das Risiko aus diesem Widerspruch trägt der Auftragnehmer.

Bei der Diskussion um eine mögliche Auflockerung des Baugrundes bleibt unbeachtet, dass die mit Rücklaufsuspension verfüllten Bohrlöcher die Qualität von Baugrundverbesserungselementen haben, vergleichbar den „Inclusions rigides“ oder „Hard inclusions“.

Berücksichtigt man die Steifigkeit dieser Bohrkerzen oder verfüllten und erhärteten Bohrkaneäle auch bei Rastern für große Säulen, so ergibt sich bei der Berücksichtigung der Bohrkerzen in etwa die gleiche Baugrundsteifigkeit wie vor Ausführung der Sohle, selbst wenn die Baugrundsteifigkeit zwischen den Kerzen von z.B. 50 MN/m<sup>2</sup> auf 25 MN/m<sup>2</sup> zurückgehen würde.

Sollte auch dies als nicht ausreichend angesehen werden, so ist es immer möglich nach Herstellung der Düsenstrahlsohle eine Baugrundverbesserung zwischen der Baugrubensohle und der tief liegenden Düsenstrahlsohle auszuführen, sei es mit Compaction Grouting bzw. Verdichtungsinjektion oder Rüttelstopfsäulen, um somit die geforderte Baugrundsteifigkeit vor Herstellung der Sohlplatte sicherzustellen.

Kalkulationsvergleiche haben gezeigt, dass solche im Nachgang ausgeführten Baugrundverbesserungen grundsätzlich wirtschaftlicher und zeitsparender sind, als eine Ausführung einer Dichtsohle ohne bzw. mit nur geringem Lufteinsatz und somit kleineren Säulendurchmessern zur Vermeidung der behaupteten Auflockerung des Baugrundes durch den Lufteinsatz.

Grundsätzlich wäre vorstellbar, zur Erhöhung der Vertragssicherheit zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer, die Ausführung einer möglicherweise als erforderlich erachteten Baugrundverbesserung nach Herstellung der Düsenstrahlsohle sowohl im Leistungsverzeichnis als auch im Terminplan als Eventualposition zu berücksichtigen. Somit kann schnell und zeitnah nach Herstellung der Düsenstrahlsohle ohne vertragliche Diskussion und ohne Änderung des Terminplanes über die Ausführung einer ergänzenden Baugrundverbesserung entschieden werden, sofern diese tatsächlich und nachweislich erforderlich wäre.

## **5 Raster und Säulendurchmesser**

In Abhängigkeit des Säulendurchmessers und der zu berücksichtigenden mittleren Bohrabweichung kann die sogenannte Grenztiefe ermittelt werden, für die ein ausreichender Überschchnitt zwischen den einzelnen Säulen noch gegeben ist, siehe Abb. 13. Wie der Abbildung zu entnehmen ist, steigt der erforderliche Mindestdurchmesser für die Düsenstrahlsäulen mit zunehmender mittlerer Bohrabweichung und zunehmender Bohrtiefe an. So ergibt sich für die oben zitierte Ausschreibung und den dort einzuhaltenden Säulendurchmesser von 2,5 m eine Grenztiefe von 21,5 m. Für größere Bohrtiefen kann das Kriterium eines ausreichenden Überschchnitts, das für die Ermittlung der Grenztiefe verwendet wurde,

für einen Säulendurchmesser von 2,50 m nicht eingehalten werden, siehe TRUNK und BREITSPRECHER 2004).

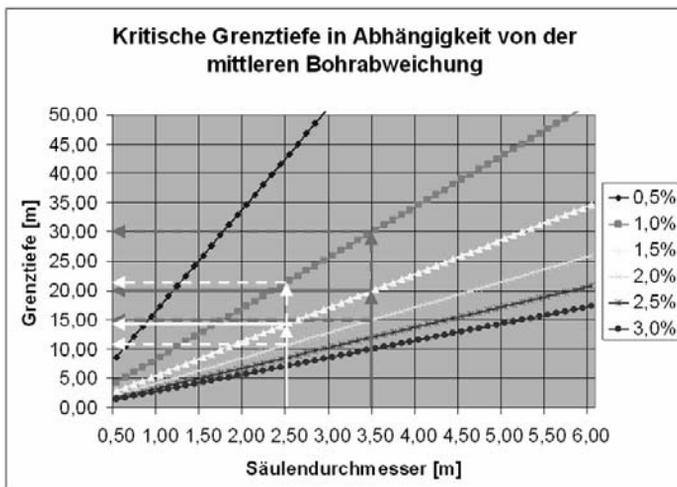


Abb. 13: Kritische Grenztiefe in Abhängigkeit von Säulendurchmesser und Bohrabweichung

Wie an anderer Stelle bereits mehrfach ausgeführt, führt die Vergrößerung des Säulendurchmessers zu einer Erhöhung der Ausführungssicherheit von Düsenstrahlsohlen, da die Anzahl der Kontaktflächen deutlich reduziert werden kann. Das Risiko, bei Abteufen einer Bohrung eine bereits hergestellte Säule anzutreffen oder keinen ausreichenden Überschneid zu erhalten, kann dadurch deutlich reduziert werden.

Die nach diesen Prinzipien ausgeführten Düsenstrahlsohlen und die dabei erreichten Restwassermengen belegen die Richtigkeit des Entwurfs und der Ausführung.

## 6 Zusammenfassung

Ausgehend von der wieder angeregten Diskussion über die Auflockerung des Baugrundes durch den Lufteinsatz beim Düsenstrahlverfahren wurden die vermuteten Phänomene dargestellt und erläutert. Ferner wurden die Untersuchungen mit Drucksondierungen vorgestellt, anhand derer bisher auf eine mögliche Auflockerung des Baugrundes durch den Lufteinsatz geschlossen wurde. Ferner wurden vier Hypothesen zu möglichen Auflockerungsmechanismen vorgestellt und hierbei analysiert, welche Auflockerungsmechanismen bei genauerer Betrachtung des Baugrundes überhaupt auftreten können, und welche aufgrund bodenmechanischer Überlegungen grundsätzlich auszuschließen sind.

Die Sicherheit gegen Suffosion kann anhand der Kornverteilungskurven nach einem sogenannten mechanischen Kriterium und anhand der auftretenden Strömungsgeschwindigkeit untersucht und nachgewiesen werden. In der Regel kann bereits für das mechanische Kriterium eine ausreichende Sicherheit nachgewiesen werden. Ferner kann für die Luftmen-

gen nach den firmeneigenen Parametern auch der Nachweis der Strömungskraft bzw. Geschwindigkeit in aller Regel mit einer ausreichenden Sicherheit geführt werden.

Anhand der Verfahrensgrundsätze für die Ausführung von Düsenstrahlarbeiten, insbesondere für die Herstellung von Dichtsohlen, wurde aufgezeigt, wie die Nichtbeachtung der Verfahrensgrundsätze zu schädlichen Veränderungen im Baugrund führen kann. Vor jeder Diskussion über den potentiellen Einfluss der Luft auf die Lagerungsdichte des Baugrundes sollte geprüft und sichergestellt werden, dass die aufgezeigten Verfahrensgrundsätze eingehalten werden, und die notwendigen Überprüfungen stattfinden.

## **7 Literatur**

- Quast P. und Zander M. (2006) „Auflockerungen von rolligen Böden durch den Lufteinsatz beim Düsenstrahlverfahren“, Vortrag bei der Baugrundtagung DGGT Bremen 2006, S. 157-160
- Borchert K.-M., Richter T. und Mittag J. (2006) „Erfahrungen und Risiken bei Düsenstrahlsohlen in Trogbaugruben“, Vortrag bei der Baugrundtagung DGGT Bremen 2006, S. 119-126
- Essler R. and Yoshida H. (2004) „Ground Improvement“, 2nd Edition, Ed. M.P. Moseley & K. Kirsch, pp. 160-196
- Trunk U. und Breitsprecher G. (2004) „Qualitätssicherung bei der Herstellung von Soilcrete-Sohlen“, Vortrag beim 11. Braunschweiger Deponie- und Dichtwandseminar, Mitteilung des Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, S. 249-270
- Kirsch F. und Sondermann W. (2002) „Zur Gewölbestabilität über Soilcrete-Körpern“, Vortrag zum 9. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium 2002, S. 85-101



# Dichtungsproblematik bei Düsenstrahlsohlen am Beispiel der Baugrube für die Schleuse Uelzen II

Jan Kayser  
Bernhard Odenwald  
Bundesanstalt für Wasserbau  
Wolfgang Oltmanns  
Prof. Rodatz & Partner

## 1 Bauwerk

Im Verlauf des Elbeseitenkanals (ESK) überwinden die Schleusen Uelzen I und Uelzen II einen Höhenunterschied von 23 m. Die Schleuse Uelzen I wurde 1976 fertig gestellt. Zur Erhöhung der Schleusungskapazitäten und zur langfristigen Betriebssicherheit des Kanals wurde die Schleuse Uelzen II von 1998 bis 2006 gebaut und am 8. Dezember 2006 eingeweiht. Bild 1 zeigt die neue und alte Schleuse.



Bild 1: Neue Schleuse Uelzen II (links) und alte Schleuse Uelzen I (rechts)  
Foto: NBA Hannover

Der Baugrund im Bau Feld besteht i. w. aus Geschiebemergel und den Unteren Sanden (s. Bild 2). Der Geschiebemergel hat überwiegend halbfeste Konsistenz ( $c_u = 200 - 700 \text{ kN/m}^2$ ). Die Unteren Sande bestehen aus enggestuften Mittel- und Feinsand. Sie besitzen größtenteils eine sehr große Festigkeit und Lagerungsdichte, die Spitzendrücke aus der Spitzendrucksondierung CPT liegen i. d. R. bei  $q_c > 50 \text{ kN/m}^2$ .

Das Grundwasserpotential steht bei ca. NN+45 m an. Da der Geschiebemergel gering durchlässig ist das Grundwasser im Bereich der Baugrube gespannt. Die Schleusensohle auf NN+30 m liegt somit ca. 15 m unter dem Grundwasserpotential. Die bestehende und die neue Schleuse haben eine Achsabstand von 70 m. Der lichte Abstand beträgt 30 m.

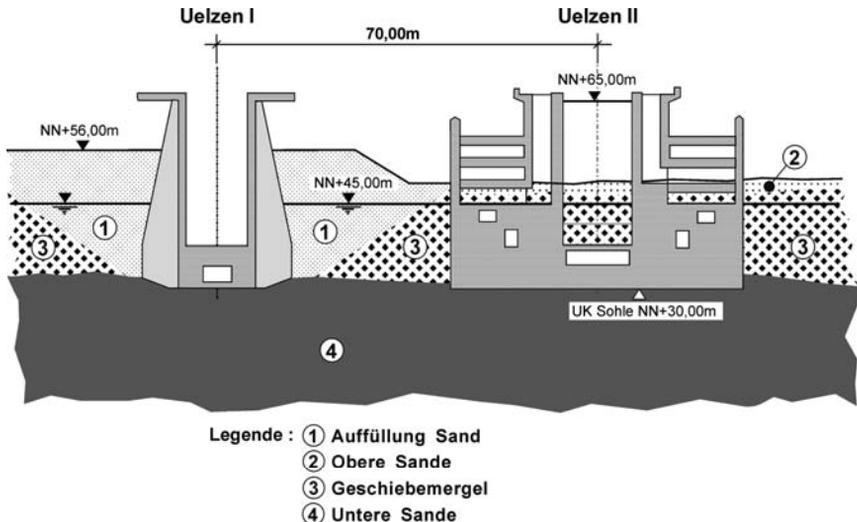


Bild 2: Baugrundaufbau im Querschnitt mit bestehender und neuer Schleuse

## 2 Baugrube

### 2.1 Konstruktion und Bauablauf

Da eine großräumige Grundwasserabsenkung nicht zugelassen war, musste die Schleuse in einer dichten Baugrube erstellt werden. Diese war 53 m breit, 265 m lang und ca. 18 m tief. Aufgrund eines Sondervorschlages kam eine ausgesteifte Baugrube mit einer mit dem Düsenstrahlverfahren (DSV) erstellten, 1,5 m mächtigen und vertikal rückverankerten, dichten Sohle zur Ausführung (s. Bild 3).

Zur Minimierung der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs lag die DSV-Sohle zwischen 1,5 und 4 m unter der Baugrubensohle („mitteltieflegend“). Sie übernahm auch statische Funktion zur Stützung des Schlitzwandfußes. Zur Seite hin war die Sohle aufgewölbt, was statische und wirtschaftliche Vorteile hatte. Die vertikale Verankerung erfolgte mit GEWI-Ankern, die mit Hilfe des Düsenstrahlverfahrens eingebracht wurden. Die Anker sind über Reibung in die Sohle eingebunden. Die statische Last auf die Sohle, die i. W. aus 15 m Wasserüberdruck resultiert, wurde über Gewölbewirkung von der Sohle auf die Anker übertragen.

Der vertikale Baugrubenverbau bestand aus 1,2 m dicken Stahlbeton-Schlitzwänden. Die Schlitzwände und die DSV-Sohle bildeten zusammen einen dichten Trog. Die Baugrube war mit 3 Dichtwänden in Querrichtung (Schotte) in 4 Bereiche unterteilt, die getrennt voneinander mit Pumpversuchen auf ihre Dichtigkeit hin untersucht wurden.

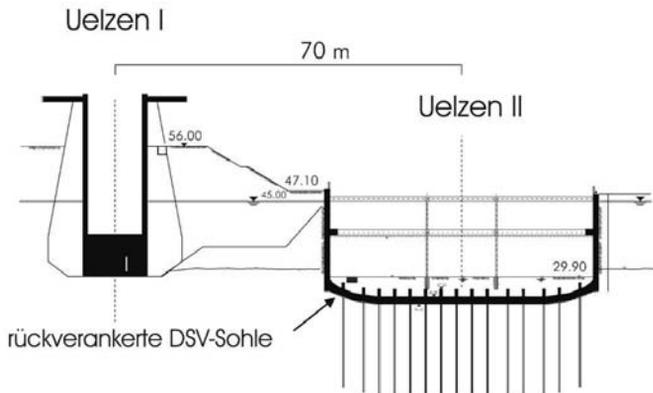


Bild 3: Baugrube mit vertikal rückverankerte Düsenstrahlsohle

Der Bauablauf war wie folgt:

1. Stahlbeton-Schlitzwand und Querschotte,
2. Voraushub von ca. 3 m,
3. Herstellung rückverankerte DSV-Sohle,
4. Pumpversuche zur Überprüfung der Dichtigkeit der Baugrube,
5. Mittelstützen und 1. Steifenlage,
6. sukzessiver Bodenaushub und Einbau der 2. Steifenlage.

## 2.2 Düsenstrahlsohle

Die DSV-Sohle besteht aus den sogenannten Tragsäulen, in denen ein GEWI-Anker eingebunden ist, und aus den Füllsäulen (s. Bild 4). Für die Tragsäulen galten erhöhte Anforderungen an die Festigkeit. Auf den Tragsäulen war als zusätzlich Sicherheit für die Einbindung der Pfähle in die Sohle noch ein Pfahlkopf von 1,5 m Länge gedüst, so dass die gesamte Verankerungslänge eines Gewi-Stabes in die Sohle 3 m betrug.

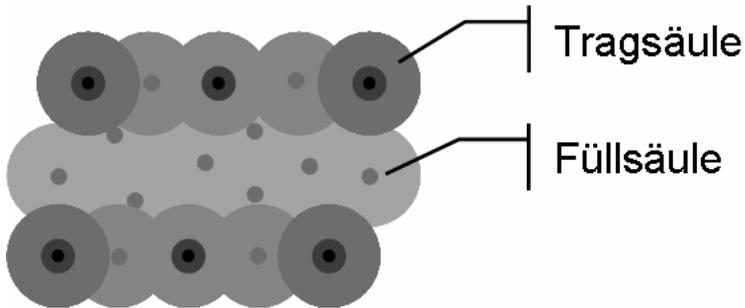


Bild 4: Sohle aus Trag- und Füllsäulen

Die Herstellung der Sohle erfolgte in 3 Abschnitten, jeder für sich frisch in frisch (s. Bild 4: 1. dunkelgrau, 2. mittelgrau, 3. hellgrau). Während die Tragsäulen und die jeweils verbindenden Füllsäulen (Bild 4, dunkel- und mittelgrau) in einem festen Raster erstellt wurden erfolgte die Festlegung der Ansatzpunkte für die Füllsäulen im 3. Schritt nach Auswertung der Vermessungsdaten (s. u.) aus den ersten beiden Herstellschritten („dynamische Werkplanung“). Es kam das 3-Phasen-Verfahren mit einer luftummantelten Zementsuspension als Schneidstrahl zum Einsatz.

Es war ein umfangreiches System zur Qualitätssicherung erforderlich. Von jeder Bohrung wurden der Bohransatzpunkt geodätisch und der Bohrlochverlauf mit einem im Bohrgestänge integrierten Inclinometer gemessen. An einer Vielzahl von Säulen wurde zusätzlich der Durchmesser mit einer Tastsonde bestimmt. Diese Daten wurden zeitnah in einem Lageplan ausgewertet. Mögliche Fehlstellen in der Sohle konnten so detektiert und ggf. mit Zusatzsäulen geschlossen werden.

Ergänzend wurden Kernbohrungen durch die Sohle gebohrt und daraus Proben für Festigkeitsuntersuchungen genommen.

Aufgrund des hohen Wasserüberdruckes von 15 mWS bestand die Gefahr eines hydraulischen Grundbruches in der verbleibenden Bodenüberdeckung oberhalb von möglichen Fehlstelle in der Düsenstrahlsohle (z. B. infolge DÜsschatten). Um die Gefährdung durch Fehlstellen beurteilen zu können, wurden von der BAW zur Ermittlung kritischer Fehlstellendurchmesser Finite-Elemente-Berechnungen mittels eines rotationssymmetrischen, vertikal-ebenen Grundwasserströmungsmodell durchgeführt (Bild 5).

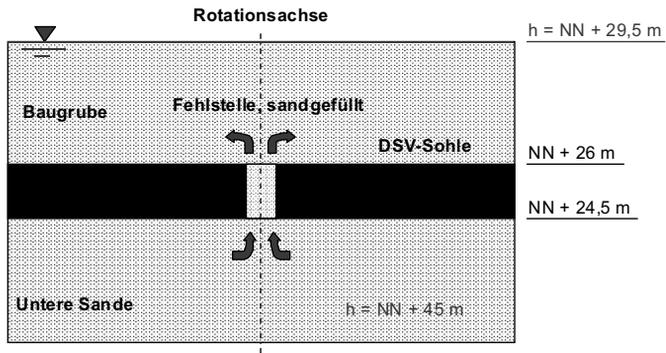


Bild 5: Berechnungsmodell für bodengefüllte Fehlstelle

In Abhängigkeit vom Fehlstellendurchmesser und der über der Dichtungssohle verbleibenden Bodenüberdeckung wurden der Durchfluss durch die Fehlstelle sowie die Strömungskräfte ermittelt. Darauf basierend wurde die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nach dem Ansatz von [Bieberstein 1999] bestimmt. In Bild 6 sind die Sicherheiten gegen hydraulischen Grundbruch sowie der resultierende Durchfluss in Abhängigkeit vom Fehlstellendurchmesser für die Bodenüberdeckung der Düsenstrahlsohle von 3,9 m Überdeckung dargestellt. Danach ergibt sich für eine Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch von  $\eta = 1,5$  der kritische Durchmesser einer bodengefüllten Fehlstelle zu ca. 1,1 m und der resultierende Zufluss zu ca. 2,2 l/s.

Zur Überprüfung der fertiggestellten Dichtsohle wurde vor dem Baugrubenaushub in den durch Querdichtwände abgetrennten Teilbaugruben mit einer Grundfläche von maximal ca. 4.000 m<sup>2</sup> jeweils ein Pumpversuch durchgeführt. Dabei wurde der Grundwasserstand innerhalb der abgedichteten Teilbaugrube bis unter das geplante Aushubniveau abgesenkt. Die Auswertung der Pumpversuche ergab einen maximalen, flächenbezogenen Zufluss in die Teilbaugruben von ca. 0,2 bis 0,5 l/(s·1000 m<sup>2</sup>). Daher konnten kritische, einen hydraulischen Grundbruch beim Baugrubenaushub verursachende Fehlstellen in der Sohlabdichtung auf Grund der bei den Pumpversuchen im Vergleich zum kritischen Zufluss durch einzelne Fehlstellen festgestellten geringen Zuflüssen mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden.

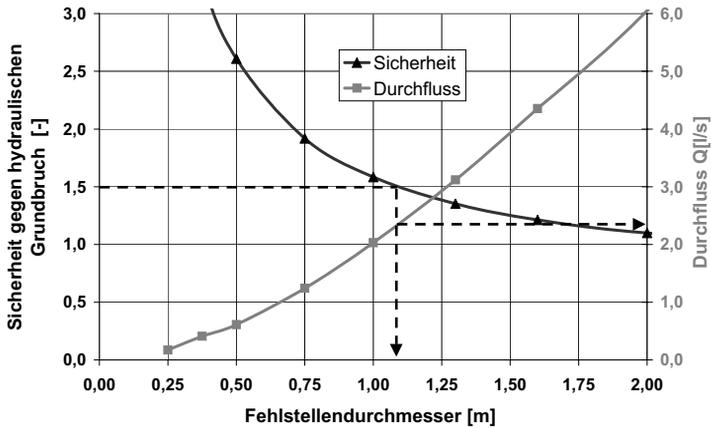


Bild 6: Kritischer Durchmesser für bodengefüllte Fehlstelle

### 3 Wassereinbrüche in die Baugrube

Der vorletzte Teilaushub der Baugrube erfolgte bis zum Übergang vom Mergel zu den Unteren Sanden. Während dieses Teilaushubs kam es zu einem Wasseraustritt am Böschungsfuß, wobei zunächst sichtbar Boden ausgetragen wurde. Die Ausflussrate wurde zu etwa 180 m<sup>3</sup>/h geschätzt. Da der Austrag von Boden an der Austrittsstelle nicht mit Sicherheit gestoppt werden konnte und die bestehende Schleuse möglicherweise durch die andauernde Grundwasserabsenkung gefährdet war, musste die Baugrube geflutet werden. Bild 7 zeigt den Wasserzutritt schematisch im Querschnitt.

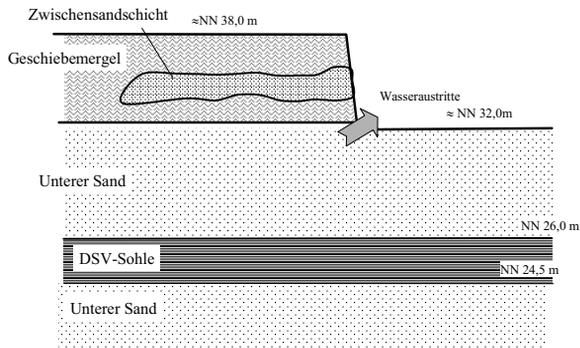


Bild 7: Situation beim Wasserzutritt

Zur Lokalisierung des Lecks wurde der Aushub unter Wasser fortgesetzt und dazu im Bereich der Austrittsstelle der Geschiebemergel ausgehoben. Danach wurde die Baugrube schrittweise gelentzt und versucht, mit verschiedenen Messverfahren das Leck zu orten. Dabei wurde angenommen, dass das Leck mit zunehmenden Wasserdruck wieder aktiviert wird. Erstaunlicherweise hatte sich aber während der Flutung der Baugrube das Leck offensichtlich so weit gedichtet, dass selbst nach dem Trockenlegen der Baugrube kein Wasserzutritt mehr festgestellt werden konnte. Auch eine weitere Lecksuche mit zeitweisem Aushub bis NN + 30 m blieb erfolglos. Allerdings wurden bei diesem Aushub Teile von Düskerzen mit mittigen hohlen Strömungskanäle gefunden, deren Wirkung weiter unten beschrieben wird. Die Arbeiten wurden unter einem verschärften Sicherheitskonzept fortgesetzt.

Einige Tage nach Fortsetzung der Arbeiten trat in unmittelbarer Umgebung des vorherigen Wasserzutritts schlagartig erneut Wasser in die Baugrube ein, wobei ungefähr 1 Tag vorher von NN +32 m auf NN +29,6 m ausgehoben worden war. Die Austrittsstelle wurde sofort mit Geotextil belegt und anschließend mit Kies und Sand überschüttet, bis ein stabiler Zustand erreicht war. Das durch die Aufschüttung in die Baugrube einströmende Wasser wurde abgepumpt. Nachfolgend durchgeführte Sondierungen zeigten eine Auflockerung der Sande unter der DSV-Sohle über ca. 1 m Höhe. Die Leckage wurde von einer Aufschüttung aus, die bis kurz über die Druckhöhe des Grundwassers außerhalb der Baugrube reichte, saniert. Zuerst wurde Quarzsand von unten in die Fehlstelle eingespült, der durch die hohe Strömungsgeschwindigkeit in dem Strömungskanal im Wasser mitgeschleppt wurde und somit nach und nach den Strömungskanal füllte. Anschließend wurde Zementsuspension und Weichgel injiziert.

Nach Beendigung der Sanierung wurde die Aufschüttung abgetragen. Hierbei war auf einem Niveau von ca. NN + 30 m der in den Strömungskanal eingespülte Quarzsand zu erkennen (s. Bild 8).



Bild 8: Quarzsand im Strömungskanal

In unmittelbarer Nähe des Quarzsandes wurde mit Rammsondierung eine Auflockerungen bis ca. 1 m über die DSV-Sohle festgestellt. Weitere Sondierung im Abstand von 0,5 bis 1 m zeigten bereits mitteldichte bis dichte Lagerung der Sande.

## 4 Strömungskanäle als mögliche Ursache der Wassereintrüche

### 4.1 Strömungskanäle in Düskerzen

Wie bereits oben beschrieben, wurden bei der Suche nach der Leckage DSV-Kerzen gefunden, die in ihrer Achse Hohlräume mit einem Durchmesser von 1 cm bis zu 1 dm aufwiesen (siehe Bild 9). Die Hohlräume waren zwischen einigen dm bis zu wenigen m lang. Es wurde u. a. ein Kerze gefunden, deren Hohlraum bis ca. ½ m oberhalb der DSV-Sohle mit einem Bewehrungsseisen befahrbar war.



Bild 9: DSV-Kerzen mit Hohlräumen

Im Zuge des weiteren Aushubes wurden einige DSV-Kerzen einer genaueren Betrachtung unterzogen. Hierbei zeigte sich, dass 4 verschiedene „Klassen“ der Kerzen vorhanden sind, von denen jeweils mehrere Kerzenabschnitte angetroffen wurden:

- Kerzen mit im Querschnitt durchgehend hoher DSV-Festigkeit,
- Kerzen mit im Zentrumsbereich ( $\varnothing$  ca. 5 – 12 cm) hellerem DSV-Material mit geringer Festigkeit
- Kerzen mit einer flüssigen Sand-Zement-Wasser-Mischung oder Sand-Wasser-Mischung im Zentrumsbereich ( $\varnothing$  ca. 5 cm),
- Kerzen mit einem Hohlraum im Zentrumsbereich ( $\varnothing$  ca. 1 – 10 cm).

### 4.2 Hydraulische Wirkung von Strömungskanälen

Aufgrund der Ergebnisse der Pumpversuche und der durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Herstellung der Sohldichtung konnten sandgefüllte, kritische Fehlstellen mit einem Durchmesser von mehr als 1 m als Ursache für die Wasserzutritte weitgehend ausgeschlossen werden. Der Durchfluss und die Sicherheit gegen hydraulischen Grund-

bruch werden bei sandgefüllten Fehlstellen maßgeblich durch den hohen Potenzialabbau im Bereich der Fehlstelle in der Sohle bestimmt. Auf Grund der in einzelnen DSV-Säulen und -Kerzen festgestellten Hohlräume konnte jedoch von der Existenz durchgehender, nicht sandgefüllter Strömungskanäle in der Sohldichtung ausgegangen werden. Um den Einfluss dieser hohlen Strömungskanäle zu untersuchen, wurden numerische Berechnungen mittels einem vereinfachten rotationssymmetrischen Modell durchgeführt (Bild 10).

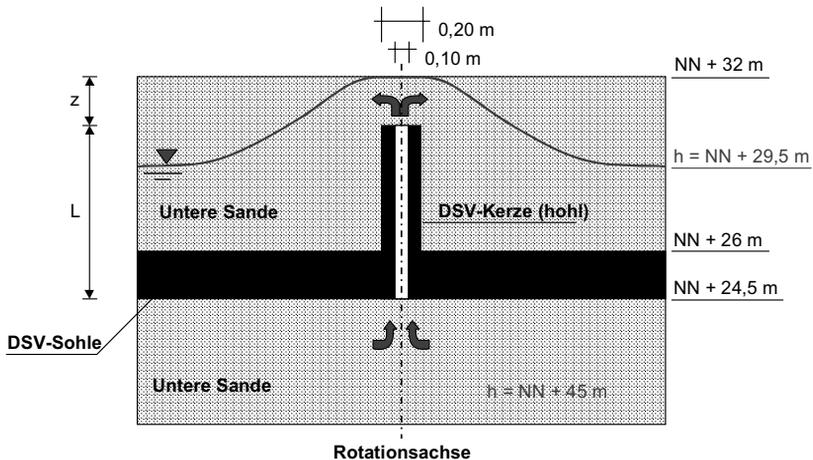


Bild 10: Wasserzutritt durch eine hohle, nicht sandgefüllte DSVI-Säule und -Kerze

Abgebildet wurde die Situation vor dem zweiten Wassereinbruch mit einem innerhalb der Baugrube auf  $\text{NN} + 29,5 \text{ m}$  abgesenkten Grundwasserstand und einem Aushubniveau von ca.  $\text{NN} + 32 \text{ m}$ . Dabei wurde ein vertikaler, unterhalb der Aushubebene endender Strömungskanal mit einem konstanten Durchmesser von  $0,1 \text{ m}$  von der Unterkante der DSV-Sohle bis zur Oberkante der DSV-Kerze angenommen. Die Länge des Strömungskanals bzw. die Dicke der darüber verbleibenden Bodenüberdeckung wurde variiert. In Bild 11 sind wiederum die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (schwarze Linie) und der resultierende Durchfluss (graue Linie) dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass bei diesen Randbedingungen mit einem durchgehenden hohlen Strömungskanal mit einem Durchmesser von lediglich  $10 \text{ cm}$  eine Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch von  $\eta = 1$  erst bei einer Bodenüberdeckung von ca.  $4 \text{ m}$  erreicht wird. Der Durchfluss durch den hohlen Strömungskanal ist nur in relativ geringem Maß von der Überdeckungshöhe der Ausflussebene abhängig und beträgt ca.  $0,6 - 0,7 \text{ l/s}$ .

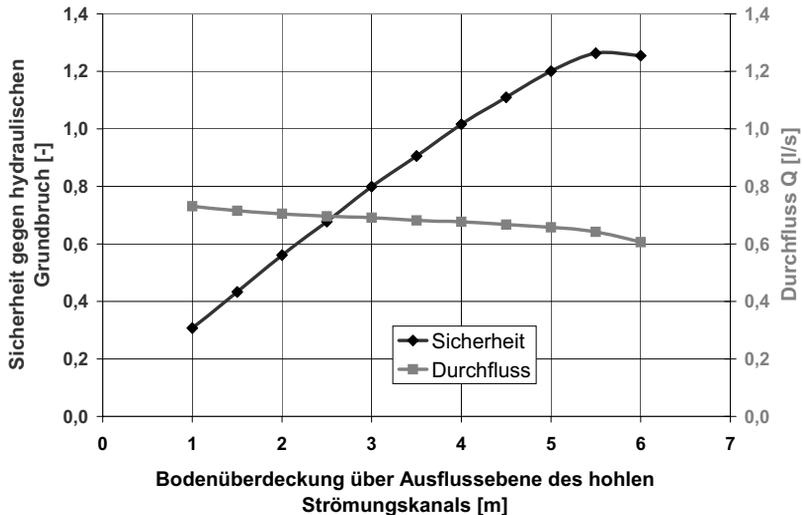


Bild 11: Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch über einer hohlen, nicht sandgefüllten DSV-Kerze

Es ist jedoch nicht davon auszugehen, dass bereits bei der Überprüfung der Sohldichtung mittels Pumpversuch ein derartiger in den Unteren Sanden endender, an der Oberkante offener und nicht sandgefüllter Strömungskanal existiert hat, da ein konzentrierter Wasserzufluss in o. g. Größenordnung beim Pumpversuch wahrscheinlich festgestellt worden wäre. Vielmehr ist anzunehmen, dass der Strömungskanal zunächst keine Verbindung zu den Unteren Sanden oberhalb der Sohldichtung hatte und erst infolge der Reduzierung der Auflast beim Aushub der Baugrube ein Aufbruch des Strömungskanals stattgefunden hat.

#### 4.3 Entstehung von Strömungskanälen

Wichtig für die Schadensanalyse ist die mögliche Entstehung der Strömungskanäle. Es ist davon auszugehen, dass in einer DSV-Sohle herstellbedingt fuchsgangartige Kanäle mit mehreren cm Durchmesser entstehen, z. B. infolge Düsschatten. Diese sind zunächst mit Sand gefüllt, daher bei kleinem Durchmesser hydraulisch kaum wirksam (vgl. Bild 6) und auch in Pumpversuchen nicht detektierbar.

Hohlräume können dagegen in und über der DSV-Sohle entstehen. Während und nach dem Produktionsprozess laufen im flüssigkeitsgefüllten Hohlraum (DSV-Sohle mit Kerze) folgende Prozesse ab (vgl. Bild 12).

Nach der Herstellung einer Säule ist das DSV-Material flüssig und steht unter einem hydrostatischen Überdruck von ca. 1,5 - 2 bar. Durch diesen Überdruck filtert Wasser in den umgebenden Sand ab und Suspension dringt in den Sand ein. Beim Abfiltrieren konzentriert

sich Feststoff und insbesondere Zement an der Grenzschicht Boden/Suspension. So entsteht an der Grenzschicht DSV – Boden relativ schnell eine sehr feste Schale von wenigen cm Dicke (vgl. Bild 12, „Penetration, Filtration“). Infolge der Filtration wachsen die zunächst mit Flüssigkeit gefüllten Hohlräume, insbesondere in den Kerzen zu.

Mit Abschluss des Düsensens beginnt die Sedimentation. Bei der Sedimentation sinken Feststoffe (Boden/Zement) in der Suspension ab, während sich im oberen Bereich wasserreiche Suspension bzw. Wasser absetzt.

Parallel zur Filtration und zur Sedimentation steift in der DSV-Kerze die Suspension an. Die ansteifende Suspension bildet in der schlanken Bohrung im Mergel ( $\varnothing < 0,2 \text{ m}$ ) eine Art „Stopfen“, der das Nachfließen der Suspension von oben, zumal bei reduziertem hydrostatischem Druck (s. o.), verhindert ('Partielle Sedimentation'). Aus dem Zentrum der unter dem „Stopfen“ liegenden DSV-Kerze kann (zäh)flüssige Suspension (Dichte bis  $2,0 \text{ t/m}^3$ ) in einem Umwälzungsprozess (s. u.) in das Wasserreservoir (Dichte  $\approx 1,1 \text{ t/m}^3$  infolge Sedimentation) eindringen ('fingering' [SCHEIDEGGER, 1960]) und wird durch Wasser bzw. wasserreiche Suspension ersetzt (s. Bild 13). In der DSV-Kerze entsteht ein Schlot.

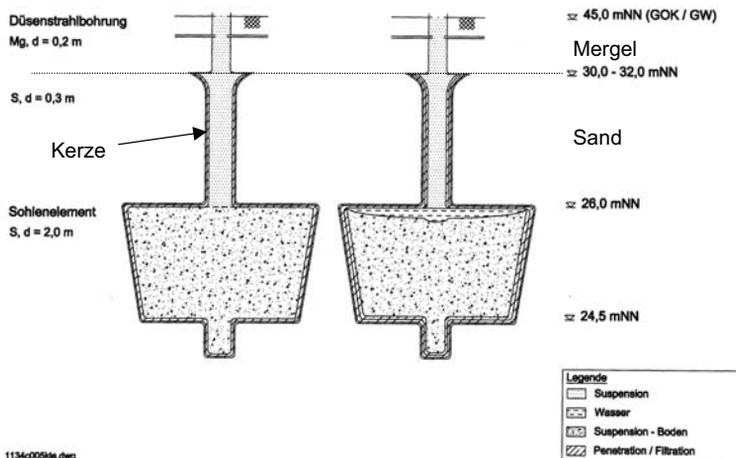


Bild 12: Filtration und Sedimentation in flüssigem DSV-Material

Das Volumen des Reservoirs über einer Säule ( $\varnothing 2 \text{ m}$ ) beträgt bei einem Absetzmaß von 5 % ca. 240 l. Bei einer „frisch in frisch“- Produktion kann das Volumen entsprechend größer sein. Das Volumen eines Schlotes mit einem Durchmesser von 10 cm beträgt etwa 8 l/m. Theoretisch könnte also ein  $240/8 = 30 \text{ m}$  langer Schlot mit Wasser aus dem Reservoir gefüllt werden. Die Länge des Schlotes wird also durch Lage des durch die ansteifende Suspension gebildeten „Pfropfens“ in der Kerze, durch die Geometrie der DSV-Säule und der Kerze und durch die Herstell(zeit)folge bestimmt.

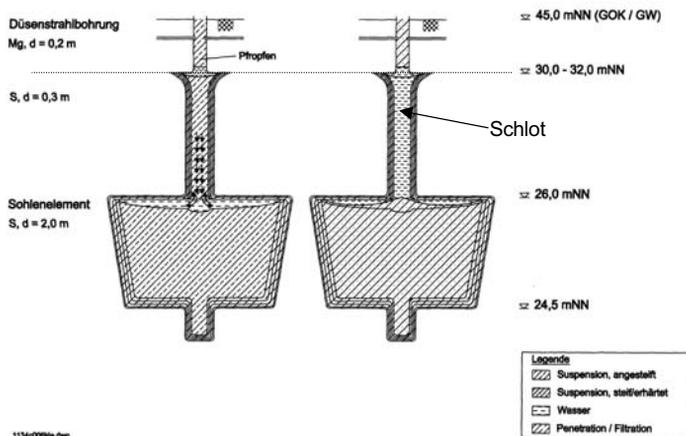


Bild 13: Umwälzprozess in der Suspension

Solange das von festem Düsenstrahlmaterial (unten) und dünnem Filterkuchen (oben) umschlossene Reservoir kein Wasser abgibt, ist es mechanisch stabil. Wasserverluste können beim Aushub durch das Freilegen von Schloten oder durch das Brechen des sehr festen Filterkuchens bei aushubbedingter Belastung der DSV-Sohle entstehen.

Damit wird dann auch ein möglicher Fuchsgang durchströmt und dabei die Sandfüllung in den oberhalb liegenden Hohlraum erodiert. So entsteht ein von unten nach oben durchgängiger hohler Strömungskanal.

#### 4.4 Erklärung für die Wasserzutritte in die Baugrube

Die zwei aufgetretenen Leckagen lassen sich mit den o. g. Mechanismen folgendermaßen erklären:

- Bei der Herstellung der DSV-Sohle verblieb eine sandgefüllte Fehlstellen in der Sohle, die über die gesamte Sohlenhöhe reichte.
- Durch Abfiltrern und Sedimentation konnten zum einen an der Oberseite der DSV-Körper wassergefüllte Hohlräume entstehen, die durch die feste Schale der abgefilterten Suspension zum darüberliegenden Sand abgedeckt wurden. Je nach Herstellbedingungen konnte dieser Hohlraum auch in die DSV-Kerzen reichen und einen Schlott bilden.
- Wenn ein wassergefüllter Hohlraum an der Oberseite der DSV-Säule und eine Fehlstelle Kontakt haben, dann wirkt der unter der DSV-Sohle herrschende Wasserdruck auch in dem wassergefüllten Hohlraum. Beim Baugrubenaushub von NN + 38 m auf NN + 32 m wurde durch die Verformung der Sohle die feste Schale der abgefilterten Suspension und damit die Abkapselung des unter hohem Wasserdruck stehenden Hohlräume zerstört

- Dadurch konnte sich der Wasserdruck aus dem wassergefüllten Hohlraum in den Sand über der DSV-Sohle entspannen und die so entstehende Strömung spült den Sand aus der Fehlstelle in den Hohlraum. Nach Freispülung des Strömungskanals in der DSV-Sohle nahm der hydraulische Gradient und die Durchflussmenge stieg an, bis das Grenzgleichgewicht zwischen Strömungskraft und Auflast überschritten wurde und ein hydraulischer Grundbruch im tiefliegenden Bereich der Baugrube mit Materialtransport durch Erosion von Sand unterhalb der DSV-Sohle verursacht wurde.
- Nach dem Fluten der Baugrube wurde ungefähr ein Potenzialausgleich zwischen dem Grundwasser außerhalb der Baugrube und dem Wasser in der Baugrube hergestellt, wodurch der Zufluss durch den freigespülten Strömungskanal versiegte.
- Im Laufe der Flutung der Baugrube wurde die Strömungsgeschwindigkeit in dem Erosionskanal so gering, dass sie die Sinkgeschwindigkeit der Sandkörner unterschritt. Dadurch konnte Sand von oben in den Erosionskanal fließen und ihn zumindest teilweise füllen, solange ausreichend Material zur Verfügung stand. Die Füllung mit Sand verursachte eine Abdichtung des Strömungskanals, so dass auch nach Lenzen der Baugrube und Abgrabung bis auf NN + 32 m kein merklicher Wasserzutritt festgestellt werden konnte.
- Durch den Abtrag von NN + 32 m auf ca. NN + 30 m wurde die Auflast über dem (teil)verfüllten Strömungskanal weiter reduziert. Dadurch wurde das Grenzgleichgewicht zwischen Strömungskraft und Auflast überschritten und es kam zu einem erneuten hydraulischen Grundbruch mit Freispülung des Strömungskanals. Da unterhalb der DSV-Sohle bereits ein größerer Hohlraum existierte, führte der hydraulische Grundbruch zu einem plötzlichen Wasseraustritt mit hoher Intensität.

## 5 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Die wahrscheinliche Ursache für die Wasserzutritte war zunächst eine Fehlstelle, die über die gesamte Höhe der DSV-Sohle reichte. Diese Fehlstelle hatte Verbindung mit einem wassergefüllten Hohlraum, der durch Abfiltern und Absetzen der Suspension über den DSV-Körpern entstehen kann und der auch teilweise als vertikaler Schlot in die DSV-Kerzen hineinreichen kann. In den Hohlraum ist Sand aus der Fehlstelle in der Sohle erodiert. Durch den so entstandenen, nicht sandgefüllten Strömungskanal (Fuchsgang) konnte das unter hohem Druck stehende Wasser nahezu widerstandslos fließen und dadurch einen hydraulischen Grundbruch erzeugen. Nach Flutung der Baugrube füllte sich der Strömungskanal mit Sand und dichtete sich. Durch weiteren Bodenaushub wurde die Sandüberdeckung reduziert, wodurch das Grenzgleichgewicht zwischen Strömungskraft und Auflast überschritten wurde. So entstand ein hydraulischer Grundbruch an derselben Stelle, an der sich bei der vorhergehenden Leckage bereits eine bevorzugte Wasserwegsamkeit eingestellt hatte. Dadurch wurde der alte Strömungskanal und der zugehörige, durch Materialaustrag gebildete Hohlraum unter der DSV-Sohle wieder aktiviert

Ursächlich für die Wasserzutritte können Hohlräume in der DSV-Sohle und den DSV-Kerzen sein, die auf das Sedimentations- und Filtrationsverhalten der Suspension zurückzuführen sind. Zukünftig sollte bei entsprechenden hydraulischen Randbedingungen geprüft werden, welche Sedimentations- und Filtrationsbedingungen vorliegen. Es ist ggf. erforderlich, das Absetzmaß der Zementsuspension auf ein Maß von unter 5 % nach 24 Stunden zu beschränken.

## **6 Literatur**

Bieberstein, A., J. Herbst & J Brauns: „Hochliegende Dichtungssohlen bei Baugrubenumschließungen; Bemessungsregel zur Vermeidung von Sohlaufbrüchen im Bereich von Fehlstellen“, geotechnik 22 (2), 1999

E. Scheidegger: „The Physics of Flow Through Porous Media“, University of Toronto Press, 1960

# Versagen vorgespannter Verbauanker, Charakterisierung, Ursachen, Sicherung und Sanierung

Dr.-Ing. Thomas Voigt  
Ed. Züblin AG, Stuttgart

## 1 Einleitung

Vorgespannte Verpressanker wurden Ende der fünfziger Jahre durch die Fa. Bauer, Schrobenhausen, erfunden. In den mittlerweile vergangenen fast 50 Jahren hat sich der Verpressanker zu einem wichtigen und bei verschiedenen Bauvorhaben unverzichtbaren Bauteil entwickelt. Verschiedene Bauformen, Materialien und Herstellverfahren wurden in diesem Zeitraum durch eine Vielzahl von Firmen eingesetzt und getestet. Ob Verbundanker, Druckrohranker, Einstabanker, Litzenanker oder wiederausbaubare Varianten aus Stahl oder Kunststoffen; alle Arten an Verpressankern stellen heute an der richtigen Stelle eingesetzt und korrekt hergestellt ein sicheres und wirtschaftliches Bauverfahren dar.

Das Ergebnis der jahrelangen Entwicklungen hat Eingang gefunden in die derzeit in Deutschland gültige DIN EN 1537 (Januar 2001), die den Einbau, die Prüfung und die Überwachung von Dauer- und Kurzzeitankern regelt. In Folge der jahrelangen Erfahrungen und umfangreicher Herstellkontrollen sind Schäden an Verpressankern selten geworden und werden in den meisten Fällen rechtzeitig entdeckt. Wie bei jedem Bauverfahren kann es jedoch hin und wieder zu unerwarteten Versagenszuständen kommen.

## 2 Allgemeines

Verpressanker sind Bauteile, bei denen ein in den Baugrund eingebrachtes Zugglied durch Einpressen von Mörtel im hinteren, räumlich begrenzten bodenseitigen Teil fixiert wird (Verpresskörper), so dass am vorderen Ankerkopf eine Zugkraft aufgebracht werden kann, die ein zu verankerndes Bauteil in seiner Lage fixieren kann.

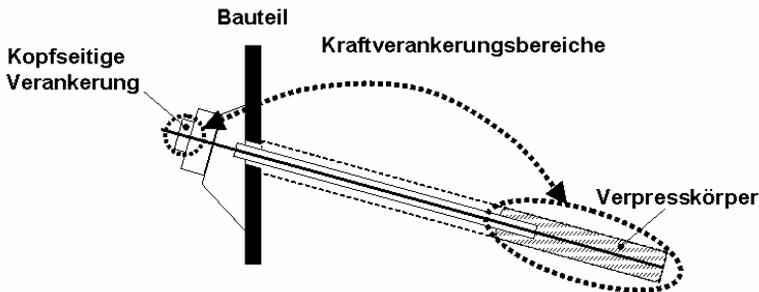


Bild 2: Prinzipielle Kraftübertragung bei einem Verpressankers

## 2.1 Aufbau eines Verpressankers

Die wesentlichen Bauelemente eines eingebauten Verpressankers unter Funktion können der nachfolgenden Grafik entnommen werden.

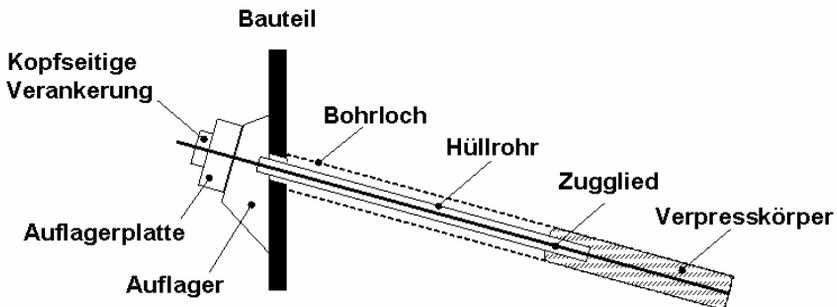


Abbildung 1: Prinzipieller Aufbau eines Verpressankers

Es sind dies im wesentlichen

- der Verpresskörper, der die Übertragung der Zugkraft aus dem Zugglied in den Bodenkörper gewährleisten soll,
- das Zugglied, das die Zugkraft von dem zu verankernden Bauteil weit genug in den zurückliegenden Bodenkörper transportieren soll,
- die kopfseitige Verankerung, die die Zugkraft aus dem Zugglied aufnehmen und in die unterliegende Auflagerplatte transportieren soll,
- die Auflagerplatte, die die Verteilung der konzentrierten Kraft aus der kopfseitigen Verankerung in das unterliegende Auflager übernehmen soll,
- das Auflager, das die planmäßige Einleitung der Kräfte aus der Auflagerplatte in das zu verankernde Bauteil sicherstellen soll (hinsichtlich der Größe und der Richtung der einzuleitenden Kraft),
- das rückzuverankernde Bauteil selber, das die lokal zugewiesenen Kräfte aus dem Auflager schadlos aufnehmen muss.

Auflagerplatte und Auflager können u. U. ein Bauteil sein. Das Hüllrohr ist primär für die Kraftübertragung nicht erforderlich, schützt jedoch mittelfristig das Zugglied vor schädlichen Einflüssen (Korrosion). Koppelmuffen zur Verlängerung der Zugglieder sind nicht dargestellt.

Alle Bauteilelemente des Tragsystems „Verpressanker“ sind in Reihe geschaltet, so dass bei dem Ausfall eines Bauteilelementes das gesamte Tragsystem des Verpressankers versagt. Eine Redundanz liegt nicht vor. Bei der Herstellung eines Verpressankers ist somit bei allen verwendeten Bauelementen und Herstellungsprozessen äußerste Sorgfalt erforderlich.

## 2.2 Gefährdungspotentiale eines Versagens

Betrachtet man die einzelnen Bauteile und die Herstellungsprozesse eines Verpressankers, so kann man das Versagen eines Verpressankers in folgende wesentliche Hauptkategorien einordnen:

1. Zeitlich
  - während der Planung
  - während der Herstellung
  - nach dem fertigen Einbau im Endzustand (temporär oder permanent)
2. Auftretensart
  - "duktil" mit Ankündigung
  - schlagartig ohne Ankündigung
3. Umfang
  - lokales Einzelankerversagen innerhalb der verankerten Gesamtkonstruktion
  - Komplettersagen der verankerten Konstruktion
4. Auswirkung
  - Gefahr für Leib und Leben / rein wirtschaftlicher Schaden
  - Reparabel / Irreparabel

Ein Versagen, das sich ankündigt, egal ob im Bau- oder Endzustand, ist selbstredend günstiger als ein plötzlich eintretendes Versagen, das weder erwartet wird noch rechtzeitig beobachtet werden kann oder so ungewöhnlich ist, dass im Regelfall die Anzeichen nicht erkannt werden.

Nun kann man erfahrungsgemäß davon ausgehen, dass sich die deutliche Mehrzahl der Versagensfälle eines Verpressankers ankündigt. Verformungen einer verankerten Konstruktion oder übermäßig abfallende Ankerkräfte können deutliche Hinweise auf ein Versagen sein.

Von Bedeutung ist in diesem Zusammenhang allerdings der Zeitpunkt, zu dem die „rechtzeitige“ Beobachtung gemacht werden könnte. Während der Gesamtbauphase eines Bauwerkes kann noch davon ausgegangen werden, dass fachkundiges Personal auf der Baustelle vorhanden ist, das sich ankündigende Versagensmechanismen erkennt und rechtzeitig geeignete Gegenmaßnahmen ergreift.

Schwieriger ist jedoch der Fall, bei dem sich das gesamte Bauwerk im Zustand seiner Endnutzung befindet. Dies ist ein Zeitpunkt, zu dem sich i. d. R. keine Baufachleute mehr vor Ort befinden, die einsetzende Warnzeichen in Form von zunächst noch kleinen Verformungen oder Rissen in angrenzenden oder aufgehenden Bauteilen erkennen und vor allem richtig zuordnen können. Auch lokale Einzelankertotalausfälle, die zunächst noch keine direkten Auswirkungen auf die Standsicherheit oder die Gebrauchstauglichkeit des Gesamtbauwerks haben, werden u. U. nicht oder zumindest nicht rechtzeitig entdeckt. Dies ist besonders kritisch bei Konstruktionen die zum sogenannten Reisverschlussseffekt neigen

oder normalerweise nicht zugänglich sind. Für diese Fälle sind besondere Vorkehrungen zu treffen, z. B. in Form von (automatisierten) messtechnischen Überwachungssystemen oder regelmäßigen Begehungen durch fachkundiges oder eingewiesenes Personal.

### 2.3 Bewertung der Gefährdungspotentiale

Bei einer fachgerechten Installation eines Verpressankers unter Verwendung der geeigneten Materialien ist das System Verpressanker für den späteren Nutzer ein sicheres Bauteil. Die meisten Versagensfälle treten direkt noch während der Herstellung bzw. der Abnahmeprüfung auf und können somit rechtzeitig entdeckt und fachgerecht saniert werden.

Dies betrifft insbesondere die Grenztragfähigkeit des Verpresskörpers und der einzelnen Elemente des Ankers mit dem zu verankernden Bauteil zu. Da bei der Abnahmeprüfung die höchsten zu erwartenden Lasten in dem gesamten Tragsystem auftreten, kann davon ausgegangen werden, dass im Regelfall bei dieser gegenüber der späteren Gebrauchslast auftretenden „Überlastung“ eventuelle Schwachstellen im System erkannt werden. An dieser Stelle sei betont, dass die Abnahmeprüfung ja nicht nur dem Verpresskörper des Anker dient, sondern auch der Überprüfung und Bewertung des Gesamttragsystems mit Ankerauflager und zu verankerndem Bauteil.

Nach einer erfolgreichen Abnahmeprüfung sind nur noch wenige Versagensursachen vorstellbar:

- Überlastung des Systems durch falsche Planung
- Korrosion einzelner Bauteile
- Änderung von wesentlichen Randbedingungen
- Beschädigung des Ankerkopfes

Eine falsche Planung ist natürlich möglich, jedoch durch das hierzulande angewendete Vieraugenprinzip durch Hinzuziehung eines Prüfsachverständigen als sehr unwahrscheinlich anzusehen. Bei großen Baumaßnahmen sind zumeist im Vorfeld auch erfahrene Bodengutachter involviert, die i. d. R. Hinweise auf ungewöhnliche Randbedingungen aufzeigen.

Die Korrosion einzelner Bauelemente ist ebenso möglich, wengleich hier die Erfahrungen des Autors mit denen von Wichter und Meiniger [2] übereinstimmen, dass in den meisten Fällen von Korrosionsschäden Herstell- oder Planungsfehler vorliegen und dieser Fall somit bis zu gewissen Restrisiken steuerbar ist. Hinzuweisen ist bei den Korrosionsschäden jedoch auf die Thematik des chemischen Angriffs von Grundwässern auf den Zementstein (Thaumassitproblematik, CO<sub>2</sub>).

Schwierig ist die Bewertung der Gefahr sich nachträglich ändernder Randbedingungen. Werden die Änderungen durch Baumaßnahmen hervorgerufen, kann noch mit hoher Wahrscheinlichkeit davon ausgegangen werden, dass der neue Planer ein evtl. Risiko erkennt und Vorsorgemaßnahmen trifft. Ein gewisses unkalkulierbares, wenn auch sehr unwahrscheinliches Restrisiko besteht allerdings darin, dass sich die Randbedingungen der ursprünglichen Planung unbemerkt so dramatisch ändern, dass dies zu einem Versagen führt. Vorstellbar wäre dies z. B. durch einen langsam ansteigenden Grundwasserspiegel infolge abgestellter Bergwerkwasserhaltungen oder eine unbemerkt ausfallende Drainage.

Die häufigste und gefährlichste Versagensursache nach der Abnahmeprüfung ist jedoch durch eine Beschädigung des Ankerkopfes, hauptsächlich durch weitere Baumaßnahmen gegeben. Anprall von Baugeräten, insbesondere von Aushubgeräten oder Schalungen die am Kran hängen und gegen die Verbauwand prallen, haben in der Vergangenheit häufig zu beschädigten Ankerköpfen geführt. Diese Beschädigungen werden von den dem Spezialtiefbau folgenden Gewerken oftmals nicht als gefährliche Schädigung erkannt oder bewusst ignoriert, da der Verursacher ggf. Kosten für eine Reparatur zu tragen hätte. Sie müssen nicht unbedingt einen sofortigen Ausfall des Ankers bewirken sondern können auch zeitversetzt zu einem Versagen führen. Aus diesem Grund ist diese Art des Versagens nach der erfolgten Abnahmeprüfung besonders gefährlich und bedarf bei der Begehung von Baugruben stets der besonderen Aufmerksamkeit der Bauleitung.

Unternimmt man den Versuch, die möglichen Versagensursachen aufzulisten und in die Kategorien „Versagen während der Herstellung“ und „Versagen nach der Herstellung“ zu kategorisieren, ergibt sich für den Regelfall folgendes Bild, wobei mit Zeitpunkt „nach Herstellung“ bei temporären Verbauten die Fertigstellung der Baugrube gemeint ist und bei permanenten Verankerungen die Übergabe des Gesamtbauwerkes an den Auftraggeber:

<b>Versagensursache</b>	<b>abgeprüft durch</b>	während Herstellung	nach Herstellung
Verpressmaterial	Produktherstellung / Abnahmeprüfung	X	
Kraftübertragung Verpresskörper / Boden	Abnahmeprüfung	X	X <sup>1)</sup>
Kraftübertragung Verpressmaterial / Zugglied	Abnahmeprüfung	X	
Zugglied	Produktherstellung / Abnahmeprüfung	X	X <sup>2)</sup>
Auflager	Produktherstellung / Abnahmeprüfung	X	
Auflagerplatte	Produktherstellung / Abnahmeprüfung	X	
kopfseitige Verankerung (Material)	Produktherstellung / Abnahmeprüfung	X	
kopfs. Verankerung (äußere Gewalteinwirkung)	ständige Baustellenbegehung		X
zu verankerndes Bauteil	Produktherstellung / Abnahmeprüfung	X	
Planung	Vieraugenprinzip	X	X
Änderung von technischen Randbedingungen bzw. unbemerkte Nutzungsänderungen			X

Der Begriff Produktherstellung beinhaltet, dass die eingesetzten Produkte (z. B. Litzen, Keilträger, Keile, Zemente, Fette, Hüllrohre etc) industriell gefertigt sind, während ihrer Herstellung einer Qualitätsüberwachung unterliegen und in einwandfreiem Sollzustand auf die Baustelle gelangen.

<sup>1)</sup> Bei der Kraftübertragung vom Verpresskörper zum Boden kann es durch nicht erkannte chemische Einflüsse ggf. zu Tragfähigkeitsverlusten kommen.

2) Das Zugglied kann im Lauf der Zeit bei ungenügender bzw. beschädigtem Korrosionsschutz korrodieren und ggf. spröde versagen.

Beispiele für das Aufdecken eines Versagens während der Herstellung sind

- eine nicht erfolgreiche Abnahmeprüfung, da der Verpresskörper zu große Verschiebungen aufweist  
→ Nachverpressung oder neuer Anker
- zu große Verschiebungen / Schiefstellungen des zu verankernden Bauteils  
→ Ertüchtigung des zu verankernden Bauteils
- sich unzulässig verbiegende Auflager und Auflagerplatten  
→ Austausch der Bauelemente

Die Übersicht zeigt, dass das Versagen eines Verpressankers in aller Regel mit der erfolgten Abnahmeprüfung, also mit der Versetzung in den Gebrauchszustand auf ein Restrisiko minimiert werden kann.

In der Planung ist bei der Betrachtung des Restrisikos auch die potentielle Auswirkung auf die Standsicherheit des Gesamtsystems zu bewerten. Hier sind überwiegend wasserdruckbelastete Konstruktionen gefährdeter als rein erddruckbelastete Konstruktionen. Bei überwiegend erddruckbelasteten Konstruktionen kann durch eine Erddruckumlagerung die Schadstelle entlastet und damit ggf. früher stabilisiert bzw. zumindest nicht progressiv belastet werden.

### **3 Beispiele unerwarteten Versagens**

Trotz eines erfolgreich angewandten umfangreichen Vorschriftenwerks und den offensichtlichen Bemühungen aller Beteiligten kann es durch zufällige Ereignisse zu einem Versagen von Verpressankern im Gebrauchszustand kommen.

#### **3.1 Beispiel 1**

Bei einer ca. 14 m tiefen dreilagig verankerten Spundwandbaugrube waren die ersten beiden Ankerlagen bereits erfolgreich hergestellt. Verwendet wurde in der zweiten Ankerlage ein Stabstahlanker mit 12 Stäben der Güte 1420/1570. Herstellung und Abnahmeprüfungen waren erfolgreich und zeigten keinerlei Auffälligkeiten. Auch Verbauwandmessungen während der Aushubphasen für die dritte Ankerlage zeigten keine besonderen Abweichungen von den prognostizierten zu erwartenden Verformungen.

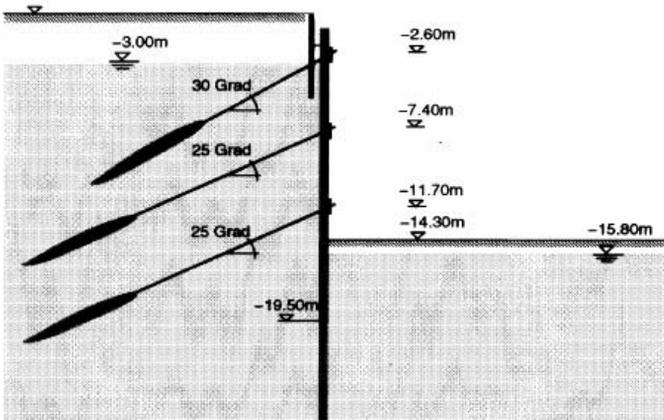


Abbildung 2: Prinzipieller Querschnitt Verbaue Baugrube Beispiel 1

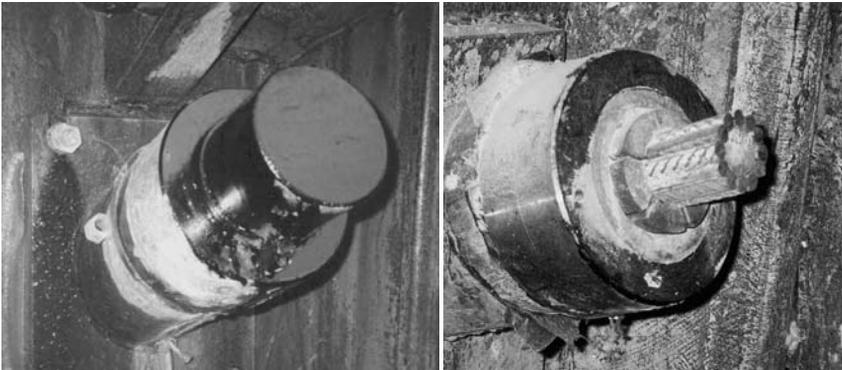


Abbildung 3: Ankerkopf nach dem planmäßigem Absetzen mit und ohne Schutzkappe

Während der Herstellerarbeiten der dritten Ankerlage wurden vom Baustellenpersonal jedoch einzelne schussähnliche Geräusche vernommen, deren Ursache sich zunächst niemand erklären konnte. Nach einigen Tagen wurde von der Bohrmannschaft bemerkt, dass Wasser von oben niedertröpfelte, das offenbar aus den Ankerköpfen der zweiten Ankerlage stammte und in den Vortagen nicht beobachtet worden war. Daraufhin wurden die Ankerköpfe der oberen Lage mit Leitern inspiziert. Hierfür mussten die Schutzkappen der Anker entfernt werden, um die Verkeilung in Augenschein nehmen zu können.

Bei der Begutachtung der wasserführenden Ankerköpfe wurde festgestellt, dass einzelne Stäbe nicht mehr den Stahlüberstand wie nach dem Absetzen der Ankerlast aufwiesen, sondern augenscheinlich durch die Verkeilung durchgerutscht waren. Einzelne Stäbe waren ganz im Ankerkopf verschwunden, so dass Wasser durch den entstandenen Hohlraum fließen konnte.



Abbildung 4: Ankerköpfe bei der Inspektion nach dem Entfernen der Schutzkappe mit einzelnen gerutschten Stäben

Eine anschließende Inspektion der gesamten bisher hergestellten Anker ergab, dass zahlreiche Anker die selben Erscheinungen aufwiesen, Stäbe teilweise oder ganz durch die Verkeilung gerutscht waren. Die vom Baustellenpersonal vernommenen schussähnlichen Geräusche stammten offenbar von dem ruckartigen Durchrutschen der Einzelstäbe durch den Ankerkopf. Die Tragfähigkeit der Anker der noch nicht ganz hergestellten Baugrube war damit in dramatischer Weise nicht mehr mit ausreichender Sicherheit gewährleistet.



Abbildung 5: Notmaßnahme Vorschüttung zur Verbausicherung und zur Ankerersatzherstellung

Da zunächst sowohl die Ursache als auch der Umfang des Tragfähigkeitsverlustes der Anker vollkommen unklar war, wurde als Sofortmaßnahme zur Verhinderung eines evtl. drohenden kompletten Verbauversagens eine ausreichende Berme angeschüttet, um die Standsicherheit der Verbauwand zu gewährleisten.

Die nachfolgende Ursachenforschung kam letztendlich zu dem Schluß, dass einzelne Chargen der gelieferten Zentrierstücke in der Mitte der Kopfkonstruktion materialtechnische Abweichungen von den Sollmaßen aufwiesen, die auf den ersten Blick nicht zu erkennen waren. Ebenso wiesen einzelne Chargen der gelieferten Keile eine nicht ausreichend scharfkantige und stabile Riffelung auf.

Beides führte zu dem Effekt, dass die Stäbe infolge der steigenden Ankerlast durch den nachfolgenden Weiteraushub durch die Verkeilkonstruktion durchrutschen konnten.

Soweit noch ausreichend Stäbe mit genügend Überstand vorhanden waren, wurden so schnell wie möglich zusätzliche Ankerköpfe aufgesetzt, um die Stäbe festzuhalten und den Anker zu sichern. Um zu überprüfen, inwieweit die Anker noch verwendbar waren, wurden die neuen Sicherungsankerköpfe mit einem äußeren Gewinde ausgebildet, um Abhebeversuche durchführen zu können. Diese waren erforderlich um zu überprüfen, welche Traglast die einzelnen Anker noch besaßen und welche Last den vorhandenen Ankern in Abhängigkeit der noch verfügbaren Stabanzahl und der noch zur Verfügung stehenden zu keilenden Überstände noch zugewiesen werden konnte.

Eine Veränderung der Tragfähigkeit der Verpresskörper wurde nicht festgestellt, so dass Anker, soweit sie aus Sicht des Ankerkopfes wie oben beschrieben gefasst werden konnten, wieder verwendet werden konnten.

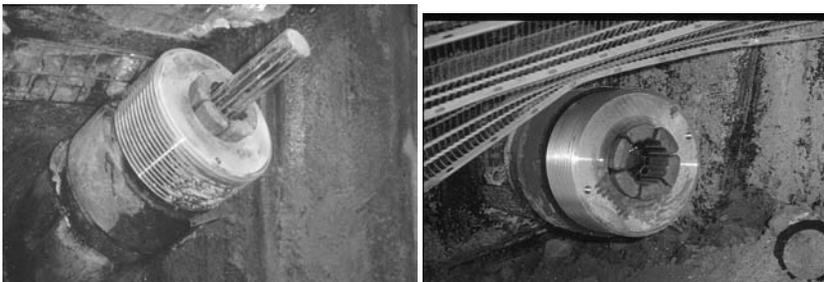


Abbildung 6: aufgesetzter zweite Sicherungsankerköpfe (ausgebildet für Abhebeversuche)

Soweit der Überstand der ursprünglichen Stäbe nicht ausreichend lang genug war um einen zweiten Keilträger anzubringen bzw. zu viele der Stäbe nicht mehr gefasst werden konnten, mussten neue Ersatzanker gesetzt werden.

### 3.2 Beispiel 2

Für einen Tunnel in offener Bauweise wurde eine bis zu ca. 15 m tiefe Spundwandbaugrube mit bis zu drei Ankerlagen hergestellt. Verwendet wurden für die Verankerung Litzenanker der Güte St 1570/1770 mit maximal 7 Litzen.



Abbildung 7: Ansicht der planmäßigen Spundwand

Im fraglichen Baugrubenabschnitt waren in der ersten Ankerlage fünf Doppelbohlen von jeweils vier Verpressankern mit fünf Litzen über eine Gurtung gestützt. Die erste Lage Quartäranker war mir erfolgreichen Abnahmeprüfungen hergestellt und der Aushub für die Erstellung der zweiten Ankerlage ausgeführt, als die Bauleitung bei der morgendlichen Baustellenbesichtigung an einer Stelle einen dramatischen Zustand des Verbaus feststellen musste.



Abbildung 8: Verbau im Zustand der Entdeckung des Ankerschadens

Die Anker eines Gurtungsabschnittes hatten in der Nacht versagt. Die Gurtung hing nur noch lose gehalten zwischen der Spundwand und einem davorstehenden Brunnenrohr eingeklemmt vor der Spundwand. Der nicht mehr gestützte Spundwandkopf hatte sich dramatisch über zwei Meter in die Baugrube hinein verformt. Das Spundwandprofil hatte sich durch die entfallende Stützung aufgebogen und quasi ein Zugband ausgebildet (Bild 9).

Die jeweils links und rechts benachbarten Anker hatten die Zusatzlast aus den ausgefallenen Ankern aufnehmen können und erfreulicherweise gehalten. Ein Reißverschlussseffekt konnte damit verhindert werden, der durch das hoch anstehende Grundwasser zu einer Flutung der gesamten Streckenbaugrube und zu einem äußerst großen wirtschaftlichen Schaden geführt hätte.

Als Rettungsmaßnahme wurde auch hier sofort eine Berme vor die fragliche Stelle angeschüttet.

In der Baugrube wurde einer der fünfblöchrigen Keilträger gefunden, bei dem zwar alle Keile noch enthalten, jedoch drei Litzen nicht mehr vorhanden und die beiden anderen Litzen bodenseitig hinter den Litzen gerissen waren. Offenbar waren drei der fünf eingesetzten Litzen durch die Keile durchgerutscht und die beiden verbleibenden Litzen konnten die Last nicht mehr aufnehmen. Weitere Keilträger wurden nicht gefunden.

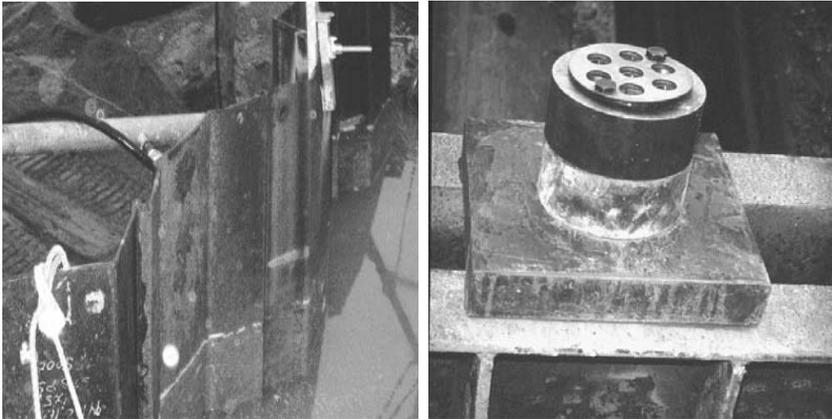


Abbildung 9: a) Spundwand am Verbaukopf als „Zugband“ am Tag der Entdeckung  
 b) Ankerkopf mit zweitem Keilträger als Soforticherung

Auf Grund des Schadensbildes musste zunächst davon ausgegangen werden, dass auch in diesem Fall die Verkeilung der Litzen Ursache des Schadens war. Auch hier wurden im Rahmen der sofortigen Inspektion der Anker bei einigen Anker offenbare Veränderungen im Litzenüberstand gegenüber dem Einbauzustand festgestellt. Daher wurden zur Schadensminderung als Sofortmaßnahme auf allen noch erreichbaren Anker mit genügend Überstand zweite Keilträger installiert um die Anker zu sichern.

Im Lauf der Untersuchungen stellte sich heraus, dass in diesem Fall die Schadensursache nicht ganz eindeutig zu lokalisieren war. Beteiligt waren vermutlich die folgenden Ursachen:

- a) Verwendet wurden stellenweise anscheinend stark verschmutzte bzw. angerostete Keilträger und Keile. Hier wurde vom ausführenden Personal offenbar nicht immer ausreichend auf die erforderliche Sauberkeit geachtet
- b) Möglicherweise sind durch den temporären Einsatz einer falschen Ersatzspannpresse die Litzen und Keile beim Spannen beschädigt worden. Bei der vermutlich zeitweise eingesetzten Spannpresse eines anderen Ankersystems bewirkt der Aufbau, dass sich die Presse teilweise auf die Keile abstützt und die Litze beim Spannen nicht komplett freigeben sondern durch die Keile gezogen wird. Hierdurch könnte sowohl die Litze als auch die Riffelung der Keile beschädigt worden sein.
- c) Inwieweit Toleranzen an den Keilen und Keilträgern zum Versagen beigetragen haben, konnte nicht abschließend geklärt werden, ist aufgrund der vorgenommenen materialtechnischen Untersuchungen mit leichten Abweichungen außerhalb der Toleranzen an einzelnen Elementen jedoch nicht ganz auszuschließen.

Als Gegenmaßnahme wurden bei den weiteren Arbeiten die von den Ankermannschaften der Subunternehmer verwendeten Materialien neben der normalen Eingangskontrolle einer erweiterten arbeitsbegleitenden Überwachung unterzogen.

Durch die großen Verformungen der Spundwand, die weit in das Lichtraumprofil des Bauwerkes hineinragte, musste diese zurückgebaut werden um das Bauwerk errichten zu können. Hierzu wurde folgende Maßnahmen durchgeführt:

1. Aufbau einer ausreichenden Vorschüttung für die nachfolgenden Arbeiten
2. Einbau einer zweiten Spundwand hinter der schadhaften Verbauwand
3. Abdichten des Raumes zwischen alter und neuer Spundwand mit einem Düsenstrahlkörper
4. sukzessive Rückbau der alten Spundwand und Anbringung von seitlichen Blechen zwischen alter und neuer Spundwand
5. Setzen einer neuen ersten Ankerlage
6. weiterer sukzessiver Rückbau der alten Spundwand mit seitlicher Verblechung
7. Setzen der zweiten Ankerlage

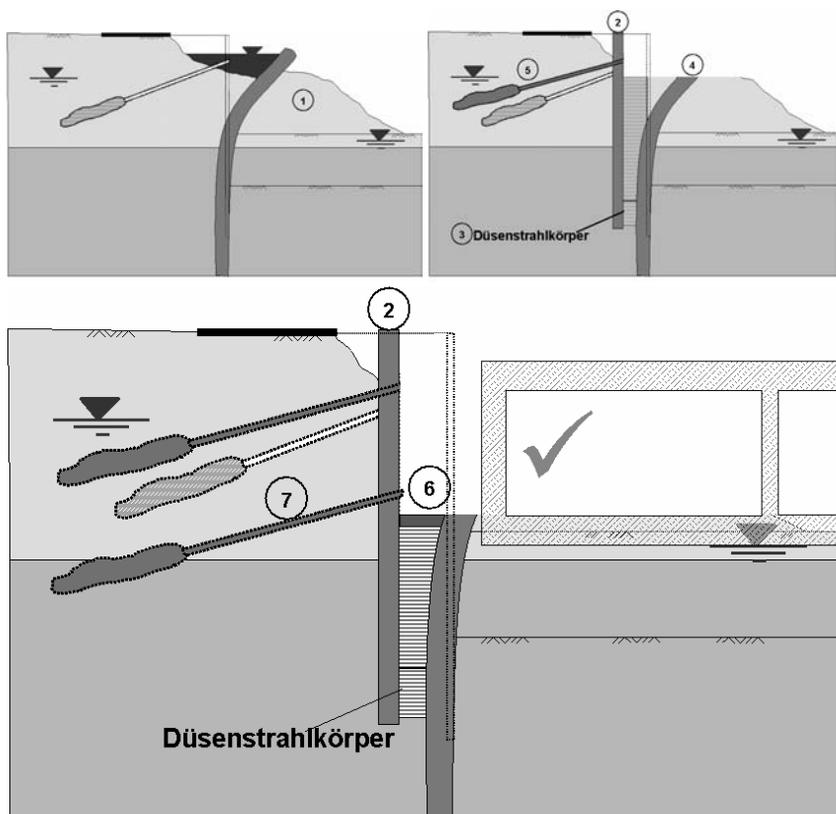


Abbildung 10: Prinzipieller Ablauf der Sanierung



Abbildung 11: Ansicht des sanierten Spundwandteilstückes

#### **4 Zusammenfassung**

Verpressanker für temporäre oder permanente Einsatzzwecke sind heute Stand der Technik und erprobte, sichere und wirtschaftliche Bauelemente. Trotz der mittlerweile standardmäßig sehr gut ausgebildeten Herstellkontrollen der Einzelemente und einzusetzenden Baustoffe sowie der Herstellung selber, kann es durch unerwartete Ereignisse zu einem Versagen einzelner Anker kommen.

Ist die Ursache für einen Ankerschaden nicht sofort ersichtlich und damit hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit der Verbauwand klassifizierbar, sollte vorsichtshalber zunächst von einem systematischen Fehler ausgegangen werden, der weitere Anker betreffen kann. Entsprechende Maßnahmen, beispielsweise die Stabilisierung der Verbauwand mit einer Vorschüttung zur Sicherung der Verbauwände sind unverzüglich zu veranlassen.

Bei Verpressankern für permanenten Einsatz sollten geeignete Überwachungsprogramme aufgestellt werden, die hinsichtlich Art und Umfang auf das Gefährdungspotential bei einem Versagen des Verpressanker abzustimmen sind.

#### **5 Literatur**

DIN EN 1537:2001 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Verpressanker, Januar 2001

Wichter, L. und Meiniger, W.: Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau, Ernst & Sohn, Berlin, 2000

# **Gashydrat-Mechanik**

## **Ein geotechnischer Beitrag zur Katastrophenforschung**

Prof. Dr.-Ing. Volker Feeser und Dr. rer.nat. Klaus Hoffmann  
Institut für Geowissenschaften - Fachgebiet Ingenieurgeologie/Geotechnik  
Christian-Albrechts-Universität zu Kiel

*Megarutschungen von Tiefseehängen zählen zu den Auslösern von Tsunamis. Als ein wesentlicher Motor submariner Rutschungen gilt der Zerfall von Gashydraten. Den physikalisch-chemischen Mechanismen des komplexen Prozesses der Gashydratbildung und -zersetzung in Tiefseesedimenten kommt somit grundsätzliche Bedeutung in der Katastrophenforschung zu. An der Universität Kiel arbeitet die einzige deutsche Forschergruppe auf dem Sektor „Mechanik Gashydrat führender Sedimente“. Es wurde ein Gashydrat-Test-System (GTS) entwickelt und gebaut, das die Messung der bodenmechanischen Eigenschaften von Sedimenten bei Bildung und Zerfall von Gashydrat im Labor unter realen Tiefseebedingungen ermöglicht. Erste vergleichende Pilotversuche zum Kompressions- und Kriechverhalten von Eis und THF (Tetrahydrofuran)-Hydrat führenden Sedimenten zeigen, dass eine Übertragung der bodenmechanischen Eigenschaften gefrorener Sedimente auf Gashydrat führende Sedimente nicht möglich ist.*

### **1 Einführung**

Gashydrate sind eisähnliche, feste Verbindungen, die in der Öffentlichkeit als „brennendes Eis“ bekannt wurden. Sie gehören chemisch zu den Einschlussverbindungen oder Clathraten, deren kristalline Elementareinheit aus einem polyedrischen Käfig von Wassermolekülen besteht, in welchem ein Gastmolekül eingeschlossen ist. Bisher sind drei unterschiedliche Gitterstrukturen bekannt (SI, SII, SH), wobei die beiden am häufigsten auftretenden Strukturen SI und SII im kubischen System kristallisieren. Der Kristallbau der Clathrate ergibt sich aus einer dichten Packung der polyedrischen Elementareinheiten (Bild 1). Gastmoleküle sind Gasmoleküle mit einem Durchmesser kleiner als der des Propanmoleküls, wie z.B. Methan, Kohlendioxid oder Schwefelwasserstoff. Gashydrate sind daher in der Natur an das Vorkommen von biogenem Gas gebunden [1].

Die früher nur akademisch interessante Gashydratforschung bekam in den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts erste praktische Impulse durch unerwünschtes Auftreten von Gashydratpfropfen in Erdgasleitungen. Die geologische Erkundung riesiger Gashydratmengen in den Sedimenten der Weltmeere und die Aussicht auf deren wirtschaftliche Nutzung initiierten seit den 80er Jahren ein Anwachsen der Gashydratforschung. Nach neueren Schätzungen übertrifft die in Gashydraten gespeicherte Menge an Methan die anderer Kohlenstoffreservoir um ein Vielfaches.

Infolge ihrer Eis ähnlichen Eigenschaften können Gashydrate im Sediment einen interstitiellen Zement bilden, umschließen dabei die Kornpartikel, wobei sie den Porenraum

ausfüllen, ohne das Korngefüge zu stören (Bild 3). Ferner bilden sie segregierte Lagen, hier ist durch das Kristallwachstum eine Verdrängung des Sediments mit einer Störung des Korngefüges verbunden (Bild 4). In beiden Fällen führt die Anwesenheit von Hydrat zu einer mechanischen Verfestigung des Trägersediments [2].

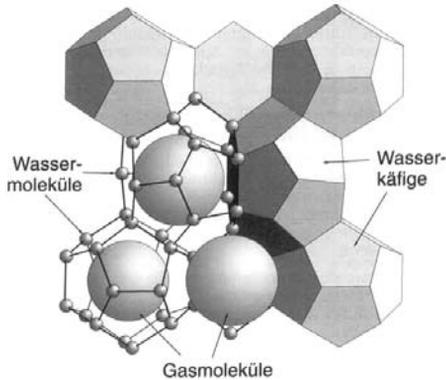


Bild 1: Kristallbau der Gashydrate. SI-Typ. Käfigdurchmesser 35-55 nm (GEOMAR Kiel).

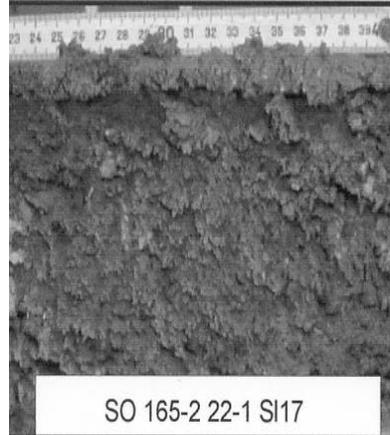


Bild 3: Gashydrat in marinen Sedimenten. Interstitielle Hydrate in sandigen Sedimenten [5].

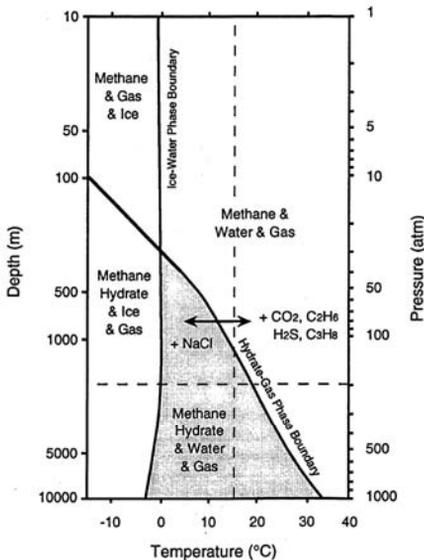


Bild 2: p-T-Phasendiagramm für Methanhydrat [4].

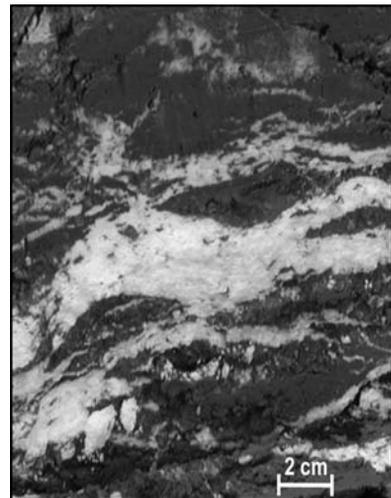


Bild 4: Gashydrat in marinen Sedimenten. Segregierte Lagen in schluffiger Tonmatrix (Foto: I. Albrecht).

Das thermodynamische Stabilitätsfeld von Gashydraten liegt im Bereich hoher Drücke und geringer Temperaturen (Bild 2). Gashydrate kommen daher weltweit in marinen Sedimenten im Bereich der Kontinentalhänge vor. Voraussetzung sind Wassertemperaturen unter 5°C und Wassertiefen größer 300 m. Die Stabilitätszone im Meeresboden wird aufgrund der geothermischen Tiefenzunahme auf wenige hundert Meter beschränkt [3].

Durch eine Erhöhung der Wassertemperatur, z.B. infolge veränderter Meeresströmungen, zerfallen Gashydrate wieder zu Wasser und freiem Gas. Im Sediment entsteht dann ein erheblicher Gasüberschuss. Es bauen sich Porengas-Überdrücke auf, mit der Folge, dass die effektiven Spannungen im Korngerüst der betroffenen Sedimente drastisch abnehmen oder sogar aufgehoben werden. In diesem labilen Zustand können geringe Störungen, z.B. durch mikroseismische Ereignisse, ausreichen, um ein großflächiges Versagen der Tiefseehänge auszulösen. Die Zusammenhänge zwischen Massenbewegungen und Gashydratprozessen werden durch paläoozeanografische Indizien erhärtet [6].

Durch Gashydratzersetzung ausgelöste Mega-Rutschungen müssen daher als einer der wesentlichen Auslöser von Flutwellen eingestuft werden. Bis heute fehlt es an rechnerischen Stabilitätsanalysen des Systems „Gashydrat führende Tiefseehänge“. Für Standsicherheitsberechnungen ist die Quantifizierung des bodenmechanischen Stoffverhaltens Gas und Gashydrat führender Sedimente unerlässlich, welches bis heute nur in Ansätzen bekannt ist [7]. Völlig unbekannt sind die mechanischen Reaktionen in Sedimenten auf die chemischen Prozesse der Bildung und Zersetzung von Gashydraten (Bild 5).

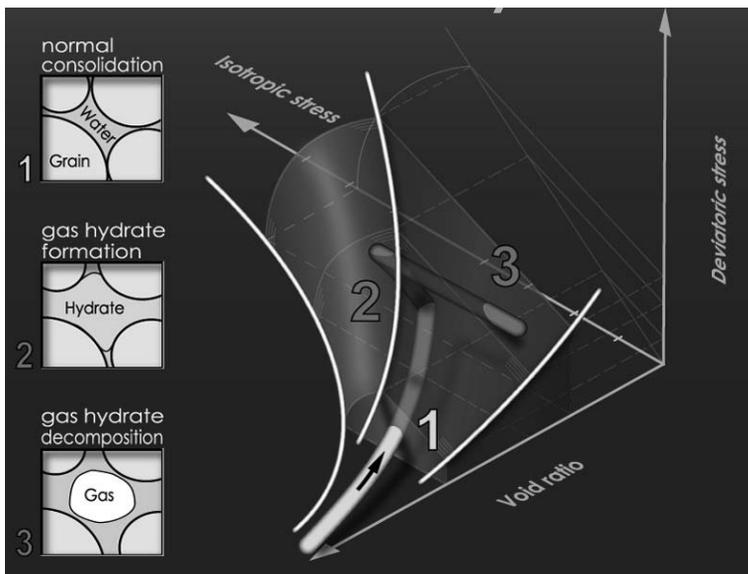


Bild 5: Ungeklärte Grundsatzfragen: Wie werden Spannungsgeschichte und Porenraum durch Bildung und Zerfall von Gashydrat beeinflusst? Wie hoch ist das Kollapspotential des Sediments?

An der Universität Kiel wurde ein Gashydrat-Test-System (GTS) entwickelt und gebaut [8]. Mit Hilfe dieses Versuchsstandes werden erstmals Untersuchungen der bisher unbekanntenen Spannungs-Verformungs-Geschichte von Sedimenten während der Bildung und des Zerfalls von Gashydrat unter simulierten Tiefseebedingungen erfolgen. Die Kenntnis dieser Zusammenhänge ist die bodenmechanische Voraussetzung für eine zielsichere Prognose der Stabilität Gashydrat führender Tiefseehänge.

## 2 Gashydrat-Test-System (GTS)

Das Konzept des GTS wurde auf die Durchführung von Spannungs-Verformungs-Versuchen unter geostatischen  $K_0$ -Spannungszuständen ausgelegt. Gegenüber den klassischen Ödometern besitzt das GTS allerdings eine geschlossene mechanisch-kalorimetrische 200 bar-Hochdruckzelle und eine technische Ausstattung zur Messung der kompletten Spannungs- und Gas/Wasserdruck-Zustände (Bild 6). Die realisierte Versuchstechnik erlaubt die Durchführung echter Elementversuche und besitzt gegenüber der Triaxialversuchstechnik, trotz des Nachteils der eingeschränkten Spannungspfadvariabilität, den Vorteil, dass durch den ungehinderten Zugang an den Prüfkörper Messungen der thermischen, elektrischen oder akustischen Leitfähigkeit des Prüfkörpers möglich werden, die für eine thermodynamische Prozessinterpretation unerlässlich sind.

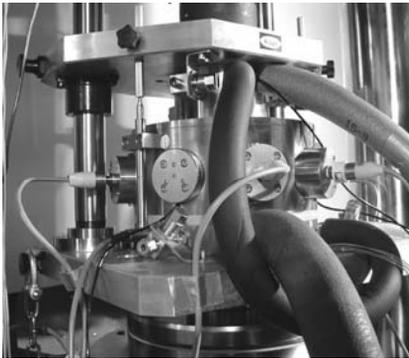


Bild 6: Gashydrat-Test-System (GTS). Mechanisch-kalorimetrische Experimentalkammer während der Erprobung im Rahmen der Inbetriebnahme, fertig verkabelt im Belastungsrahmen (ohne Klimakammer).

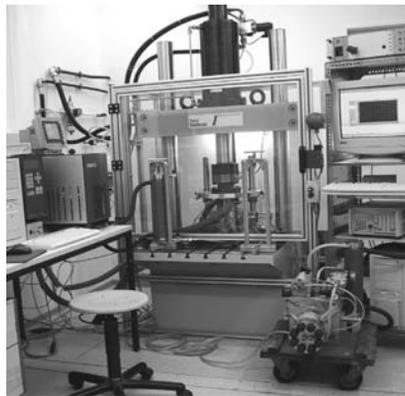


Bild 7: Gashydrat-Test-System (GTS). Gesamtansicht der Versuchsanlage. Die Klimakammern der Experimentalkammer und des Vorreaktors sind nicht installiert.

Die Hochdruckzelle ist in einen 300 kN-Belastungsrahmen integriert (Bild 7). Die Lastaufbringung kann statisch oder dynamisch mit bis zu 10 Hz erfolgen, um die Simulation mikroseismischer Ereignisse ermöglichen zu können. Zur Erzeugung der erforderlichen

Temperaturfelder ist sowohl die Hochdruckzelle, als auch der Versuchsraum des Belastungsrahmens klimatisiert.

### 3 Pilotversuche

Um erste Erfahrungen zu sammeln, wurden vergleichende Vorversuche bei Bildung von Eis sowie bei Bildung von Tetrahydrofuran (THF)-Hydrat in Sanden durchgeführt. THF ist bei Raumtemperatur eine farblose, leicht und vollständig mit Wasser mischbare Flüssigkeit. Ab 4,4°C bildet es nach den thermodynamischen Phasenbedingungen ein Clathrat der SII-Struktur. Durch Analogieschlüsse aus der Vielzahl der in der Literatur vorhandenen Daten zum mechanischen Verhalten gefrorener Sedimente, sollten Vorgaben für Langzeitversuche mit Methanhydrat abgeleitet werden.

Alle Versuche wurden mit einem gleichförmigen reinen Quarzsand durchgeführt, dessen Korngrößenspektrum 0,25 bis 0,5 mm betrug, mit einem Rundungsgrad der Kornpartikel nach POWERS von 3 bis 4. Die Einbauporenzahl betrug  $e_0 = 0,74 \pm 0,01$ . Nach Aufbringen einer Vorspannung von  $\sigma_1 = 10 \text{ kNm}^{-2}$  erfolgte im Falle der Versuche mit Eisbildung eine Aufsättigung des Porenraums mit deionisiertem Wasser, im Fall der Hydratbildung mit einem THF-Wasser-Gemisch. Im Anschluss erfolgte die Eis- bzw. Hydratbildung durch Temperaturabsenkung, danach eine Belastung bis zu  $\sigma_1 = 6000 \text{ kNm}^{-2}$  mit anschließender Kriechphase und Entlastung bis auf  $\sigma_1 = 10 \text{ kNm}^{-2}$ . Die Be- und Entlastungen wurden mit einer einheitlichen Verformungsrate  $d\varepsilon_1 / dt = \pm 2 \text{ \%}/\text{h}$  durchgeführt.

### 4 Eindimensionales Kompressionsverhalten

Bild 8 zeigt vergleichend das eindimensionale Kompressionsverhalten des Sandes sowie des Sand/Eis- und Sand/THF-Hydrat-Gemisches. Durch Eisbildung erfuhr der Sand einen Zuwachs seines Porenanteils um etwa 10%, infolge der Bildung von THF-Hydrat um 5%, was den unterschiedlichen Dichtesprung bei der Kristallisation der hexagonalen Eiskristalle bzw. der polyedrischen Hydratkristalle widerspiegelt.

Als Folge der Zementierung des Sandes durch das Eis bzw. THF-Hydrat steigt die Steifigkeit erheblich an (Tabelle 1). Im Spannungsbereich von  $600 \text{ kNm}^{-2}$  ist der Steifemodul des Sand/Eis-Gemisches um Faktor 2,5, der des Sand/THF-Hydrat-Gemisches um Faktor 3,6 größer als der des Sandes; im Spannungsbereich von  $4,8 \text{ MNm}^{-2}$  noch um Faktor 1,2 bzw. 1,7. Während sich der Steifigkeitsunterschied zwischen Sand und den verfestigten Gemischen mit zunehmender Spannung verringert, bleibt der Steifemodul des Sand/THF-Hydrat-Gemisches im Mittel um Faktor 1,5 größer als der des Sand/Eis-Gemisches.

Beiden zementierten, nicht vorbelasteten Sanden ist gemeinsam, dass ihre Steifigkeit mit zunehmender Spannung zunächst anwächst, nach Erreichen eines Maximums geringfügig abnimmt, um danach, allerdings mit geringerem Zuwachs, wieder stetig anzusteigen. Dieses spannungsabhängige Steifigkeitsverhalten gleicht dem überkonsolidierter bindiger Böden.

Bei Entlastung reagieren die zementierten Sande ebenfalls steifer als der nicht verfestigte Sand (Tabelle 2). Im Spannungsbereich von  $4,8 \text{ MNm}^{-2}$  ist der Steifemodul für Entlastung des Sand/Eis-Gemisches um Faktor 1,3, der des Sand/THF-Hydrat-Gemisches um Faktor 1,4 größer als der des Sandes. Dieses Verhalten bleibt bis in den Spannungsbereich von  $1,0 \text{ MNm}^{-2}$  unverändert. Während sich der Steifigkeitsunterschied zwischen dem Sand und den verfestigten Gemischen mit abnehmender Spannung vergrößert, bleibt er zwischen beiden Gemischen etwa konstant. Der Steifemodul für Entlastung des Sand/THF-Hydrat-Gemisches ist im Mittel um Faktor 1,1 größer als der des Sand/Eis-Gemisches.

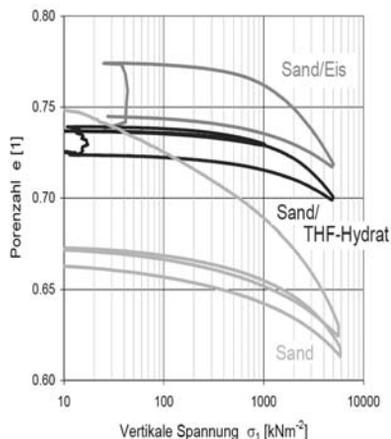


Bild 8: Eindimensionales Kompressionsverhalten

Tabelle 1: Eindimensionales Kompressionsverhalten des Versuchssandes sowie der Sand/Eis- und Sand/THF-Hydrat-Gemische. Steifemoduli  $E_s$  für Belastung.

Spannungsbereich $\sigma_1$ [ $\text{MNm}^{-2}$ ]	Steifemodul $E_s$ Belastung [ $\text{MNm}^{-2}$ ]			
	0,6	1,2	2,4	4,8
Sand	60	95	135	160
Sand/Eis-Gemisch	150	135	150	190
Sand/THF-Hydrat-Gemisch	215	250	225	265

Tabelle 2: Eindimensionales Kompressionsverhalten des Versuchssandes sowie der Sand/Eis- und Sand/THF-Hydrat-Gemische. Steifemoduli  $E_s$  für Entlastung.

Spannungsbereich $\sigma_1$ [ $\text{MNm}^{-2}$ ]	Steifemodul $E_s$ Entlastung [ $\text{MNm}^{-2}$ ]			
	0,6	1,2	2,4	4,8
Sand	140	200	270	375
Sand/Eis-Gemisch	215	290	350	475
Sand/THF-Hydrat-Gemisch	275	320	390	520

Tabelle 3: Eindimensionales Kompressionsverhalten des Versuchssandes sowie der Sand/Eis- und Sand/THF-Hydrat-Gemische. Elastischer Index  $I_{el}$ .

Spannungsbereich $\sigma_1$ [ $\text{MNm}^{-2}$ ]	Elastischer Index $I_{el}$ [1]			
	0,6	1,2	2,4	4,8
Sand	0,43	0,48	0,50	0,43
Sand/Eis-Gemisch	0,70	0,47	0,43	0,40
Sand/THF-Hydrat-Gemisch	0,78	0,78	0,58	0,51

Betrachtet man das elastische Rückfederungsvermögen, ergibt sich ein anderes Bild. Dies zeigt sich im Quotienten der Steifemoduli von Be- und Entlastung in einem Spannungsintervall

$$I_{el} = \frac{E_{s \text{ Belastung}}}{E_{s \text{ Entlastung}}}$$

der hier als elastischer Index  $I_{el}$  definiert wird und ein Maß für das spezifische elastische Potential eines Stoffes darstellt. Vollkommene Elastizität wird durch  $I_{el} = 1$ , vollkommene Plastizität durch  $I_{el} = 0$  beschrieben. Im untersuchten Spannungsbereich besitzt der nicht verfestigte Sand einen nahezu konstanten elastischen Index von im Mittel 0,46, das elastische Rückfederungsvermögen der zementierten Sande nimmt dagegen mit abnehmender Spannung zu (Tabelle 3).

Allerdings ist die Zunahme beim Eis/Sand-Gemisch nur bei geringen Spannungen zu verzeichnen, beim THF-Hydrat/Sand-Gemisch dagegen im gesamten untersuchten Spannungsbereich. Obwohl die zementierten Sande im Verhältnis zum nicht verfestigten Sand steifer auf Entlastung reagieren, besitzt das Eis/Sand-Gemisch ein ähnliches Rückfederungsvermögen wie der unverfestigte Sand, das THF-Hydrat/Sand-Gemisch, mit einem elastischen Index von etwa 0,5 bis 0,8, sogar ein deutlich höheres elastisches Potential.

## 5 Erdruhedruckverhalten

Das im Steifigkeitsverhalten bei Belastung beobachtete Phänomen einer quasi Vorbelastung des durch Eis bzw. THF-Hydrat verfestigten Sandes zeigt sich auch im Erdruhedruckverhalten (Bild 9).

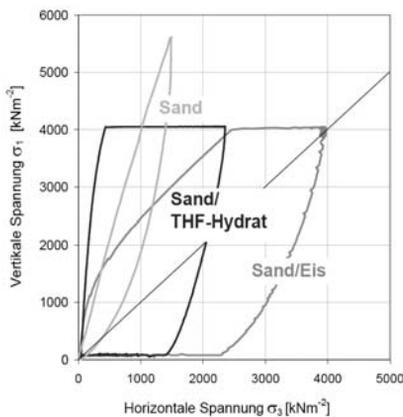


Bild 9: Spannungspfade ödometrische Belastung, Belastungskriechen, Entlastung und Entlastungskriechen.

Tabelle 4. Eindimensionales Kompressionsverhalten des Versuchssandes sowie der Sand/Eis- und Sand/THF-Hydrat-Gemische. Ruhedruckbeiwert  $K_0$  für Erstbelastung.

Spannungsbereich $\sigma_1$ [ $\text{MNm}^{-2}$ ]	Ruhedruckbeiwert für Erstbelastung $K_0$ [1]			
	0,6	1,2	2,4	4,8
Sand	0,24	0,24	0,24	0,26
Sand/Eis-Gemisch	0,12	0,18	0,40	0,68
Sand/THF-Hydrat-Gemisch	0,11	0,08	0,08	0,11

Während der nicht verfestigte Sand im untersuchten Spannungsbereich bis  $6 \text{ MNm}^{-2}$  einen nahezu konstanten Ruhedruckbeiwert aufweist, nimmt der Ruhedruckbeiwert oberhalb der vermeintlichen Vorbelastung des THF-Hydrat/Gemisches geringfügig, der des Eis/Sand-Gemisches erheblich zu (Tabelle 4). Das Eis/Sand-Gemisch zeigt eine weitere Besonderheit. Oberhalb einer mittleren Normalspannung  $\sigma_m$  von etwa  $1,0 \text{ MNm}^{-2}$  ( $\sigma_1 = 2,0 \text{ MNm}^{-2}$ ) reagiert es bei Belastung isotrop, d.h. es stellen sich hydrostatische Spannungszuwächse ein.

## 6 Kriech- und Fließverhalten

Das volumetrische Kriechen der verfestigten Sande, d.h. ihre Verformungszunahme mit der Zeit unter konstanter vertikaler Spannung, zeigt Ähnlichkeiten zur sekundären Konsolidation von Tonen. Näherungsweise lässt sich dieses Zusammendrückungskriechen durch den logarithmischen Ansatz

$$\varepsilon_1 = C_K \ln\left(\frac{t}{t_0}\right)$$

beschreiben, worin  $C_K$  einen dem BUISMAN-Faktor  $C_\alpha$  verwandten Kriechbeiwert und  $t_0$  den Anlaufzeitpunkt, d.h. die Stagnationsphase, des Kriechprozesses bezeichnen. Für  $t < t_0$  gilt näherungsweise  $\varepsilon_1 = 0$ .  $C_K$  stellt ein Maß für die Kriechrate dar. Beide verfestigten Sande weisen im untersuchten Spannungsbereich und gleichen Zeitfenstern nahezu gleiche Kriechraten auf (Bild 10, Tabelle 5).

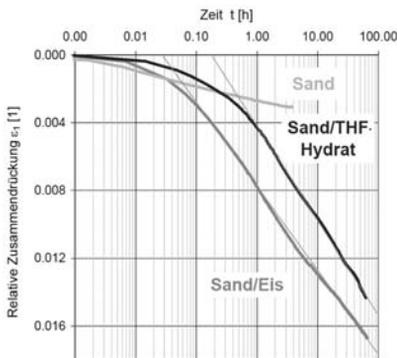


Bild 10: Volumetrisches Kriechen bei ödometrischer Beanspruchung. Konstante vertikale Spannung  $\sigma_1 = 5,6 \text{ MNm}^{-2}$  (Sand),  $\sigma_1 = 4,0 \text{ MNm}^{-2}$  (Sand/Eis und Sand/ THF-Hydrat-Gemisch)

Tabelle 5: Volumetrisches Kriechen bei ödometrischer Beanspruchung. Parameter des logarithmischen Kriechansatzes. Konstante vertikale Spannung  $\sigma_1 = 5,6 \text{ MNm}^{-2}$  (Sand),  $\sigma_1 = 4,0 \text{ MNm}^{-2}$  (Sand/Eis und Sand/ THF-Hydrat-Gemisch)

	Anlaufzeit $t_0$ [h]	Kriechbeiwert $C_K$ [ $\text{h}^{-1}$ ]	Gültigkeitsbereich
Sand	0,001	0,0008	$t > 0,001 \text{ h}$
Sand/Eis-Gemisch	0,03	0,0050	$t > 0,1 \text{ h}$
Sand/THF-Hydrat-Gemisch	0,2	0,0057	$t > 1 \text{ h}$

Die größeren absoluten Kriechverformungen des Sand/Eis-Gemisches gegenüber den Kriechverformungen des Sand/THF-Hydrat-Gemisches resultieren aus einer geringeren

Anlaufzeit  $t_0$  des Kriechprozesses des Sand/Eis-Gemisches. Das höhere Stagnationspotential des Sand/THF-Hydrat-Gemisches ist auf seinen polyedrischen Kristallgitterbau zurückzuführen. Auch der nicht zementierte Sand wies überraschenderweise ein Zusammendrückungskriechen auf. Dieses Verhalten ist im Wesentlichen eine Folge der Verfahrenstechnik. Durch die implementierte Versuchsregelung erfolgt die Einleitung der vertikalen Probenspannung während eines Kriechversuchs nicht statisch, sondern zyklisch um einen Sollwert, woraus eine, wenn auch geringe, aber messbare dynamische Verdichtung des Sandes resultiert.

Mit der Messung der Horizontalspannung ist eine Aussage zum viskoplastischen Fließverhalten der beiden verfestigten Sande möglich. In Anlehnung an das rheologische BINGHAM-Modell, lassen sich unter Verwendung eines nichtlinearen Ansatzes die gefundenen Zusammenhänge zwischen der Deviatorspannung und der Zusammendrückungsrate durch

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)_0 + \sigma_e \theta \ln \left( \frac{\dot{\varepsilon}_1}{\dot{\varepsilon}_0} \right)$$

beschreiben, wobei  $\theta$  einen dimensionslosen Zähigkeitsparameter und  $\sigma_e$  eine von der Porenzahl abhängige Bezugsspannung bezeichnen;  $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$  ist die deviatorische Stagnationsspannung, unterhalb welcher der Kriechprozess zum Erliegen kommt. Während beide verfestigten Sande unter ödometrischer Beanspruchung im gleichen Zeitfenster oberhalb der jeweiligen Anlaufzeit nahezu gleich große Verformungszuwächse aufweisen, unterscheiden sie sich signifikant in ihrem viskoplastischen Fließverhalten (Bild 11, Tabelle 6).

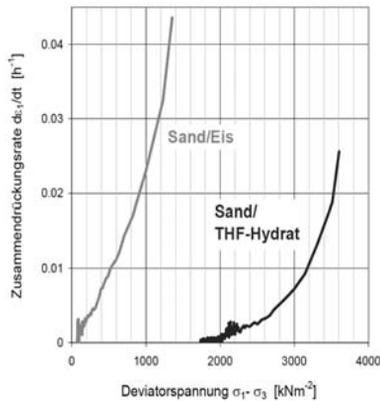


Bild 11: Viskoplastisches Fließverhalten. Abgeleitet aus ödometrischer Beanspruchung unter konstanter vertikaler Spannung  $\sigma_1 = 4,0 \text{ MNm}^{-2}$ .

Tabelle 6: Viskoplastisches Fließverhalten. Parameter des nichtlinearen Fließansatzes, abgeleitet aus ödometrischer Beanspruchung unter konstanter vertikaler Spannung  $\sigma_1 = 4,0 \text{ MNm}^{-2}$ .

	Deviatorische Stagnationsspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ $[\text{kNm}^{-2}]$	Zähigkeitsparameter $\theta$ [1]
Sand/Eis-Gemisch	80	6560
Sand/THF-Hydrat-Gemisch	1700	10200

Die deviatorische Stagnationsspannung  $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$  des Sand/THF-Hydrat-Gemisches liegt um Faktor 21 höher als die des Sand/Eis-Gemisches, der Zähigkeitsparameter  $\theta$  etwa um

Faktor 2. Das Sand/THF-Hydrat-Gemisch verhält sich aufgrund des polyedrischen Kristallbaus des THF-Hydrats im Gegensatz zum hexagonalen Kristallbau des Eises wesentlich zäher als das Sand/Eis-Gemisch.

## 7 Schlussfolgerungen

Bei unserer Versuchsplanung gingen wir von einer Analogie des mechanischen Verhaltens von eis- und hydratdurchsetzten Sedimenten aus. Die Ergebnisse der durchgeführten Kompressions- und Kriechversuche widerlegen diese Annahme. Die Vielzahl der in der Literatur vorhandenen Daten zum mechanischen Verhalten gefrorener Sedimente können damit nicht, oder nur mit Einschränkungen, auf das Verhalten Gashydrat führender Sedimente übertragen werden. Mit Hilfe der gewonnenen Kennwerte zur Steifigkeit bei Be- und Entlastung, zum Erdruchdruckverhalten und zum Kriechen konnten die Rahmenbedingungen für die Auslegung der messtechnischen Ausstattung des GTS präzisiert werden. Gleichzeitig wurden erhebliche Kenntnislücken im Bereich der Hydratmechanik offenbar, die den Bedarf an ingenieurgeologischer Grundlagenarbeit in der Katastrophenforschung dokumentieren.

## 8 Danksagung

Das diesem Bericht zugrunde liegende Verbundforschungsvorhaben GASSTAB wurde dankenswerterweise im Rahmen des Geotechnologien-Programms „Gashydrate im Geosystem“ des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Kennzeichen 03G0560B gefördert.

## 9 Literatur

- [1] Sloan, ED (2002): *Hydrate Properties*. – Seafloor Stability Workshop, Houston/Texas, March 14-15, 2002
- [2] Clennell, MB, Hovland, M, Booth, JS, Henry, P, Winters, WJ (1999): Formation of natural gas hydrates in marine sediments 1. Conceptual model of gas hydrate growth conditioned by host sediment properties.- J. Geophys. Res., Vol. 104, No. B10, 22: 985-23,003
- [3] Kvenvolden, KA (2000): *Natural gas hydrate: Introduction and history of discovery*. In: Coastal systems and continental margins, Natural Gas Hydrate in oceanic and permafrost environments.- In: Max, MD(ed.): Natural Gas Hydrate, Kluwer Academic Press: 9-16
- [4] Katz, DL, Cornell, D, Kobayashi, R, Poettmann, FH, Vary, JA, Elenblas, JR, Weinaug, CF (1959): *Handbook of Natural Gas Engineering*.- McGraw Hill, New York
- [5] Pfannkuche, O et al. (2002): RV Sonne Cruise Report SO 165 OTEGA I-2002. Geomar, Kiel
- [6] Rothwell, RG, Thomson, J, Kähler, G (1998): Low-sea-level emplacement of a very large Late Pleistocene megaturbidite in the western Mediterranean Sea.- Nature, 392: 377-380
- [7] Winters, WJ, Dillon, WP, Pecher, IA, Mason, DH (2000): *GHASTLI – Determining physical properties of sediment containing natural and laboratory-formed gas hydrate*.- In: Max, MD (ed.): Natural Gas Hydrate, Kluwer Academic Publishers
- [8] Feeser, V, Becker, HJ, Grupe, B, Hoffmann, K, Kreiter, S, Savidis, S, Schupp, J (2003): *GTS for soil mechanical research of gas hydrate bearing sediments*.- EGS-AGU-EUG Joint Assembly, Nice, Geophysical Research Abstracts Vol. 5, 06978, 2003

# Schäden im Spezialtiefbau

## Versicherungsschutz in der Haftpflicht- und Bauleistungsversicherung

Jörg Dancz  
GBV Versicherungsvermittlung GmbH, Mannheim  
Bilfinger Berger Konzern

### 1 Allgemeines

Die beiden wichtigsten Schadenversicherungen im Baubereich sind die Haftpflicht- und Bauleistungsversicherung. Sie ergänzen sich hinsichtlich des Deckungsumfangs, lassen für den Bauunternehmer jedoch auch in Ihrem Zusammenwirken Teilbereiche der denkbaren Schadenszenarien ungedeckt, insbesondere im Bereich der Vermögensschäden und Sachmängel.

Bei Vermögensschäden handelt sich um wirtschaftliche Einbußen, die nicht adäquat kausale Folge von Personen- oder Sachschäden sind. Ein *Sachschaden* liegt vor, wenn *auf die Substanz einer Sache in der Weise körperlich eingewirkt wird, dass deren bereits vorhandener Zustand in nachteiliger Weise beeinträchtigt und dadurch ihre Gebrauchsfähigkeit gemindert wird*. Eine Sachsubstanzverletzung ist dazu nicht erforderlich. Kein Sachschaden, sondern ein Sachmangel ist gegeben, wenn eine Sache oder nach der Verkehrsanschauung zu ermittelnde Teilleistung/bautechnische Einheit von vornherein mangelhaft hergestellt wurde. Dazu folgendes Beispiel:

Beim Betonieren einer Schlitzwand fallen Erdschollen in die Stützflüssigkeit und führen zu Fehlstellen in der Wand. Nach der Verkehrsanschauung ist nur die Schlitzwand eine bautechnische Einheit, nicht aber der mit Suspension gefüllte Schlitz. Es handelt sich daher um eine von vornherein mangelhaft erstellte Schlitzwand, und nicht einen Sachschaden an dem mit Suspension gefüllten Schlitz.

Bei der Haftpflichtversicherung handelt es sich um eine sogenannte Passivenversicherung, die als Versicherungsleistung einen Freistellungsanspruch von Schadenersatzansprüchen Dritter bietet und damit das (Sach-)Ersatzinteresse der Versicherten deckt. Bei jedem Schadenfall sind zumindest drei Personen beteiligt. Die Rechtsbeziehung zwischen der versicherten Person und dem Anspruchsteller nennt man Haftungsverhältnis, dessen Inhalt sich nach den gesetzlichen Anspruchsgrundlagen, wie z.B. §§ 280, 823 BGB richtet. Das Deckungsverhältnis beschreibt die Beziehungen zwischen dem Versicherer und dem VN oder bei der Versicherung für fremde Rechnung der mitversicherten Person, ist vom Haftungsverhältnis unabhängig und umfasst nur einen mehr oder minder großen Ausschnitt der dieser Risiken.

Die Bauleistungsversicherung ist eine Aktiven- bzw. Sachversicherung, die grundsätzlich nur das Sacherhaltungsinteresse an den versicherten Sachen schützt, für deren Beschädigung ein Versicherter die Gefahr trägt, d.h. die Schäden auf seine Kosten beheben muss.

## 1.1 Betriebshaftpflichtversicherung

Die Betriebshaftpflichtversicherung bietet Versicherungsschutz für Schadenersatzansprüche Dritter aus Personen- und Sachschäden *außerhalb* der Bauleistung, zu deren Erbringung sich das Bauunternehmen verpflichtete. Sachschäden und -mängel an der eigenen Bauleistung sind nicht Gegenstand der Haftpflichtversicherung. Vermögensschäden, die unmittelbare Folge eines solchen Schadens/Mangels sind, wie z.B. Vertragstrafen, entgangener Gewinn, Stillstandskosten und Produktionsausfall, teilen dieses Schicksal.

Der Versicherer hat die Haftungsfrage zu prüfen, berechnete Ansprüche zu befriedigen und berechnete abzuwehren. Zur Anspruchsabwehr gehört auch die Übernahme der Kosten für einen Rechtsstreit und die Beauftragung eines Rechtsanwalts.

### 1.1.1 Obliegenheiten

Um seinen Versicherungsschutz nicht zu gefährden, muss Versicherte unter anderem folgende Obliegenheiten zu beachten:

- Unverzügliche Anzeige jedes Schadenereignisses, das einen Anspruch nach sich ziehen könnte. Darüber hinaus ist auch die Erhebung von Haftpflichtansprüchen, der Erlass eines Mahnbescheids, die Einleitung eines Gerichtsverfahrens, eine Streitverkündung und vorsichtshalber auch jede Einleitung eines selbstständigen Beweisverfahrens unverzüglich anzuzeigen.

Die Verletzung der Obliegenheit führt zum Verlust des Versicherungsschutzes, wenn der Versicherer nicht mehr in der Lage war, selbst Beweise zu erheben oder den Verfahrensgang zu bestimmen.

Eine rechtzeitige Schadenanzeige ist auch deshalb wichtig, weil der Versicherungsanspruch in zwei Jahren ab dem Ende des Jahres verjährt, in dem die erste Anspruchserhebung erfolgte und die Verjährung von der Anzeige beim bis zur schriftlichen Deckungsablehnung des Versicherers gehemmt ist.

- Abwendung bzw. Minderung des Schadens und Beachtung der Weisungen des Versicherers (Rettungspflicht).
- Keine Anerkennung (deklaratorisches Schuldanerkenntnis) oder gar Befriedigung eines Haftpflichtanspruch, z.B. durch Schadenbehebung in Eigenleistung ohne vorherigen Auftrag, ohne Zustimmung des Versicherers. Unschädlich ist es, wenn wahrheitsgemäß eine Pflichtverletzung eingeräumt wird (Tatsachenerkenntnis), die einen Schadenersatzanspruch zur Folge hat, auch wenn dies die Beweislast für die anspruchsbegründenden Umstände umkehrt.
- Erstellung wahrheitsgemäßer Berichte und Beschaffung aller angeforderten Informationen und Unterlagen, auch wenn die Gefahr besteht, sich selbst eines strafrechtlichen relevanten Verhaltens zu bezichtigen oder den Versicherer auf das Eingreifen von Ausschlussstatbeständen bzw. etwaige Obliegenheitsverletzungen hinzuweisen.
- Die Prozessführung ist dem Versicherer zu überlassen und dem vom Versicherer beauftragten Rechtsanwalt Vollmacht zu erteilen.

### 1.1.2 Ausschlussstatbestände

Vom Versicherungsschutz ausgeschlossen sind unter anderem:

- Haftpflichtansprüche, die auf Grund Vertrags oder besonderer Zusage über den gesetzlichen Umfang der Haftung hinausgehen.

Der Ausschluss bezieht sich nur auf die über den gesetzlichen Haftungsumfang hinausgehenden Rechtsfolgen, nicht die Eingehung eines Vertrags selbst. Ansonsten wären alle vertraglich begründeten Haftpflichtansprüche nicht versichert.

In der Praxis handelt es sich um Verlängerungen der Gewährleistungsfristen, Verzicht auf Rügepflichten, Vertragsstrafen und Schadenpauschalierungen, Haftungsverschärfungen, wie die Übernahme einer verschuldensunabhängigen Haftung, Beweiserleichterungen und Beweislastumkehrungen, sowie Übernahmen der Haftung und Freistellungen Dritter.

- Haftpflichtansprüche gegen solche Personen, die den Schaden vorsätzlich herbeiführten. oder die Leistung in Kenntnis der Mangelhaftigkeit erbrachten.

Der Versicherungsschutz anderer versicherter Personen bleibt davon unberührt. Bedingter Vorsatz ist bereits dann gegeben, wenn der rechtswidrige Erfolg als möglich erkannt und billigend in Kauf genommen wurde.

- Schäden an Sachen durch eine Tätigkeit an, mit oder unmittelbaren Einwirkungsbereich dieser Sachen (Tätigkeitsschäden) sowie Schäden an gemieteten, geliehenen oder durch verbotene Eigenmacht erlangten Sachen (Mietsachschäden).

Regelmäßig werden diese Ausschlüsse bei Baupolicen abbedungen, für Mietsachschäden jedoch regelmäßig nur hinsichtlich unbeweglicher Sachen. Im Gegenzug bieten die Versicherer für diese Schäden aber nur Deckungssummen an, die erheblich unter den allgemeinen Vertragsdeckungssummen liegen (Sublimits).

- Schäden durch Grundstücksenkungen und Erschütterungen infolge von Rammarbeiten. Auch hier ist darauf zu achten, dass dieser im Baubereich sehr relevante Ausschluss gestrichen wird.
- Ansprüche zwischen ARGE-Partnern, der ARGE gegen die Gesellschafter und umgekehrt
- Die Erfüllung und Nacherfüllung von Verträgen und die an die Stelle der Nacherfüllung tretende Ersatzleistung (unmittelbares Erfüllungsinteresse ) des Vertragspartners.

Dazu gehören Ansprüche auf Schadenersatz statt der Leistung, aus Ersatzvornahme, Rücktritt, Minderung, wegen Ausfalls der Nutzung des Vertragsgegenstands, Vermögensschäden wegen Verzögerung der Leistung und Schäden, die bei der Nacherfüllung zwangsläufig verursacht werden.

- Schäden an den erbrachten Bauleistungen aus einer in der Herstellung liegenden Ursache.
- Schäden durch zulassungspflichtige KFZ

- Ansprüche wegen Sowiesokosten.

Versicherungsschutz besteht nur für objektiv ungewisse Schadenereignisse. Daher sind Schäden, die zwangsläufig mit der Verwirklichung des Bauvorhabens verbunden sind, unabhängig davon, ob dies vor dem Schadenfall bekannt war, nicht versichert. Oftmals handelt es sich um unvermeidbare Setzungsschäden an umliegenden Bauwerken.

Dies ist für den Bauunternehmer zunächst unproblematisch, weil er mangels Verschulden für Schäden dieser Art gegenüber dem Dritten nicht haftet. Der Bauherr ist nämlich der einzige am Bau Beteiligte, der unabhängig von einem Verschulden solche Nachbarschäden zu ersetzen hat (bürgerlich-rechtlicher Aufopferungsanspruch analog § 906 II S.2 BGB). Versicherungsschutz kann jedoch auch der Bauherr nur für Schäden erlangen, die er schuldhaft verursacht oder ohne ein Verschulden eintreten konnten, jedoch nicht mussten (versicherbares Bauherrenrisiko).

Das Risiko für den Bauunternehmer entsteht erst dann, wenn er, wie in der Praxis häufig, den Bauherrn ohne Begrenzung auf ein eigenes Verschulden von dessen zum Teil nicht versicherbaren Ersatzansprüchen gegenüber Dritten freistellt.

### 1.1.3 Baugrund- und Systemrisiko

Beide Risiken stehen im Zusammenhang mit den Sowiesokosten und stammen aus der Sphäre des Bauherrn, weshalb grundsätzlich er ihre Folgen zu vertreten hat. Der Baugrund ist der vom Bauherren gelieferte Baustoff und das Bauverfahren wird letztlich von ihm oder seinem Planer bestimmt.

Das *Baugrundrisiko* verwirklicht sich per Definition nur dann, wenn kein Verstoß des Bauherren gegen seine Pflicht zur exakten Beschreibung des Baugrundes (unzureichende Erkundung oder Ausschreibung) *und* des Bauunternehmers gegen seine Prüf- und Hinweispflichten (eine Hinweispflicht hinsichtlich der systembedingten Gefahren besteht nur beim nicht fachkundigen oder nicht fachkundig beratenen AG) oder die anerkannten Regeln der Technik im Rahmen der Planung und Ausführung gegeben ist.

Beim *Systemrisiko* muss noch hinzukommen, dass die Beschreibung des Baugrundes auch den tatsächlich vorgefundenen Verhältnissen entspricht, d.h. das Baugrundrisiko sich gerade nicht verwirklichte. Dem Systemrisiko zugeordnet werden z.B. Baugrundauflockerungen im Umfeld von Bohrpfehlen, Setzungen in der unmittelbaren Umgebung von Bohrpfehlen bei weichen oder fließenden Böden, das Nachfallen von Boden in Schlütze und zwar auch bei korrekter Stützflüssigkeit, bei Schlützwänden Setzungen infolge des Abflusses der Stützflüssigkeit beim Anschneiden von Hohlräumen sowie Verdichtung und Mitziehen von nicht bindigen, locker gelagerten Böden beim Einrammen oder Einrütteln von Spundbohlen.

Individualvertraglich ist eine Verlagerung dieser Risiken auf den Bauunternehmer möglich. Solche Regelungen müssen aber wegen der Abweichung vom Verschuldensprinzip, das im BGB verankert ist und in die VOB/B übernommen wurde, eindeu-

tig eine verschuldensunabhängige Haftung begründen. Der Umfang der Risikoübernahme hängt von der jeweiligen Formulierung ab. So werden durch Pauschalpreisvereinbarung nur Nachtragsforderungen abgeschnitten, nicht jedoch das Risiko für Schäden Dritter übernommen. Die Risikoübernahme im Rahmen des Baugrundgutachtens bedeutet, dass nur das Risiko aus den dort genannten Baugrundproblemen auf den Bauunternehmer übergeht.

Eine Überbürdung in allgemeinen Geschäftsbedingungen ist nicht möglich, und zwar unabhängig von der Form. Üblich sind in diesem Zusammenhang Vorkennntnis- oder Informationsklauseln, Erklärungsfiktionen, Fixierung einer Informationspflicht oder Aufforderung zur Anmeldung von Bedenken.

Bei *Sondervorschlägen oder Nebenangeboten* geht das Baugrund- bzw. Systemrisiko nur dann auf den Bauunternehmer über, wenn der im Baugrundgutachten beschriebene Baugrund verlassen wird oder anders reagiert, als er bei herkömmlicher oder der ausgeschriebenen Verfahrensweise (Verwirklichung verfahrensspezifischer Risiken) reagiert hätte.

Eine haftungsbegründende Wirkung gegenüber Dritten hat der Übergang des Baugrundes und Systemrisikos nicht. Da mangels Verschulden des Bauunternehmers dem Dritten gegenüber nur der Bauherr haftet, ist die Ausgleichsregelung des § 10 Nr. 2 Abs. 2 VOB/B, wonach der Bauunternehmer bei versicherbaren Ansprüchen im Innenverhältnis zum Bauherren den Schaden allein trägt, nicht einschlägig.

## 1.2 Planungshaftpflichtversicherung

Einige Versicherer bieten ausgewählten Kunden sogenannte Planungshaftpflichtversicherung an, die dem Generalunter- und –übernehmer die Möglichkeit bieten, für einen Teil des in der Betriebshaftpflichtversicherung nicht gedeckten Erfüllungsinteresse Versicherungsschutz zu erlangen.

Versichert werden regelmäßig Sachschäden, zuweilen auch Sachmängel (Vermögensschäden) am selbst geplanten und erstellten Bauwerk, die auf einen Fehler in der Planung, z.T. auch in der Bauüberwachung zurückzuführen sind. Besonders weitgehend sind Deckungen, die sogar dann Versicherungsschutz bieten, wenn die Bauleistung noch gar nicht abgenommen wurde und daher auch kein Haftpflichtanspruch eines Dritten existiert.

Ausgeschlossen werden aber immer Ansprüche wegen Schäden:

- die über den unmittelbaren Mangel oder Schaden am Bauwerk hinausgehen, z.B. entgangener Gewinn, Produktionsausfall, Baustillstand, Aufwendungen in Erwartung ordnungsgemäßer Leistungen
- soweit diese darauf zurückzuführen sind, dass eine ordnungsgemäße Erstellung des Bauwerks nur zu einem erheblich höheren Kostenbetrag, als in der Planung des Versicherungsnehmers vorgesehen, hätte erfolgen können (Sowiesokosten)
- wegen Schönheitsfehlern
- die durch ein bewusst gesetz-, vorschrift- oder pflichtwidriges Verhalten des VN verursacht wurden, wozu auch alle Schäden gehören, die darauf zurückzuführen sind, dass bewusst gegen Anweisungen des Bauherren verstoßen wurde, bewusst von der ver-

einbaren Bauausführung abgewichen wurde oder bewusst eine mangelhafte Planungsleistung erbracht wurde.

### 1.3 Berufshaftpflichtversicherung der Architekten und Ingenieure

Der planende und bauüberwachende Ingenieur genießt im Gegensatz zum Bauunternehmer auch für Ansprüche wegen Mängeln (Vermögensschäden) und Sachschäden an dem Bauwerk Versicherungsschutz, in dem sich seine Werkleistung verwirklichte, weil diese Ansprüche für ihn keinen Schadenersatz statt der Leistung oder andere an die Stelle der Erfüllung tretende Ersatzleistung darstellen.

Das gleiche gilt auch für die Vermögensschäden, die unmittelbare Folge eines solchen Schadens/Mangels am Bauwerk sind, wie z.B. Vertragsstrafen, entgangener Gewinn, Stillstandkosten und Produktionsausfall. Der unversicherte Erfüllungsbereich des Planers umfasst nur die Kosten für die erforderliche Nach- oder Umplanung, und zwar unabhängig davon, ob der VN sie selbst oder der Auftraggeber sie im Wege der Ersatzvornahme durchführt.

Versichert ist neben den klassischen Planungs- und Bauüberwachungsleistungen auch die gesetzliche Haftpflicht als Projektsteuerer, Sicherheits- und Gesundheitskoordinator gemäß BaustellVO, Generalplaner, der gegenüber dem Bauherren für die Ausführung und Koordination sämtliche Planungsleistungen verantwortlich zeichnet und regelmäßige Teile der Leistung an Sonderfachleute vergibt und Sachverständiger.

#### 1.3.1 Berufsbildklausel

Deckung besteht nur bei einer dem Berufsbild des Ingenieurs entsprechenden Tätigkeit, d.h. Bauwerken, die in fremdem Namen und für fremde Rechnung, ohne die Erbringung von Bauleistungen oder Lieferung von Baustoffen durch den VN selbst, seine Angehörige, bei juristischen Personen auch seiner Gesellschafter oder solcher Unternehmen erstellt werden, die ihm gehören, die er leitet oder an denen er in maßgeblicher Weise (regelmäßig >10 %) beteiligt ist. Nicht versichert der Ingenieur daher in der Eigenschaft als Bauherr, Bauträger oder Generalunternehmer bzw. -übernehmer.

Es kommt zuweilen vor, dass ein Bauunternehmen und ein Ingenieurbüro eine ARGE bzw. ein Konsortium zur Planung und Ausführung eines Bauwerks eingehen. Auch wenn die Aufgaben innerhalb der Gesellschaft klar getrennt werden oder sogar eine Dach-ARGE-Konstruktion gewählt wird, verpflichtet sich das Ingenieurbüro gegenüber dem Bauherren auch zur Planung und Errichtung des Bauwerks und hat daher ohne besondere Vereinbarung mit seinem Berufshaftpflichtversicherer keine Deckung.

#### 1.3.2 Ausschlusstatbestände

Vom Versicherungsschutz ausgeschlossen sind:

- Schäden aus der *Überschreitung der Bauzeit sowie von Fristen und Terminen*

Die sogenannte Kosten- und Massenklausel gilt für Personen-, Sach- und Vermögensschäden und ist im wesentlichen nur deklaratorischer Natur, weil sie sich ledig-

lich auf eigens vereinbarte Fristen und Termine für die eigenen Leistungen des VN, nicht auf Fristen und Termine Dritter, z.B. des Bauherren oder gesetzliche und vertragliche Verjährungsfristen bezieht.

Vermögensschäden wegen Verzögerung der Leistung sind ohnehin nicht versichert. Die Abgrenzung zwischen einer ungedeckten Verzögerung eines Teils der Planung und der versicherten unvollständigen Planung, d.h. Falschplanung, ist im Einzelfall aber sehr schwierig.

Außerdem gilt der Ausschluss nicht für Sachverhalte, bei denen die Zeitüberschreitung für die Bauleistung darauf beruht, dass der VN eine Fehlplanung rechtzeitig erkennt, die Umplanung aber zu Bauzeitverzögerungen führt (zumindest sind dann die entstehenden Stillstandskosten ersatzpflichtige Rettungskosten) oder der Mangel des Architektenwerks sich bereits als Mangel oder Schaden im Bauwerk realisierte. Bei Ansprüchen aus Bauzeitgarantien handelt es sich immer um einen über den gesetzlichen Umfang der Haftpflicht hinausgehenden und damit unversicherten Anspruch.

- Schäden aus der *Überschreitung von Vor- und Kostenanschlägen*

Nach überwiegender Meinung erfasst der Ausschluss neben den Kostenschätzungen bei der Vorplanung, Kostenberechnungen im Rahmen der Entwurfplanung und den Kostenanschlägen bei der Vergabe gemäß § 15 II Nr. 2, 3 und 7 HOAI auch fehlerhafte Massenermittlung, die unmittelbar in die Kostenermittlung einfließen, wie z.B. beim Tragwerksplaner § 64 II Nr.6 HOAI, der technischen Ausrüstung § 73 II Nr.6 HOAI und der Vorbereitung der Vergabe gemäß § 15 II Nr. 6 HOAI.

Auf isolierte Massenermittlungen findet der Ausschluss keine Anwendung. Beruht die fehlerhafte Ermittlung nicht auf einem Fehler in der Berechnung der Kosten, sondern einem kostenrelevanten Planungsfehler, besteht ebenfalls Deckung. Das Gleiche gilt beim Vorwurf einer unwirtschaftlichen, weil zu aufwändigen Planung oder der Freigabe von Rechnungen im Rahmen der Objektüberwachung, deren zugrunde liegende Arbeiten mangelhaft oder unvollständig erbracht wurden.

Der Ausschluss umfasst nur Vermögensschäden. Ist das Ergebnis der fehlerhaften Ermittlung dagegen ein Bauwerksmangel bzw. -schaden oder ein sonstiger Personen- oder Sachschaden, greift er nicht.

Ansprüche aus Bausummen- oder Massengarantien gehen über den gesetzlichen Umfang der Haftpflicht hinaus und sind damit nie gedeckt.

Der Höhe nach ist eine Haftung des Ingenieurs nur gegeben, wenn der Auftraggeber durch den Fehler auch einen wirtschaftlichen Nachteil erlitten hat. Soweit die Kosten bei richtiger Ermittlung *beim Auftraggeber* ohnehin angefallen wären, hat er keinen Schadenersatzanspruch. Der Ausschlussstatbestand hat für den Ingenieur aber dennoch Bedeutung, weil der Versicherer auch keine Kostendeckung für die Abwehr unbegründeter Ansprüche bietet. Einige Versicherer gewähren ihren Kunden daher für die Zurückweisung von Sowiesokosten Deckung. Enthält der Versicherungsvertrag darüber hinaus den Ausschluss von Aufwendungen, die *bei Planung und/oder Erstellung des Objekts* ohnehin angefallen wären, sind auch Ansprüche des Generalüber-

nehmers ausgeschlossen, der mit dem Bauherren einen Pauschalvertrag vereinbarte und die höheren Kosten daher nicht umlegen kann.

Ältere Fassungen der BBR Arch enthalten andere Massen- und Kostenklauseln, auf die ich hier jedoch nicht näher eingehen möchte:

Ersatzansprüche aus der Überschreitung fehlerhaft ermittelter Kosten (BBR Arch 1964).

Schäden aus der Überschreitung ermittelter Massen oder Kosten sowie aus fehlerhaften Massen- oder Kostenermittlungen (BBR Arch 1977)

- Schäden die ein Versicherter durch *bewusst gesetz-, vorschrifts- oder sonst pflichtwidriges Verhalten* verursacht hat

Die Grenze der noch versicherten riskanten Planung zum experimentellem Planen überschreitet, wer bewusst entgegen dem Stand der Technik plant, auch wenn für das Objekt noch gar kein Stand der Technik existiert. Die Aufklärung des Bauherren über die Risiken oder Haftungsausschlüsse ändert nichts daran, dass der Versicherungsschutz entfällt.

Da es sich um innere Vorgänge handelt, ist der Versicherer auf Indizien angewiesen, aus deren Gesamtheit sich nach der Lebenserfahrung der *bewusste* Pflichtenverstoß ergibt. Dies soll dann der Fall sein, wenn der Ingenieur gegen *Elementar- oder Primitivwissen* verstößt, wie z.B. beim Bauen ohne Baugenehmigung oder geprüfte Statik, Abweichen von genehmigten Plänen oder Freigabe von Rechnungen ohne Prüfung.

Ein Verstoß lässt den Versicherungsschutz insgesamt für alle Versicherten entfallen, auch wenn er nur von einem Mitversicherten begangen wurde, es sei denn der Ausschluss wird dahingehend ergänzt, dass der *Versicherungsnehmer oder ein Mitversicherter den Versicherungsschutz behält, wenn der Ausschlussgrund sich nicht in seiner Person oder der seines Repräsentanten verwirklicht hat.*

## **1.4 Bauleistungsversicherung**

Die Bauleistungsversicherung leistet Entschädigung für *unvorhergesehen* eintretende *Sachschäden* an der versicherten Bauleistung und sonstigen versicherten Sachen.

### **1.4.1 Versicherte Gefahren und Sachen**

Unvorhergesehen sind Schäden, wenn sie für den Versicherten und seine *Repräsentanten* mit dem für die Tätigkeit erforderlichen Fachwissen, ohne grob fahrlässig gehandelt zu haben, nicht rechtzeitig vorherzusehen waren.

Als nicht unvorhergesehen gelten Schäden durch normale Witterungseinflüsse (keine Überschreitung des monatlichen Höchstwertes der letzten 10 Jahre), Frost, wenn keine zumutbaren Schutzmaßnahmen getroffen wurden, und Ausfall einer nicht redundanten Wasserhaltung. Bei Bauvorhaben, die im Einflussbereich von Gewässern liegen, schließen die Versicherer grundsätzlich alle Schäden vom Versicherungsschutz aus, die durch die normale Wasserstände bzw. Wasserführung *mit*verursacht wurden.

Repräsentanten sind diejenigen Personen, die in dem Geschäftsbereich, zu dem das versicherte Risiko gehört, aufgrund eines Vertretungs- oder ähnlichen Verhältnisses an die Stelle des Versicherungsnehmers (VN) getreten sind. Erforderlich ist, dass diese Personen die Verwaltung des versicherten Risikos für den VN übernommen und der VN sich völlig zurückgezogen hat. Da der VN sich das Verhalten der Rechtsprechung zurechnen lassen muss, hat er ein Interesse daran, diesen Personenkreis möglichst klein zu halten. Die Rechtsprechung hat demgegenüber bereits den Bauleiter als Repräsentanten erachtet. Es sollte daher der Weg gegangen werden, die Repräsentanten im Versicherungsvertrag zu definieren (idealerweise nur die gesetzlichen Vertreter des VN).

Versichert sind auch Hilfsbauten, die nicht in die Substanz der Bauwerks eingehen, wie Spundwände und Wasserhaltungsanlagen. Bodenmassen gehören nur dann zur Bauleistung, wenn sie zum Auffüllen oder Austausch vorgesehen sind. Andere Bodenmassen können mit einer separaten Versicherungssumme in die Deckung aufgenommen werden. Das gleiche gilt für bestehende Bauwerke, in deren tragende Konstruktion eingegriffen wird oder die unterfangen werden, wenn sie einstürzen oder aus Gründen der Standsicherheit abgebrochen werden müssen.

#### **1.4.2 Umfang der Entschädigung**

Entschädigung wird für die Wiederherstellung eines technisch gleichwertigen Zustands geleistet. Darüber hinausgehende Vermögensfolgeschäden sind nicht gedeckt. Versichert sind jedoch auch die erforderlichen Vor- und Nacharbeiten, wie das Aufräumen und Freilegen und Verschließen der Schadstelle. Die Schadenbeseitigung muss nicht an der beschädigten Sache selbst erfolgen; eine äquivalente Maßnahme zur Wiederherstellung der Funktion des Bauteils reicht aus.

Bei einem Tunnelbauwerk wird der Vortrieb unter Druckluft durchgeführt. Um den Druckluftverlust zu reduzieren, ist eine Abdichtung zwischen der Tunneldecke und den Wänden erforderlich, die durch eine Folie verwirklicht wird. Weil die Verformungen der Tunnelwände nicht in allen Bauzuständen korrekt berechnet wurden, reißt die Abdichtung während des Vortriebs. Der VN kann nicht die Kosten für den Austausch der Folie verlangen, wenn bereits mit kostengünstigeren Aufbringen einer zweiten Folienlage ein technisch gleichwertiger Zustand hergestellt wird.

Auch für Sachschäden an mangelhaften Sachen besteht Versicherungsschutz. Der Versicherer bringt aber bei der Entschädigung die Kosten in Abzug, die bei der Schadenbehebung zusätzlich anfallen, damit der Mangel nicht erneut entsteht.

Bei einer Schlitzwand wurde aufgrund eines Planungsfehlers oder versehentlich im Rahmen der Bauausführung zu wenig Bewehrungsseisen eingebaut. Die Wand kippt nach dem Aushub in die Baugrube. Bei der Entschädigungsleistung werden die Mehrkosten für die Bewehrung nicht ersetzt.

#### **1.4.3 Ende der Haftung**

Die Haftung endet grundsätzlich mit der Abnahme oder Abnahmefiktion gemäß § 12 Nr.5 VOB/B. Durch besondere Vereinbarung (extended Maintenance) kann die Haftung des Versicherers auf Sachschäden, die bei der Erfüllung von Gewährleistungs- oder Restarbei-

ten oder durch Ausführungsfehler (in Abgrenzung zu Planungsfehlern) während der Bauzeit verursacht wurden, erweitert werden.

#### 1.4.4 Betriebsunterbrechungsversicherung

Wird die Nutzungsmöglichkeit der Bauleistung durch einen dem Grunde nach gedeckten Versicherungsfall beeinträchtigt, besteht die Möglichkeit, die dadurch entgehende Einnahmen und zusätzlichen Kosten, weil die beschädigte/abhanden gekommene Sache in den ursprünglichen Zustand versetzt/ersetzt werden muss oder alternativ die Mehrkosten zur Wiederherstellung/Ersatz einer zerstörten Sache, soweit dadurch eine Betriebsunterbrechung vermieden wird (im wesentlichen Beschleunigungskosten durch vermehrtem Personal- oder Geräteeinsatz) im Rahmen einer Betriebsunterbrechungsversicherung (BU-Versicherung) einzudecken.

## 2 Übersicht der versicherten Schäden

Versicherungsschutz	Betriebshaftpflichtversicherung des Bauunternehmers	Planungshaftpflichtversicherung des Bauunternehmers	Berufshaftpflichtversicherung des Ingenieurs	Bauleistungsversicherung des Bauunternehmers
Sachmangel am Bauwerk in Folge Ausführungsfehler	<b>nein</b>	<b>nein</b>	ja aber keine Haftung	<b>nein</b>
Vermögensfolgeschäden	<b>nein</b>	<b>nein</b>	ja aber keine Haftung	<b>nein</b>
Sachmangel am Bauwerk in Folge Planungsfehler	nein	ja falls vereinbart	ja	nein
Vermögensfolgeschäden	<b>nein</b>	<b>nein</b>	ja	<b>nein</b>
Sachschaden am Bauwerk in Folge Ausführungsfehler	nein	nein	ja aber keine Haftung	ja
Vermögensfolgeschäden	nein	nein	ja aber keine Haftung	nein außer BU-Versicherung
Sachschaden am Bauwerk in Folge Planungsfehler	nein	ja	ja	ja aber nicht bei extended Maintenance
Vermögensfolgeschäden	nein	nein	ja	nein außer BU-Versicherung, nicht bei extended Maintenance
Sonstige Personen- und Sachschäden	ja	nein	ja	nein außer Bestandsbauten

Dritter				wenn besonders vereinbart
---------	--	--	--	---------------------------

Wie Sie daraus ersehen können ist der Versicherungsschutz des Ingenieur sehr weitgehend. Der Bauunternehmer kann sich nicht gegen Sowiesokosten, Ausführungsmängel am Bauwerk nebst Vermögensfolgeschäden sowie Vermögensfolgeschäden aus planungsbedingten Sachmängeln versichern. Gegen Vermögensfolgeschäden in Folge von Sachschäden, die auf Ausführungsfehler zurückzuführen sind, kann er sich nur durch eine Betriebsunterbrechungsversicherung schützen; beruhen sie auf planungsbedingten Sachschäden, ist dies nur bis zur Abnahme möglich.

### 3 Literatur

**Garbes:** Die Haftpflichtversicherung der Architekten/Ingenieure, Verlag Versicherungswirtschaft, 2. Aufl. 2004

**Heiermann/Meyer:** Handbuch der Versicherungen von Bauleistungen, Verlag Versicherungswirtschaft, 2006

**Niestrade:** Die Architektenhaftung, Carl Heymanns Verlag, 3.Aufl., 2006

**Palandt:** Bürgerliches Gesetzbuch, Kommentar, Verlag C.H.Beck, 66. Aufl., 2007

**Prölss/Martin:** Versicherungsvertragsgesetz, Verlag C.H.Beck, 27.Aufl., 2004

**Schmalz:** Berufshaftpflichtversicherung des Architekten und Bauunternehmers, Verlag C.H.Beck, 2. Aufl., 2006

**Schmalz:** Haftung des Architekten und Bauunternehmers, Verlag C.H.Beck, 5. Aufl., 2006

**Späte:** Haftpflichtversicherung, AHB-Kommentar, Verlag C.H.Beck, 1993

**Veith/Gräfe:** Der Versicherungsprozess, Verlag C.H.Beck, 2005



## Verzeichnis der Autoren

Jörg Dancz	GBV Versicherungsvermittlung GmbH	Richard-Wagner-Straße 75 68165 Mannheim  joerg.dancz@bilfinger.de
Dipl.-Ing. Gebhard Dausch	Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau - Technik	Diffenestr. 14 68169 Mannheim  gdau@bilfinger.de
Prof. Dr.-Ing. Volker Feeser	Universität Kiel Institut für Geowissenschaften	Ludwig-Meyn-Str. 10 24118 Kiel  vd@gpi.uni-kiel.de
Dr. rer. nat. Klaus Hoffmann	Universität Kiel Institut für Geowissenschaften	Ludwig-Meyn-Str. 10 24118 Kiel
Dr.-Ing. Jan Kayser	Bundesanstalt für Wasserbau	Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe  jan.kayser@baw.de
Dipl.-Ing. Michael Löffler	CDM Consult GmbH	Am Umweltpark 3-5 44793 Bochum  michael.loeffler@cdm-ag.de
Dipl.-Ing. Christof Maier	Ed. Züblin AG Technisches Büro Tiefbau	Lautlinger Weg 3 70567 Stuttgart  hv-tbt.maier@zueblin.de
Dipl.-Ing. The Hap Nguyen	Hochtief Construction AG Consult Infrastructure	Alfredstr. 236 45133 Essen  the-hap.nguyen@hochtief.de
Dr.-Ing. Bernhard Odenwald	Bundesanstalt für Wasserbau Geotechnik	Kußmaulstraße 17 76817 Karlsruhe  bernhard.odenwald@baw.de
Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns	Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz und Partner Beratende Ingenieure für Geotechnik GmbH	Nußbergstr.17 38102 Braunschweig  oltmanns@rup-geotechnik.com
Dipl.-Ing. Paul Pandrea	GeTec GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach  P.Pandrea@getec-ac.de
Dipl.-Ing. Anton Plankel	3P Geotechnik ZT GmbH	Baumweg 3 6923 Lauterach Österreich  anton.plankel@ppp.co.at

Dr.-Ing. Peter Quast	Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR	Alte Königstraße 3 22767 Hamburg  p.quast@steinfeld-und-partner.de
Dipl.-Ing. Brigitte Scheibel	Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau - Technik	Diffenétr. 14 68169 Mannheim
Dr.-Ing. Peter Schwarz	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München  p.schwarz@bv.tum.de
Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz	Bauer Spezialtiefbau GmbH Bautechnik	Wittelsbacherstraße 5 86529 Schrobenhausen  wolfgang.schwarz@bauer.de
Dipl.-Ing. Dr. techn. Robert Thurner	Keller Grundbau GmbH	Packerstr. 167 8561 Söding Österreich  r.thurner@kellergrundbau.at
Dr.-Ing. Ulrich Trunk	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach  U.Trunk@Kellerholding.com
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München  Vogt@bv.tum.de
Dr.-Ing. Thomas Voigt	Ed. Züblin AG Technisches Büro Tiefbau	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart  Thomas.Voigt@Zueblin.de
Prof. Andrew J. Whittle	Massachusetts Institute of Technology, Civil & Environ- mental Engineering	Room 1-353, 77 Massachu- setts Ave. Cambridge, MA 02139 USA  ajwhittl@mit.edu
Dipl.-Ing. Martin Zander	Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR	Alte Königstraße 3 22767 Hamburg  m.zander@steinfeld-und-partner.de

Lehrstuhl und Prüfamnt  
für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau  
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 Sinntalbrücke 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	Nimmegern, 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
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft 38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft 39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007

