

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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

---

Heft 58

**Beiträge zum  
14. Geotechnik-Tag in München  
Geotechnik mit den Parametern  
Zeit und Qualität**

27.03.2015

---

München 2016

ISBN: 978-3-943683-32-5

Technische Universität München - Zentrum Geotechnik  
Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Herausgegeben von N. Vogt

Druck und Einband: Meissnerdruck GmbH, Oberaudorf

# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort des Herausgebers</b>	1
<b>Zeit und Qualität</b> <i>Gebhard Dausch, Bilfinger Spezialtiefbau GmbH</i>	3
<b>Modelle zur Setzungsprognose von Bauwerken auf Tagebaukippen</b> <i>Dr.-Ing. Emanuel Birle, Dipl.-Ing. Stefan Vogt, Zentrum Geotechnik, TU München</i>	11
<b>Qualitätsverbesserung und Risikominimierung durch Sondervorschläge? Beispiel: Entnahmebauwerk Kohlekraftwerk Wilhelmshaven</b> <i>Dipl.-Ing. Thomas Brand, Dipl.-Ing. Friderike Hamm, Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Technisches Büro Tiefbau Berlin</i>	27
<b>Historie und Methodik der Entwicklung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)</b> <i>Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Dipl.-Ing. Steffen Leppla, Technische Universität Darmstadt, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik</i>	39
<b>Langzeitkontrolle der Sicherungsmaßnahmen der Sonderabfalldeponie Malsch</b> <i>Dr.-Ing. Fred Dietzel, Dipl.-Ing. Hans-Ulrich Unterweger, SAD Sonderabfall-Deponiegesellschaft Baden Württemberg mbH, Malsch</i> <i>Hon.-Prof. Dr.-Ing. Walter Lächler, Dipl.-Geol. Werner Mergelsberg; Smoltczyk &amp; Partner GmbH, Stuttgart</i>	59
<b>Murphys Gesetz am Beispiel der Protzenweiher Brücke</b> <i>Dr.-Ing. Markus Herten, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i> <i>Dipl.-Ing. Andreas Beier, Wasserstraßen-Neubauamt Aschaffenburg</i>	73
<b>Daueranker – Stand der Technik und Langzeiterfahrungen zur Dauerhaftigkeit von Verpressankern</b> <i>Dr.-Ing. Karsten Beckhaus, Dr.-Ing. Henning Lesemann, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen</i>	85
<b>Optimiertes Qualitätsmanagement für die Ausführung von DSM-Arbeiten</b> <i>Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann, Dr.-Ing. Wolfgang Wehr, Dipl.-Ing. Paul Pandrea, Keller Holding GmbH, Offenbach am Main</i>	97

<b>Design &amp; Build Greenline Underground Doha</b>	111
<i>Dipl.-Ing. Guenther Heilmayer, PORR Qatar, Doha</i>	
<b>Marmaray Project – Bosphorus Crossing Tunnels and Stations – Geotechnical Aspects</b>	117
<i>Bsc. Civil Engineering, MSc. Soil Dynamics and Hydraulics Nurettin Demir, Algeria Regional Director of NUROL</i>	
<b>Crossrail C310 Thames Tunnel, geotechnical and tunnel construction challenges in urban tunnelling with variable ground conditions</b>	151
<i>Dipl.-Ing. Andreas Rädle, Stephan Assenmacher, Hochtief Murphy JV, London Ester Sophia Karl, Hochtief Engineering GmbH, Essen</i>	
<b>Nachweiskonzept der Gründung des Hauptbahnhofs Stuttgart 21 – Numerische Modellierung und Kalibrierung</b>	163
<i>Dr.-Ing. Roberto Cudmani, Smolczyk &amp; Partner GmbH, Stuttgart</i>	
<b>Verzeichnis der Schriftenreihe</b>	179

## **Vorwort des Herausgebers**

Am 27. März 2015 hat der 15. Münchner Geotechniktag des Zentrum Geotechnik, der letzte unter meiner Leitung, stattgefunden. Wir hatten ihm das Generalthema "Geotechnik mit den Parametern Zeit und Qualität" übergeordnet. Die Beiträge sind im vorliegenden Heft zusammengefasst – es hat lange gedauert, bis wir es drucken konnten, da wir nicht verlangt haben, dass die Autoren ihre schriftlichen Beiträge vor der Veranstaltung erarbeiten.

Mit ca. 400 Teilnehmern war der Zustrom zur Veranstaltung und das Interesse der Fachleute an den angebotenen Vorträgen sowie vielfältigen Begegnungen, regem Gedankenaustausch und offenen Diskussionen unter Kollegen im Vergleich zu den Vorjahren ungebrochen groß.

Das Bauwesen steht stets unter Zeitdruck, denn wir müssen Investitionsentscheidungen in der Regel rasch umsetzen, um nach dem Entstehen der ersten zugehörigen Kosten baldmöglichst den zu erzielenden Nutzen sicherstellen zu können. Dennoch darf die Qualität unserer Leistungen und Produkte nicht darunter leiden. Beide Aspekte müssen regelmäßig intensiv fokussiert werden und führten zum übergeordneten Thema des Münchener Geotechniktags.

Qualität über technische Verfahren und Abläufe sicherzustellen und zu dokumentieren spielt bei geotechnischen Konstruktionen, die während und nach der Herstellung nicht unmittelbar zugänglich sind, eine ganz besondere Rolle. Dies trifft zweifellos bei Düsenstrahlarbeiten zu. Manchmal tritt das Thema Zeit auch in der Anforderung besonders langer sicherer Nutzung wie bei Deponien und Infrastrukturmaßnahmen auf oder betrifft langfristige Verformungen, die zutreffend vorhergesagt werden müssen. Mit der Dauer eines Vorhabens wächst auch die Wahrscheinlichkeit, dass etwas misslingt, aber Daueranker sollen bitte kein Verfallsdatum enthalten. Zwei große Projekte in Doha und London, die den Teilnehmern vorgestellt wurden, zeigten, dass größte geotechnische Herausforderungen bei höchsten Qualitätsansprüchen unter internationalem Konkurrenzdruck zu bewältigen sind. Wir können unsere Sichtweise auf Großprojekte in Deutschland durchaus daran kalibrieren.

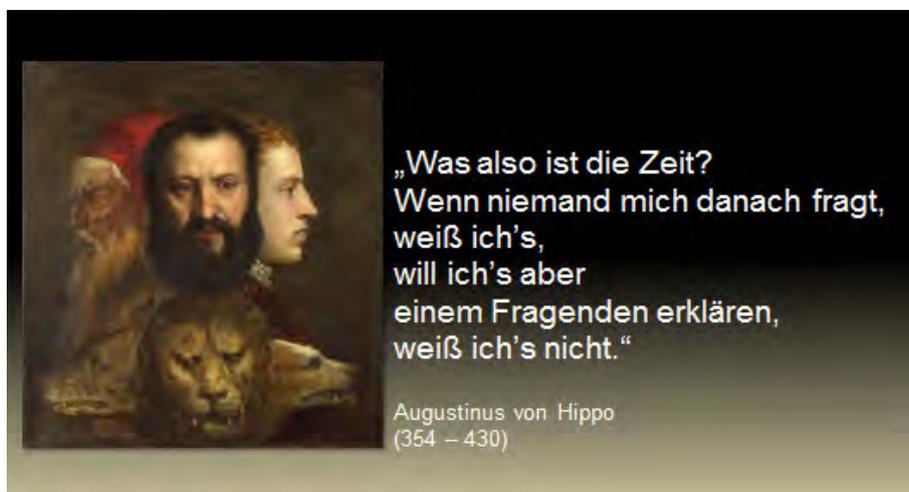
Da der Parameter Zeit 2015 auch den Wechsel des Lehrstuhlinhabers betraf, fiel der letzte Programmpunkt aus dem üblichen Rahmen und gab die Bühne für einen philosophischen Abschluss dem Worttänzer und Objektäter Peter Spielbauer frei.

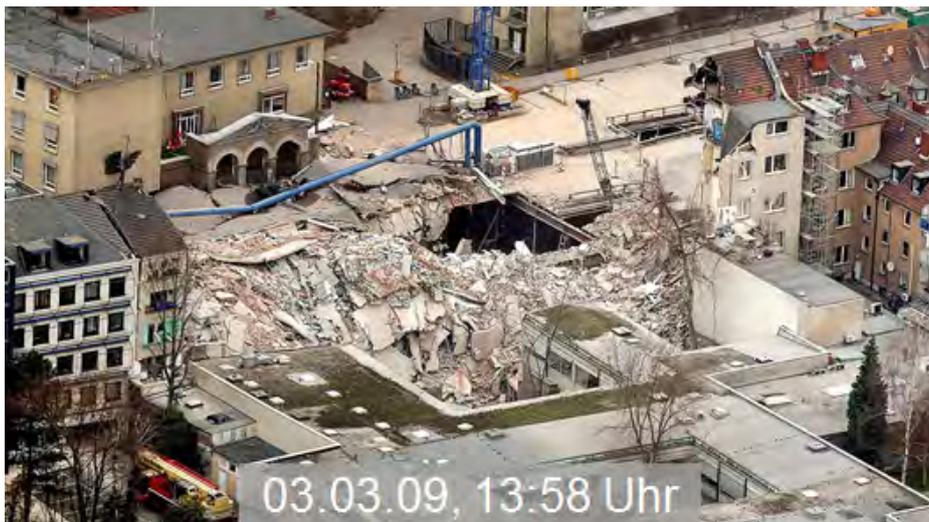
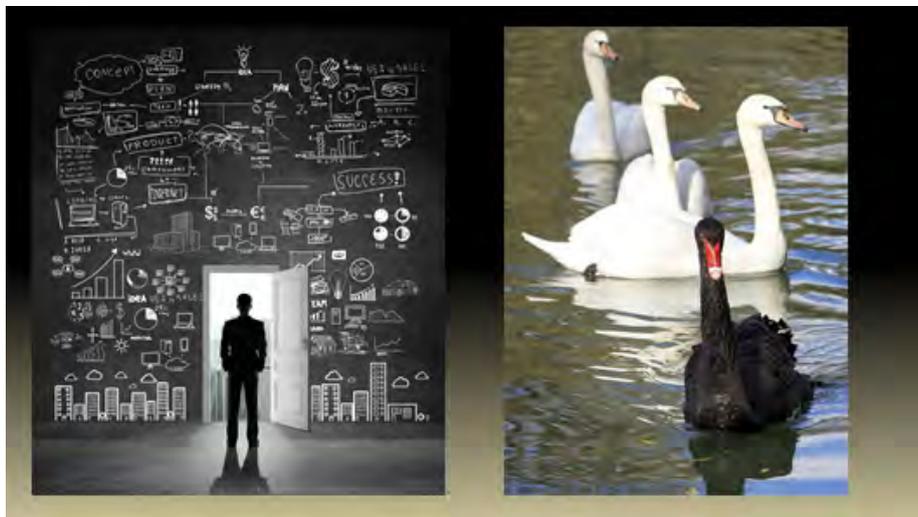
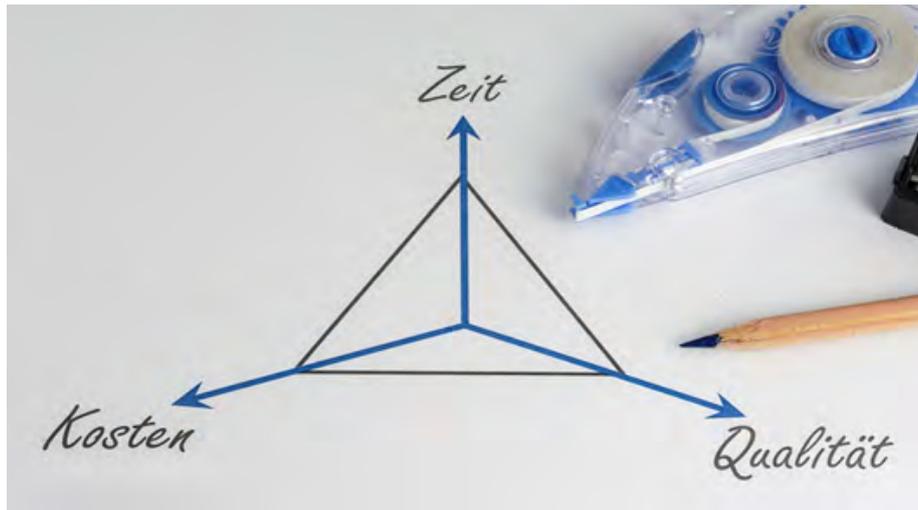
München im Februar 2016, Norbert Vogt



# Zeit und Qualität

Gebhard Dausch  
Bilfinger Spezialtiefbau GmbH







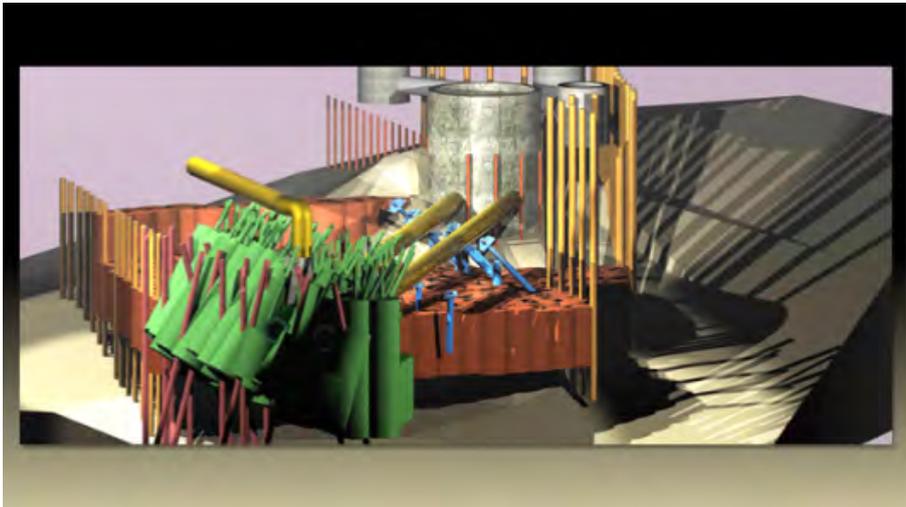
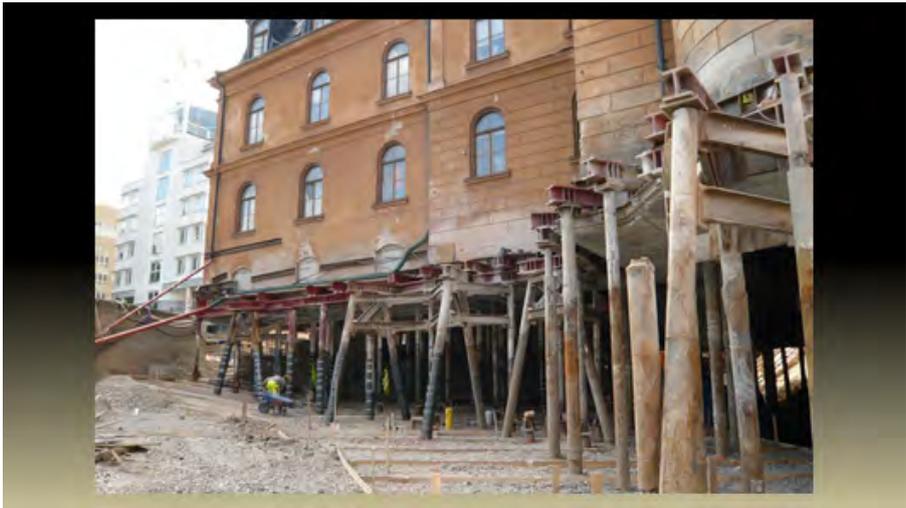
„Qualität  
beginnt beim Menschen,  
nicht bei den Dingen“

Philip B. Crosby, Qualitätsmanager

The middle section features a quote in white text on a dark background. Below the quote is the name 'Philip B. Crosby, Qualitätsmanager'. To the right of the text is a photograph of a group of construction workers wearing orange safety vests and hard hats. They are standing in an industrial setting, with a yellow forklift and a large dome structure visible in the background.

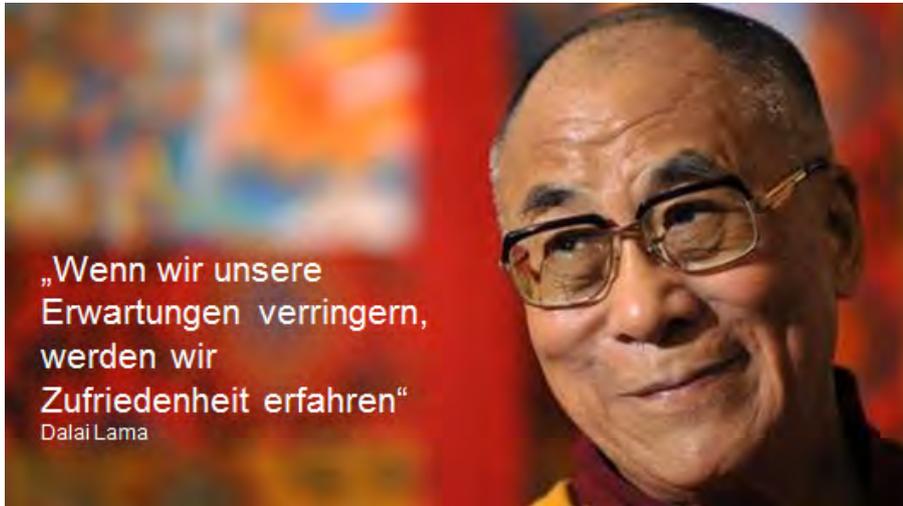
10.000 h











# Modelle zur Setzungsprognose von Bauwerken auf Tagebaukippen

Dr.-Ing. E. Birle

Dipl.-Ing. S. Vogt

Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

## 1 Problemstellung

Zur Stromerzeugung werden in Deutschland derzeit jährlich ca. 180 Millionen Tonnen Braunkohle gefördert, wobei je nach Tagebau eine 3- bis 5-faches Volumen [m<sup>3</sup>] an Lockergestein bzw. Boden gefördert und verkippt werden muss. Tagebaukippen bedecken heute große Gebiete, die für Landschaftsschutzgebiete, Land- und Forstwirtschaft, Siedlungen sowie Infrastrukturmaßnahmen nutzbar gemacht wurden bzw. für eine zukünftige Flächennutzung vorgesehen sind. In Abhängigkeit von der geplanten späteren Nutzung ergeben sich für verschiedene Bereiche der Tagebaukippen unterschiedliche Anforderungen hinsichtlich zulässiger Setzungen bzw. Differenzsetzungen.

Aufgrund des großen Volumens der bei der Verfüllung eines Tagebaus zu verkippenden Böden ist es technisch kaum möglich sowie wirtschaftlich nicht darstellbar, eine Verdichtung tiefer liegender Kippscheiben unterhalb z.B. geplanter Verkehrswege durchzuführen. In Abhängigkeit von den abgelagerten Kippenböden ergeben sich für die spätere Kippenoberfläche unterschiedlich große Setzungsbeträge. Dabei ist festzustellen, dass die Steifigkeit und Scherfestigkeit von sandigen Böden sehr viel günstiger ist als die von feinkörnigen Böden, welche auch in Form wassergesättigter zum Teil aufgeweichter Klumpen aus Tonen oder Schluffen vermengt mit Braunkohleresten vorliegen können. Dennoch führen auch vergleichsweise kleine Dehnungsbeträge bei unverdichteten sandigen Böden im Kippenkörper aufgrund der großen Mächtigkeit zu größeren Setzungen an der Kippenoberfläche. Die bei verschiedenen Tagebauen des Rheinischen Braunkohlenreviers gemessenen Setzungen treten dabei zeitabhängig auf und resultieren vermutlich aus einer Umlagerung von Bodenkörnern infolge von Wassergehaltsschwankungen aus Niederschlägen, Mikroseismik sowie Änderungen an den Korn- zu Korn Kontakten (Nehring, 1968; Kothen und Knufinke, 1990; Charles, 2008). Durch einen gezielten Kippenaufbau aus Böden mit einem vergleichsweise geringen Setzungspotential, Einhalten von Mindestliegezeiten und bereichsweise oberflächennahen Verdichtungsmaßnahmen lassen sich auch anspruchsvolle Verkehrsprojekte, wie z. B. Autobahnstrecken und Brückenbauwerke oder auch die Verlegung von Gewässern, sicher beherrschen.

Zur Planung von Verkehrswegen oder einzelnen Bauwerken ist eine Setzungsprognose notwendig, die alle maßgebenden Einflussfaktoren konsistent abbilden kann. Hierzu ist es erforderlich den Verkippungsprozesses, der die Geometrie einzelner Kippscheiben und den zeitlichen Ablauf der Verfüllung beschreibt, sowie die möglichst genaue Abbildung des Bodenverhaltens zu berücksichtigen. Als Prognoseergebnis sind insbesondere die sich zeitabhängig einstellenden Setzungen an der Kippenoberfläche von Bedeutung, um die

Höhenlage der Gründungssohle von Ingenieur- und Hochbauwerken oder die Gradienten von Verkehrswegen festlegen zu können.

Auf Basis von umfangreichen Untersuchungen an Kippen im Rheinischen Braunkohlerevier wird nachfolgend erläutert, welche Modelle in Abhängigkeit von der Problemstellung zur Prognose von Setzungen herangezogen werden können. Dazu wird das zeit- und spannungsabhängige Verformungsverhalten locker gelagerter Sande erläutert. Es werden die Grenzen der einzelnen Modelle anhand der Betrachtung von Randwertproblemen aufgezeigt.

## 2 Setzungen von Kippenoberflächen

### 2.1 Kippensetzungen ohne Bauwerkslasten

Die Setzungen der Kippenoberfläche ab Ende der Verkippung der obersten Kippscheibe werden maßgeblich durch die Liegezeit, die Kippenmächtigkeit und die Art der verkippten Böden beeinflusst. Der zeitabhängige Verlauf der Kippensetzungen lässt sich mit Hilfe eines logarithmischen Ansatzes beschreiben, wozu Kothen und Knufinke (1990) ein empirisches Modell der Form

$$S = A + B \cdot \ln(T_i - T_0) \quad (2-1)$$

vorstellten (siehe Abbildung 1). Die Parameter A und B können aus Setzungsmessungen ermittelt werden.  $T_0$  stellt den Zeitpunkt der letzten Verkippung und  $T_i$  den Beobachtungszeitpunkt dar. Von Setzungsmessungen an unterschiedlichen Kippen ist bekannt, dass die Kippensetzungen maßgeblich von der Art der verkippten Böden abhängen, wobei insbesondere der Feinkornanteil von Bedeutung ist. Mit zunehmendem Feinkornanteil ist mit größeren Kippensetzungen bis zum Erreichen der Vollsetzung (Setzungsgeschwindigkeit  $< 1 \text{ cm / Jahr}$ ) zu rechnen. Nach der Anpassung der Parameter A und B an den Setzungsverlauf von Tagebaukippen kann das Modell gegeben durch die Gleichung (2-1) zur Prognose bei Kippen unter vergleichbaren Randbedingungen, die vor allem durch den Kippenboden und die Kippenmächtigkeit bestimmt sind, herangezogen werden.

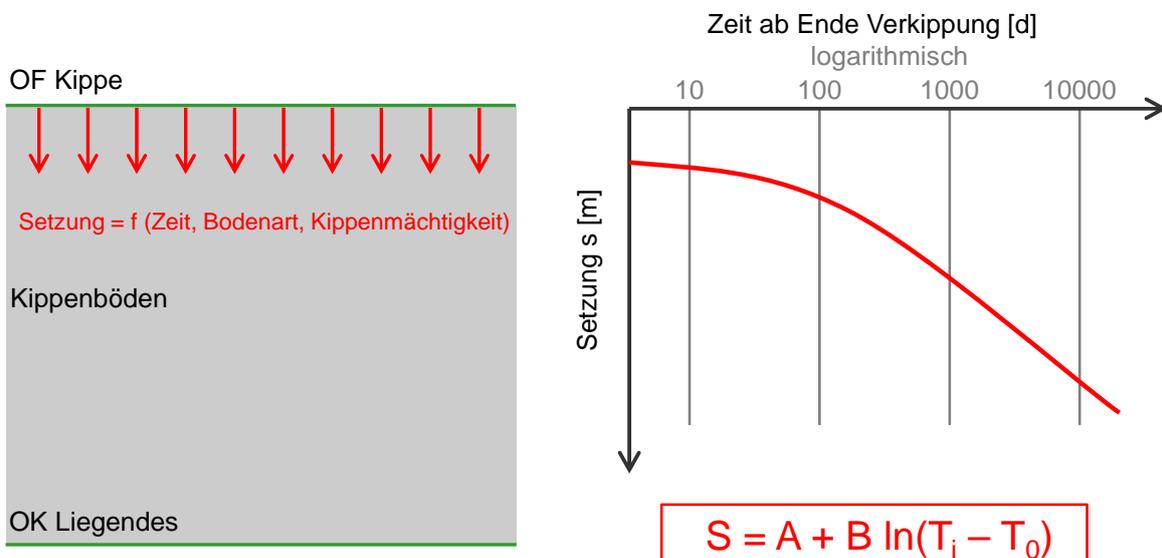


Abbildung 1: Typischer Verlauf der zeitabhängigen Setzungen von Kippenoberflächen

## 2.2 Auswirkung von Be- bzw. Entlastungen auf Kippensetzungen

Werden auf Kippenoberflächen nach Ende der Verkippung zusätzliche Lasten aufgebracht oder stellt sich eine Entlastung etwa durch das erneute Entfernen von Kippenböden ein, kommt es zu Spannungsänderungen im Boden, die zu Verformungen führen. Zusatzlasten führen zu einer Spannungserhöhung im Boden, die in Abhängigkeit von der Größe und der Ausdehnung der Last an der Kippenoberfläche unterschiedlich große Kippenbereiche umfasst. Da eine Änderung des Spannungszustandes im Boden die als Kippeneigensetzungen bezeichneten Setzungen der Kippenoberfläche beeinflusst, können Verformungen aus Bauwerklasten nicht einfach entsprechend dem Superpositionsprinzip zu den Kippeneigensetzungen addiert werden. Dies kann allenfalls bei geringen Bauwerklasten und einer geringer Ausdehnung der Bauwerklast vorgenommen werden. Im allgemeinen Fall gilt es jedoch den Einfluss der Spannungsänderung infolge der Zusatzlasten bzw. von Entlastungen an der Kippenoberflächen auf die Kippeneigensetzungen zu berücksichtigen. Dazu sind geeignete bodenmechanische Modelle heranzuziehen. Zu den Eigenschaften von Kippenböden als Grundlage zur Auswahl von geeigneten bodenmechanischen Stoffmodellen werden in Abschnitt 3 nähere Informationen gegeben.

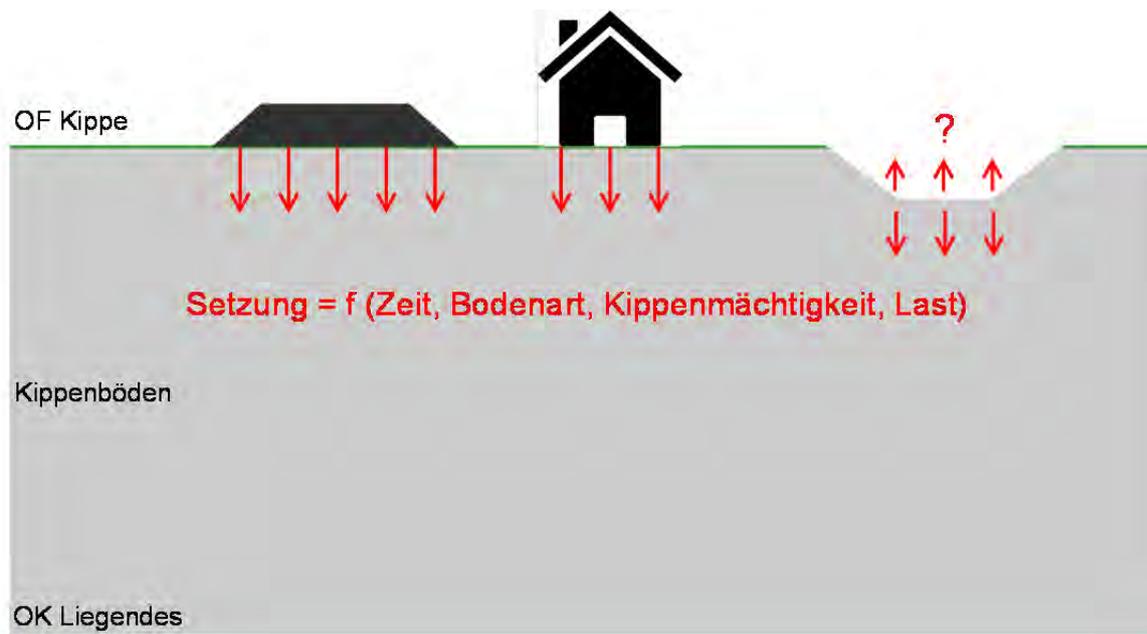


Abbildung 2: Kippensetzungen unter Berücksichtigung von Zusatzlasten bzw. Entlastungen an der Kippenoberfläche

## 3 Laborversuche zum Verformungsverhalten von Kippenböden

Im Zusammenhang mit der Wiederherstellung der Autobahn A 44 im Bereich des Tagebaus Garzweiler wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum Verformungsverhalten von nichtbindigen Kippenböden durchgeführt. Die Untersuchungen umfassten neben Klassifikationsuntersuchungen vor allem Oedometerversuche zur Erfassung der spannungs- und zeitabhängigen Verformungseigenschaften. Die untersuchten Böden, die Methodik und

die Ergebnisse sind in Vogt et al. (2014) beschrieben. Nachfolgend werden die Ergebnisse zusammenfassend dargestellt.

Die Messdaten der Ödometerversuche wurden anhand verschiedener Kennwerte ausgewertet. Zur Beschreibung der Zeitabhängigkeit der Stauchungen wurde der Kriechbeiwert  $C$  berechnet, was in Abbildung 3 links erläutert wird. Zur Analyse der Steifigkeit wurde der Steifemodul  $E_s$  herangezogen, der aus der spannungsabhängigen Kompressibilität als Sekantenmodul berechnet werden kann (Abbildung 3 rechts).

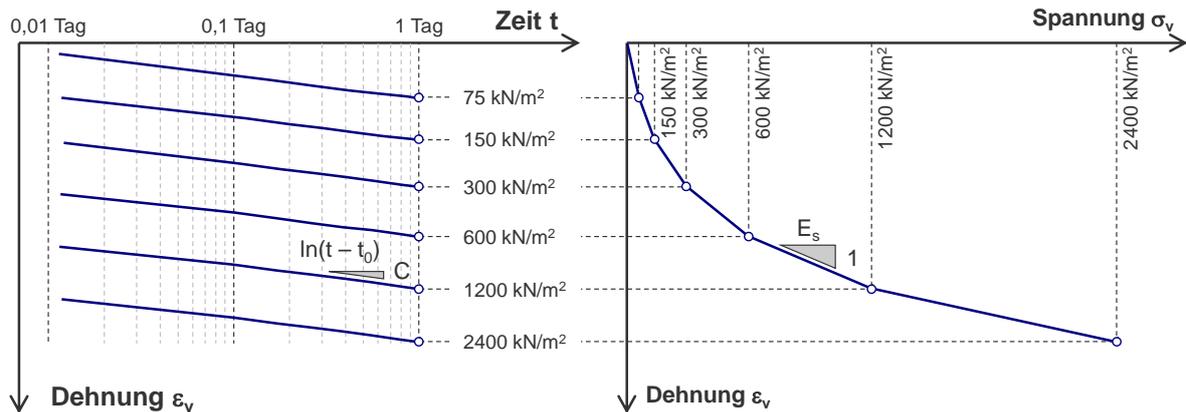


Abbildung 3: Kennwerte zur Auswertung der Oedometerversuche

Die Entwicklung der Steifigkeit im Oedometerversuch, ausgedrückt durch  $E_s$ , stellt Abbildung 4 dar. Es werden jeweils 2 Einzelversuche an drei Versuchsböden, einem enggestuften Mittelsand (MS), einem weit gestuften, stark kiesigen Sand (GS) und einem schluffigen Feinsand (SU) gezeigt. Die Proben wurden mit einer Anfangslagerungsdichte zwischen  $D = 0,0$  und  $0,2$  eingebaut. Es zeigt sich aus den Kurvenverläufen, dass für alle Versuchsböden eine sehr ähnliche Steifigkeitsentwicklung feststellbar war.

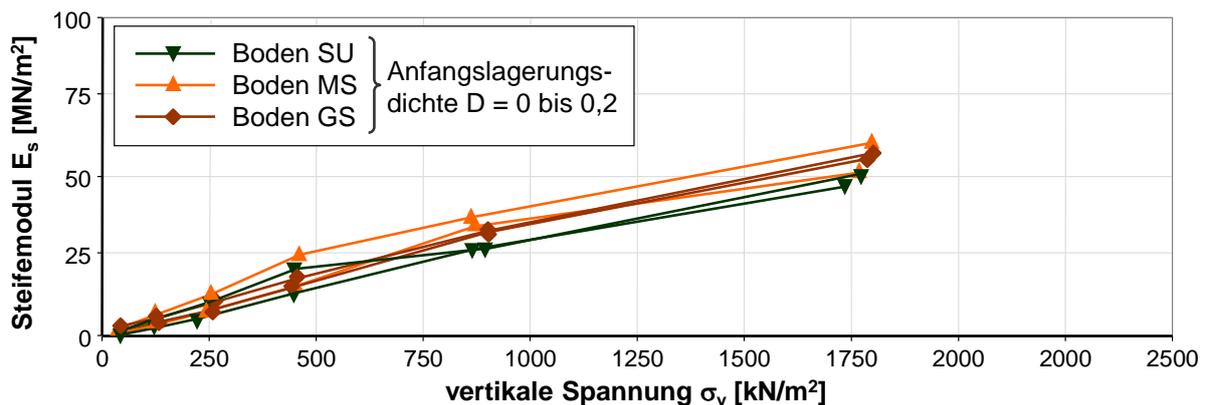


Abbildung 4: Steifigkeitsentwicklung im Oedometer

Die Abbildung 5 stellt für die drei untersuchten Böden die Verläufe des Kriechbeiwertes in Abhängigkeit von der Spannung dar. Es ist zu erkennen, dass der Parameter  $C$  für alle Böden mit steigender Spannung zunimmt.

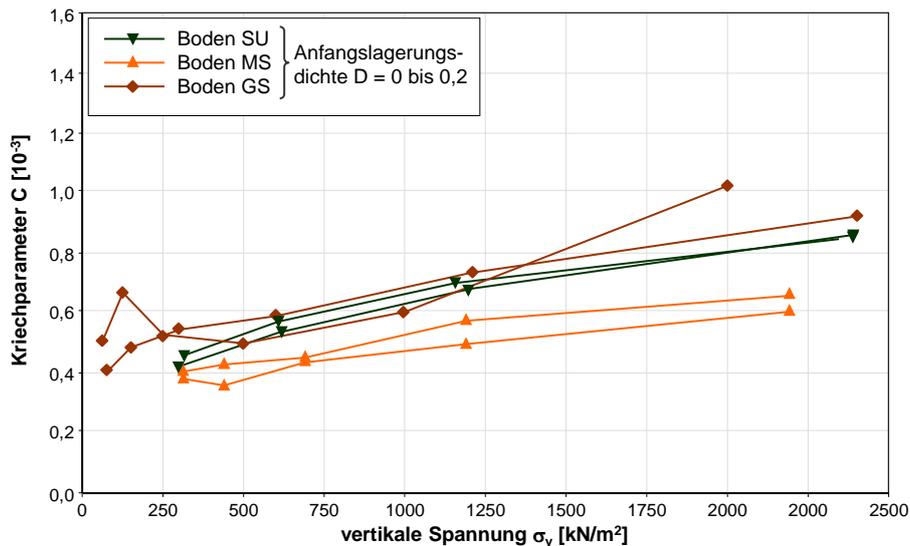


Abbildung 5: Kriechbeiwerte aus Oedometerversuchen

## 4 Stoffmodell und Modellkalibrierung

### 4.1 Eindimensionales Kriechmodell

Wie in Abschnitt 2 beschrieben ist, sind die Setzungen von Kippenoberflächen stark zeitabhängig und klingen jedoch unter der Bedingung, dass auf der Kippenoberfläche keine signifikanten Zusatzlasten aufgebracht werden, rasch ab, wobei der zeitliche Verlauf mit einem logarithmischen Ansatz beschrieben werden kann. Der in (4-1) gezeigte Ansatz nach BUISMAN (1936) verwendet den Parameter  $C_B$ , welcher die Zunahme der Dehnung  $\varepsilon_z(\Delta t)$  innerhalb eines logarithmischen Zeitintervalls steuert.

$$\varepsilon_z(\Delta t) = C_B \cdot \ln\left(\frac{t_{\text{ref}} + t}{t_{\text{ref}}}\right) \quad (4-1)$$

Die Zeit  $t_{\text{ref}}$  kann als Bezugszeit entsprechend dem Zeitpunkt interpretiert werden, ab dem zeitabhängige Dehnungen entstehen. Für die Modellbildung muss dann  $t > t_{\text{ref}}$  gelten.

Ein neuer Kriechvorgang mit sinnvollen Werten für  $C_B$  sowie insbesondere  $t_{\text{ref}}$  wird stets nur mit einer deutlichen Spannungsänderung in Gang gesetzt. Dies ist zum Beispiel bei Ödometerversuchen mit einer inkrementellen Laststeigerung nach jeweils 24 Stunden bei einer Verdoppelung der Spannung nach jeder Laststufe gegeben. Die Änderung der Dehnungsgeschwindigkeit nach Ent- und Wiederbelastungsvorgängen kann mit der Beziehung gemäß (4-1) nicht beschrieben werden.

Die Gleichung (4-1) sollte demnach wie das in Abschnitt 2 beschriebene Modell nur für Randwertprobleme herangezogen werden, bei denen im Betrachtungszeitraum keine signifikante Spannungsänderung auftritt, beispielsweise bei der Errichtung eines Straßendamms mit geringer Höhe auf einer Kippenoberfläche (siehe Abbildung 6). Die zu erwartende Setzung der Straße entspricht dabei in guter Näherung der Setzung der unbelasteten Kippenoberfläche nach Errichtung der Straße. Diese kann mit dem Ansatz nach (4-1) bei Kenntnis des Kriechbeiwertes  $C_B$  und des Bezugszeitpunktes  $t_{\text{ref}}$  zutreffend prognos-

tiziert werden. Der Bezugszeitpunkt  $t_{ref}$  entspricht dabei dem Zeitpunkt des Endes der Verkippung der letzten Kippscheibe, sofern diese eine ausreichende Spannungsänderung im Kippenboden bewirkt, welche eine vollständig neue sog. Auffrischung des zeitabhängigen Kriechprozesses auslöst. Der Kriechbeiwert sollte dabei anhand von Messdaten auf Tagebaukippen ermittelt werden. Wie die Abbildung 7 zeigt, können dazu markscheiderische Verformungsmessungen auf der Kippenoberfläche herangezogen werden. Die aus Oedometerversuchen ermittelten Kriechbeiwerte können aufgrund von Randeinflüssen und Einflussfaktoren, die im Oedometerversuch im Vergleich zum Zustand in der Kippe nicht abgebildet werden können (z. B. Niederschlag, Mikroseismik, Temperaturänderungen, Luftdruckänderungen) deutlich geringer sein als die aus Setzungsmessungen der Kippenoberfläche abgeleiteten Werte

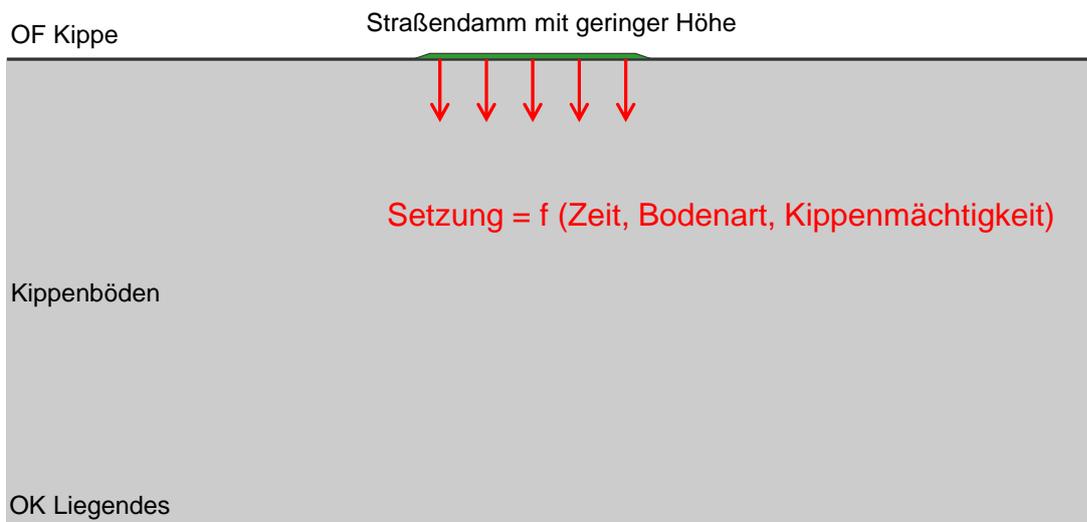


Abbildung 6: Randwertproblem: Vorsorgegradient für Verkehrsplanung

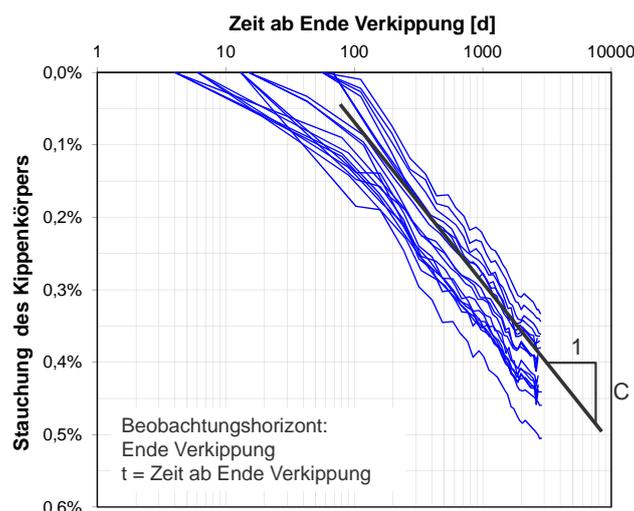


Abbildung 7: Ergebnisse von Verformungsmessungen auf einer Kippenoberfläche

## 4.2 Visko-elastoplastisches Stoffmodell

Für den Fall, dass auf der Kippenoberfläche Zusatzlasten aufgebracht werden oder Entlastungen z.B. durch Bodenaushub auftreten, werden die Verformungsgeschwindigkeiten erhöht oder reduziert. Phänomenologisch weisen die untersuchten nichtbindigen Kippenböden nach einer Spannungsänderung ein ähnliches Stoffverhalten auf wie gesättigte bindige Böden, die aufgrund ihrer primär aus Bindungskräften auf molekularer Ebene ableitbaren viskosen Eigenschaften unter konstanter Spannung Kriechverformungen erfahren. Zur bodenmechanischen Beschreibung des spannungs- und zeitabhängigen Stoffverhaltens wurden dazu unter Anderem visko-elastoplastische Stoffmodelle entwickelt. Damit können die für die Kippenböden ermittelte spannungsabhängige Zunahme der Steifigkeit, die Auswirkung von Erst-, Ent- und Wiederbelastungsvorgängen und der Einfluss des Kippenalters berücksichtigt werden (siehe Abbildung 8).

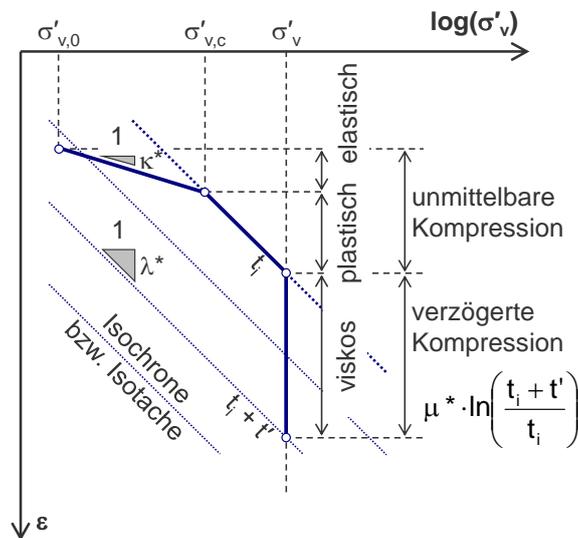


Abbildung 8: Qualitative Darstellung der elastischen, plastischen und viskosen Verformungsanteile

Für die nachfolgend vorgestellten Berechnungen wurden das visko-elastoplastische Stoffmodell nach Neher und Vermeer (1998) in seiner aktuellen Formulierung im Finite-Element Programm Plaxis 2D 2015 (Plaxis bv, Delft / Niederlande) herangezogen. Das Stoffmodell wurde zur Beschreibung weicher feinkörniger Böden entwickelt. Das Stoffmodell, welches im Weiteren als SSC-Modell (Soft Soil Creep) bezeichnet wird, zeichnet sich durch folgende Ansätze aus:

- Die Steifigkeit unter eindimensionaler Kompression hängt von der vertikalen Effektivspannung  $\sigma'_v$  bzw. dem mittleren Druck  $p'$  (hydrostatischer Spannungsanteil) ab. Dabei wird eine logarithmische Dehnungsdefinition verwendet (Butterfield, 1979). Zur Beschreibung der Steifigkeit im Erstbelastungsbereich dient der modifizierte Kompressionsindex  $\lambda^*$ . Alternativ kann der Kompressionsbeiwert  $C_c$  mit einer entsprechende Initial- bzw. Referenzporenzahl  $e_0$  als Eingabeparameter des Stoffmodells dienen.
- Das visko-elastoplastische SSC-Modell unterscheidet zwischen Erst- sowie Ent- und Wiederbelastung. Der Überkonsolidierungsgrad  $OCR = p'_{eq} / p'$  ist durch eine Bezugsspannung  $p'_{eq}$  definiert. Die Spannung  $p'_{eq}$  liegt im Schnittpunkt der Fließfläche mit der

Geraden im Spannungsraum, bei welcher die Deviatorspannung  $q = 0$  ist. Die Fließfläche folgt der elliptischen Formulierung nach dem „Modified Cam Clay“ Modell (Roscoe und Burland, 1968).

- Im Bereich der Ent- und Wiederbelastung werden die elastischen Dehnungen durch die Parameter  $\kappa^*$  bzw.  $C_s$  und die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  gesteuert.
- Das SSC-Stoffmodell verwendet eine assoziierte Fließregel. Dabei entstehen viskoplastische Dehnungen, sobald die Effektivspannung auf der Fließfläche liegt und durch ein zusätzliches Spannungsinkrement erhöht wird. Die Aufweitung der elliptischen Fließfläche erfolgt durch eine isotrope Verfestigungsregel.
- Die deviatorische Bruchbedingung wird durch das Modell nach Mohr-Coulomb beschrieben. Die Eingabe einer Begrenzung der Zugfestigkeit des Bodens  $\sigma'_{t,s}$  („tension cut-off“) ist möglich. Ein mögliches dilatantes Stoffverhalten wird durch die Eingabe eines Dilatanzwinkels  $\psi$  gesteuert.
- Der Reibungswinkel  $\varphi'$  ist an die Fließfläche gekoppelt. Um realistische Erdruhedruckbeiwerte zu prognostizieren, wird nach einer empirischen Beziehung  $M$  an den Eingabeparameter  $K_0$  angepasst (Brinkgreve, 1994).
- Das zeitabhängige Verhalten wird mit Hilfe der Definition einer Referenzisochrone (bzw. Isotache), welche in einem eindimensionalen Kompressionsversuch mit stufenweiser Lasterhöhung alle 24 Stunden bestimmt wird, beschrieben (Šuklje, 1957; Janbu, 1969). Für diese Isochrone gilt ein Überkonsolidierungsgrad von  $OCR = 1$ , der unter konstanter Spannung  $\sigma'_v$  während Kriechen zunimmt (Den Haan, 1994). Die Größe viskoser Dehnungen ergibt sich damit primär in Abhängigkeit von  $OCR$  bzw. dem Eingabeparameter  $\mu^*$  bzw.  $C_\alpha$ . Diese Parameter steuern entgegen dem Stoffmodell nach Borja und Kavazanjian, (1985), was ebenfalls auf dem „Modified Cam Clay“ Modell aufbaut, sowohl Kriechverformungen unter konstanter hydrostatischer Spannung  $p'$  als auch unter konstanter Deviatorspannung  $q$  bzw. die Ratenabhängigkeit der Scherfestigkeit.

Eine genauere Beschreibung und Analyse der theoretischen Modellgleichungen mit Informationen über die historische Entwicklung zur Beschreibung der Ansätze des viskosen Verhaltens werden durch Neher (2008) gegeben.

Wie die Abbildung 9 zeigt, kann das Kompressionsverhalten der Proben mit  $D = 0$  bis  $0,2$  gut durch eine Simulation mit dem SSC-Modell unter Verwendung von  $\lambda^* = 0,03$  wiedergegeben werden.

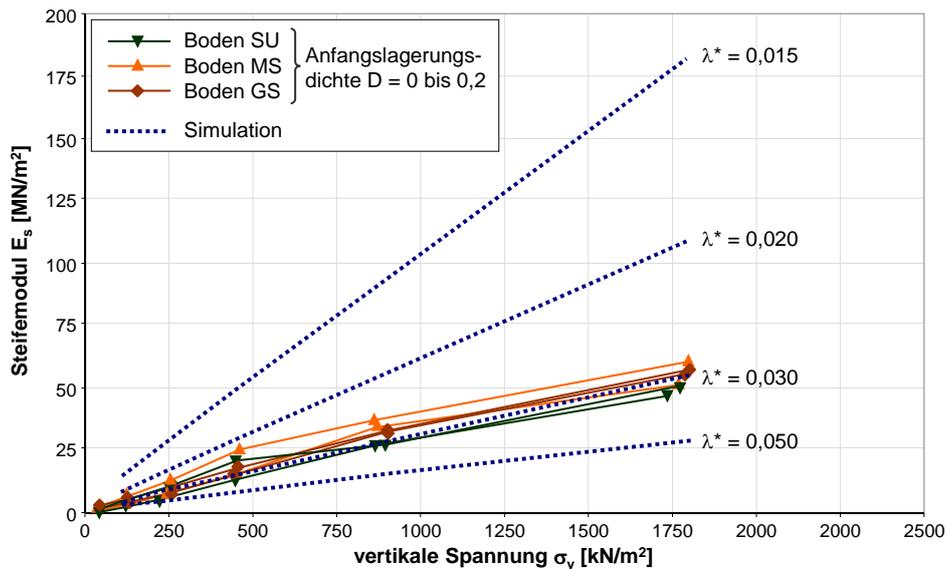


Abbildung 9: Steifigkeitsentwicklung im Oedometer und Nachrechnung mit dem SSC-Modell

Neben dem Parameter  $\lambda^*$  ist die Wahl eines zutreffenden Parameters  $\mu^*$  ausschlaggebend für die Prognose der Verformung eines Kippenkörpers. Mit  $\mu^*$  wird bezogen auf die Problemstellung die Größe der zeitabhängigen Verformungen gesteuert.

Eine zufriedenstellende Anpassung der numerischen Simulation mit den Laborergebnissen kann durch die Verwendung eines Parameters  $\mu^* = 0,0005$  erreicht werden (siehe Abbildung 10). Deutlich zu erkennen ist die Verringerung des Parameter  $C_B$  bei höheren Anfangslagerungsdichten. Die Wahl des Parameters  $\mu^* = 0,0005$  führt zusammen mit dem Steifigkeitsparameter  $\lambda^* = 0,03$  zu einem Verhältniswert  $\mu^* / \lambda^* = 0,017$  der in der Bandbreite von Erfahrungswerten liegt (Mesri, 2006).

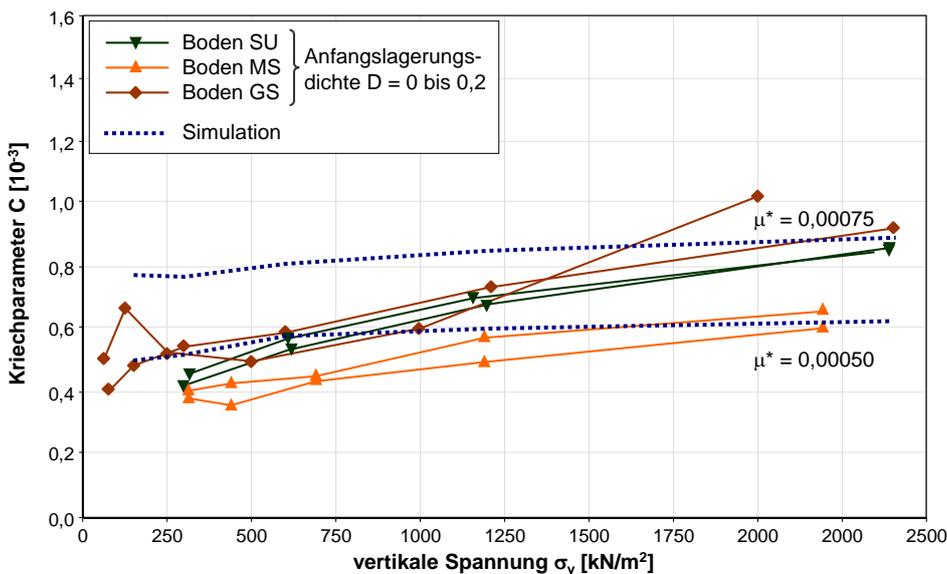


Abbildung 10: Kriechbeiwerte aus Oedometerversuchen und Nachrechnung mit dem SSC-Modell

Ein Vergleich der Ergebnisse der Laboruntersuchungen mit Messdaten aus dem Tagebau Garzweiler zeigt, dass die aus Oedometerversuchen an für die Kippenböden repräsentativen Proben ermittelten Kriechbeiwerte geringer sind als die im Tagebau auf Basis von Setzungsmessdaten abgeleiteten Kriechbeiwerte. Für die in Abbildung 11 dargestellten Messwerte aus dem Tagebau Garzweiler konnte eine gute Wiedergabe mit dem Stoffmodell SSC unter Verwendung eines Kriechbeiwertes  $\mu^* = 0,001$  erreicht werden.

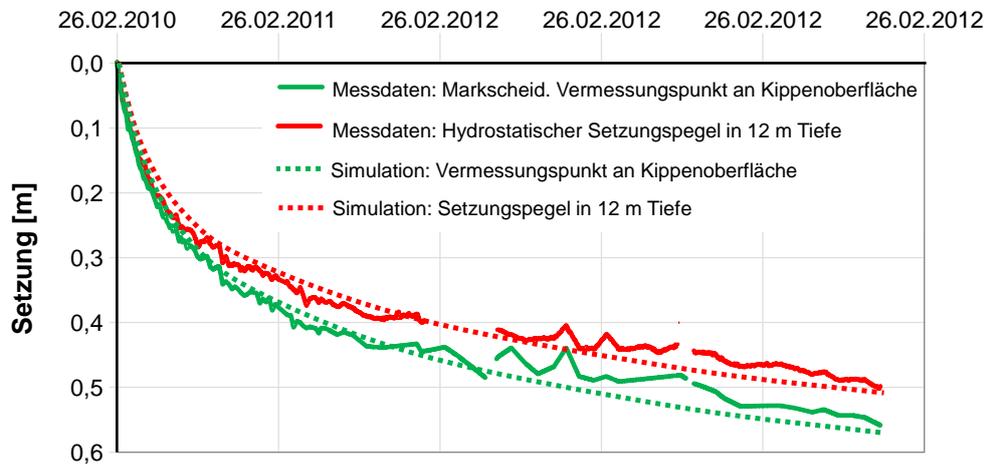


Abbildung 11: Nachrechnung von Setzungsmessungen im Tagebau Garzweiler mit  $\lambda^* = 0,03$  und  $\mu^* = 0,001$

## 5 Beispiele für Randwertprobleme

### 5.1 Vorsorgegradienten für Verkehrsplanung (niedriger Straßendamm)

Bei der Errichtung von Straßen auf Kippenoberflächen sind die innerhalb des geplanten Nutzungszeitraumes der Straßen zu erwartenden Setzungen zu beachten. Dementsprechend ist die Gradienten ggf. soweit zu überhöhen, dass die Anforderungen hinsichtlich der Längs- und Querneigung erfüllt bleiben. Dazu ist es erforderlich, im Zuge der Verkehrsplanung eine Setzungsprognose für den Straßendamm zu erstellen. Unter der Maßgabe, dass es sich um einen niedrigen Straßendamm handelt (vgl. Abbildung 6), infolge dessen nur geringe Zusatzspannungen in den Untergrund eingetragen werden, sind wie in Abschnitt 4.1 beschrieben infolge der Errichtung der Straße keine Änderungen der Verformungsraten der Kippeneigenschaften zu erwarten. Dementsprechend können die Kippeneigenschaften, bereits mit einem einfachen Kriechmodell nach (2-1) bzw. (4-1) beschrieben werden.

### 5.2 Großflächige Aufschüttung (schlaffe Last)

Wird nach dem Ende der Verkippung eine großflächige Last auf der Kippenoberfläche aufgebracht, werden durch die damit verbundene Spannungserhöhung Kornumlagerungen aktiviert, was zu einer Erhöhung der Verformungsrate der Kippensetzungen führt. Wie stark die Verformungsraten erhöht werden, hängt dabei von der Höhe der Aufschüttung und der daraus resultierenden Zusatzspannungen ab. Dazu wurden beispielhaft zwei Berechnungen mit einer 1 m hohen und einer 4 m hohen Aufschüttung durchgeführt. Im Modell wurde eine insgesamt 100 m mächtige Kippe beispielhaft abgebildet, die aus drei 30 m dicken und der obersten, 10 m dicken Kippscheiben aufgebaut ist, betrachtet. Hinsichtlich des Verkippungs-

verlaufes wurde angenommen, dass pro Jahr jeweils eine Kippscheibe verkippt wird, wobei die Verkippsdauer 5 Tage beträgt. Die 1 m mächtige Aufschüttung wird in der Berechnung ein Jahr nach Ende der Verkipfung der letzten Scheibe aufgebracht. Zur Beschreibung des Stoffverhaltens der Kippenböden wurde das Stoffmodell SSC herangezogen, wobei die in Tabelle 5.1 angegebenen Kennwerte verwendet wurden:

**Tabelle 5.1: Stoffmodellparameter**

Beschreibung	Einheit	Wert
Querdehnzahl im elastischen Bereich $\nu_{ur}$	[-]	0,15
effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	30
effektive Kohäsion $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0
Zugfestigkeit des Bodens $\sigma'_{t,s}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
modifizierter Kompressionsindex $\lambda^*$	[-]	0,03
modifizierter Rekompansionsindex $\kappa^*$	[-]	0,004
modifizierter Kriechindex $\mu^*$	[-]	0,001

Die in Abbildung 12 dargestellten Verläufe der Stauchungen des Kippenuntergrundes zeigen, dass die meisten Verformungen infolge des Aufbringens der 1 m mächtigen Aufschüttung aus der obersten Kippscheibe resultieren und die Kippscheiben 1 bis 3 nur geringe zusätzliche Stauchungen erfahren (OK Scheibe 4 im Vergleich zu OK Scheibe 3). Dies beruht auf den im Vergleich zum bereits durch die Verkipfung eingprägten Spannungszustand geringen Spannungszuwachs in den unteren Kippscheiben. Im Vergleich dazu ergeben sich bei einer 4 m mächtigen Aufschüttung auch in der untersten Kippscheibe noch signifikante Stauchungen, die zu einer Erhöhung der Verformungsraten, d.h. einem „Auffrischen“ des Kippenkriechens, führen (siehe Abbildung 13).

Die Auswirkung des Einflusses der 4 m mächtigen Aufschüttung auf die Verformungsgeschwindigkeit in unterschiedlich tiefen Kippenbereichen ist in Abbildung 14 dargestellt. Darin werden die spannungsabhängigen Stauchungen für Bodenelemente auf Kote -70 m (OK Scheibe 1) und auf Kote -10 m (OK Scheibe 3) dargestellt. Durch das Aufbringen der 4 m mächtigen Aufschüttung erfährt der Boden in 10 m Tiefe eine Erhöhung der Verformungsgeschwindigkeit auf entsprechend der Erstbelastung (OCR = ca. 1,0) höhere Werte, während der Boden in 70 m Tiefe nur eine Erhöhung der Verformungsgeschwindigkeit auf einen Wert deutlich unterhalb der Verformungsgeschwindigkeit der oberen Kippscheibe erfährt. Es zeigt sich, dass eine großflächige Auflast von nur 80 kN/m<sup>2</sup> ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ) auch in tiefen Kippenbereichen noch zu einem signifikanten „Auffrischen“ der Verformungsraten führt. Bei genügend großen Auflasten können folglich unter der Annahme, dass die Verformungsraten über die gesamte Tiefe der Kippe gleichmäßig erhöht werden, die sich nach Aufbringen der Auflast einstellenden Setzungen der Kippenoberfläche auch für diesen Fall mit dem bereits in Abschnitt 4.1 erläuterten einfachen Kriechmodell beschrieben werden. Geringere flächige Auflasten, wie sie hier durch den Fall einer 1 m starken Auffüllung beispielhaft analysiert wurden, lassen sich dagegen mit dem einfachen Kriechmodell nicht zutreffend beschreiben.

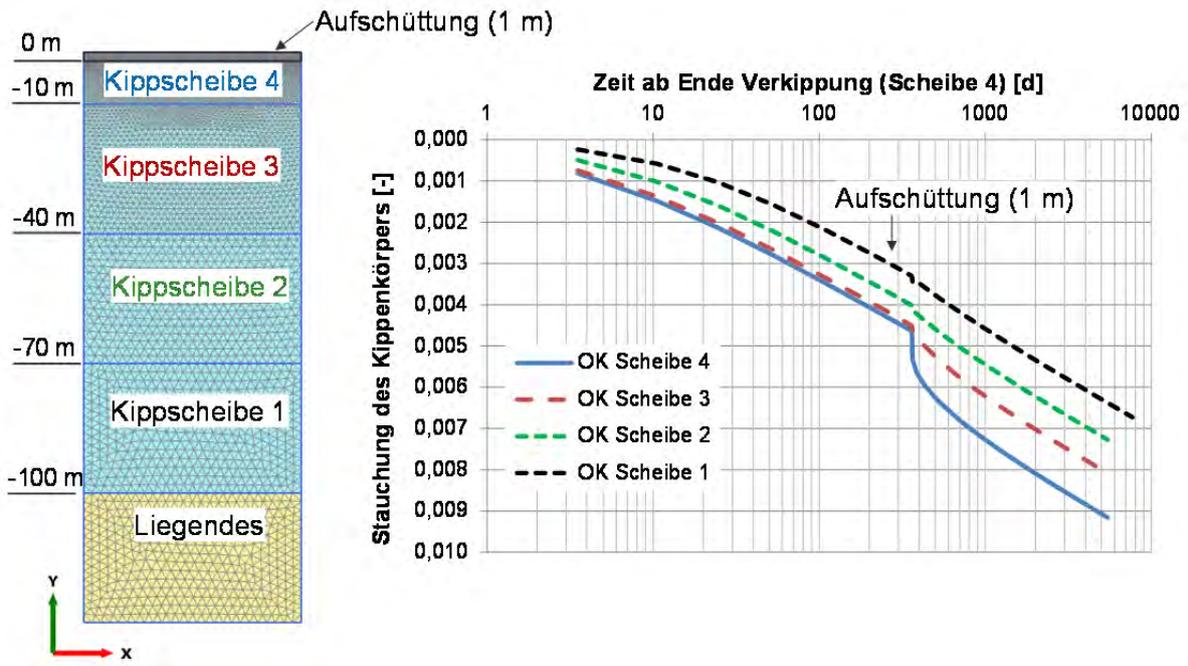


Abbildung 12: Kippenverformungen infolge einer 1 m mächtigen Aufschüttung, FE-Modell (links) und zeitabhängige Stauchungen (rechts)

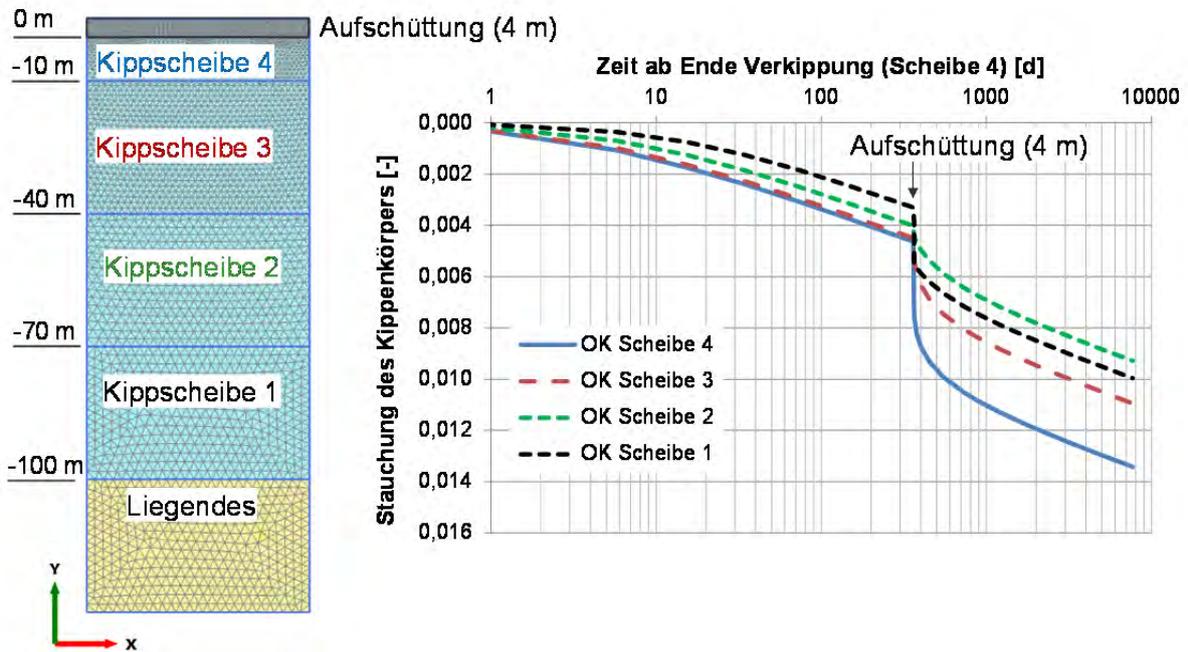


Abbildung 13: Kippenverformungen infolge einer 4 m mächtigen Aufschüttung, FE-Modell (links) und zeitabhängige Stauchungen (rechts)

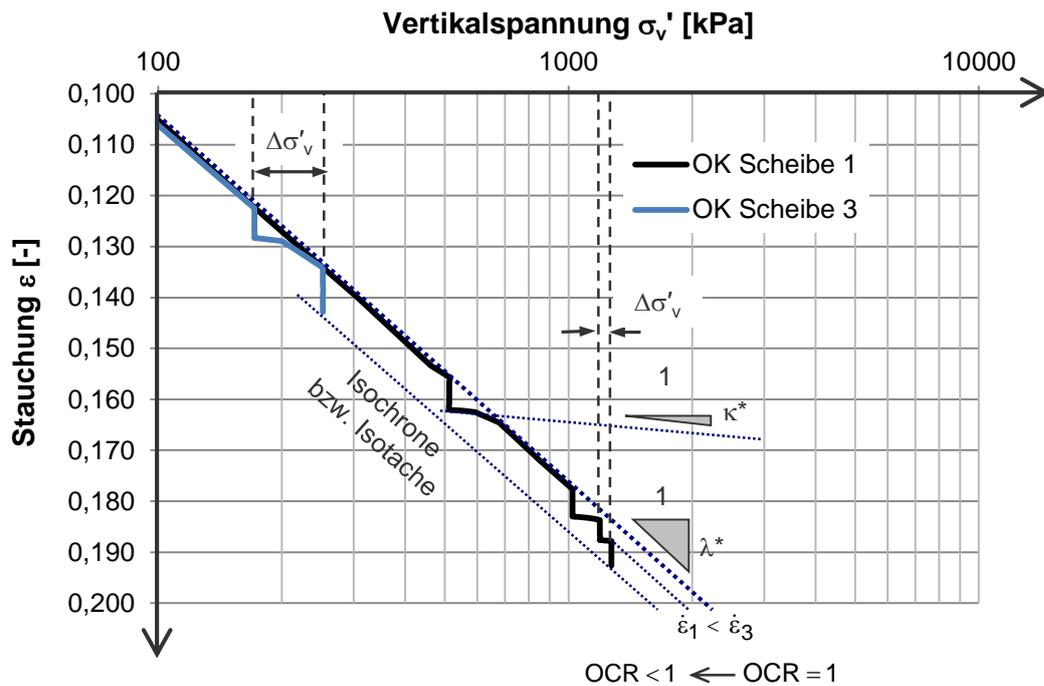


Abbildung 14: Berechnungsergebnisse zur Auswirkung des Aufbringens der 4 m mächtigen Aufschüttung ( $\Delta\sigma'_v$ ) auf die Verformungsgeschwindigkeit in 70 m Tiefe (OK Scheibe 1) und in 10 m Tiefe (OK Scheibe 3)

### 5.3 Vorsorgegradiente für Verkehrsplanung (hoher Straßendamm)

Wird nach dem Ende der Verkippung ein 4 m hoher Straßendamm auf der Kippenoberfläche aufgebracht, werden damit insbesondere unterhalb des Straßendamms deutliche Zusatzspannungen eingetragen, die neben Sofortsetzungen auch zu einer Erhöhung der Verformungsraten führen. Wie stark die Verformungsraten erhöht werden, hängt dabei zunächst von der Höhe der in der Kippe resultierenden Zusatzspannungen ab. Daneben spielt die Tiefenwirkung eine entscheidende Rolle. Aufgrund der räumlich begrenzten Auflast, ist die Tiefenwirkung der Spannungseintragung im Vergleich zu der zuvor betrachteten großflächigen Auflast im Allgemeinen deutlich geringer. Zur Veranschaulichung wurde beispielhaft eine Setzungsberechnung für einen 4 m hohen Straßendamm durchgeführt. Der im Modell in Ansatz gebrachte Aufbau und Verkippungsprozess entspricht den in Abschnitt 5.2 gegebenen Randbedingungen. (siehe Abbildung 15). Der 4 m mächtige Straßendamm wird in der Berechnung ein Jahr nach Ende der Verkippung der letzten Scheibe aufgebracht. Zur Beschreibung des Stoffverhaltens der Kippenböden wurde wiederum das Stoffmodell SSC mit den in Tabelle 5.1 angegebenen Kennwerten herangezogen:

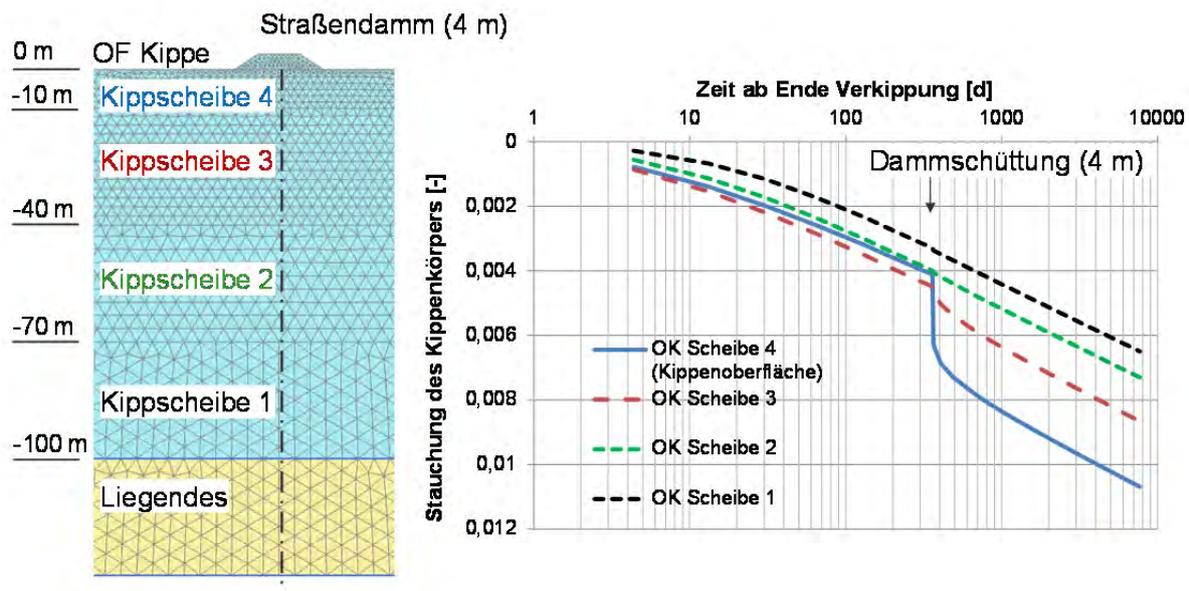


Abbildung 15: Kippenverformungen infolge eines 4 m hohen Straßendamms, FE-Modell (links) und zeitabhängige Stauchungen (rechts)

Die Auswirkung des Einflusses des 4 m hohen Straßendamms auf die Verformungsgeschwindigkeit in unterschiedlich tiefen Kippenbereichen ist in Abbildung 15 dargestellt. Darin werden die spannungsabhängigen Stauchungen für Bodenelemente auf Kote -70 m (OK Scheibe 1), Kote -40 m (Scheibe 2), Kote -10 m (OK Scheibe 3) und auf Kippenoberfläche (OK Scheibe 4) dargestellt. Durch das Aufbringen des 4 m mächtigen Straßendamms stellen sich insbesondere in der obersten, 10 m dicken Kippscheibe Verformungen ein, während bereits die zweite Kippscheibe zwischen 10 m und 40 m Tiefe nur noch einen geringen Verformungszuwachs erfährt. Die Verformungen der obersten Kippscheibe beinhalten sowohl spannungsbedingte Sofortsetzungen als auch nachfolgende zeitabhängige Verformungen. Um die Setzungen der Kippenoberfläche zutreffend abbilden zu können, ist dementsprechend ein Stoffmodell erforderlich, das zum Einen das durch das Aufbringen des Straßendamms bedingten Spannungszuwachs in der Kippe zutreffend abbilden kann und zum anderen die mit dem Spannungszuwachs verbundene Erhöhung der Verformungsraten wiedergeben kann. Wie in Abschnitt 4.2 beschrieben, werden diese Anforderungen von visko-elastoplastischen Stoffmodellen erfüllt. Mit einfachen Kriechmodellen bzw. phänomenologischen Modellen auf Basis von Setzungsbeobachtungen lassen sich derartige Randwertprobleme nicht konsistent beschreiben.

## 6 Zusammenfassung

Für Baumaßnahmen auf Tagebaukippen beispielsweise zur Planung von Verkehrswegen oder einzelnen Bauwerken ist eine Prognose der Kippensetzungen nach Errichtung der Bauwerke erforderlich. Dabei ist zu beachten, dass auf Kippenoberflächen ausgeprägte zeitabhängige Setzungen beobachtet werden, die sich durch Baumaßnahmen an der Kippenoberfläche ändern können. Als Werkzeuge zur Beschreibung der Kippensetzungen stehen prinzipiell phänomenologische Modelle, die auf Basis der Auswertung von Kippenei-

genseetzungen entwickelt wurden und die eine ein-dimensionale Analyse der Kriechverformungen zulassen sowie visko-elastoplastische Stoffmodelle im Rahmen der Finite-Elemente-Methode zur Analyse komplexer geometrischer Randbedingungen zur Verfügung. In Abhängigkeit vom Randwertproblem ist zu entscheiden, welches der Modelle zur Beschreibung der Kippenseetzungen heranzuziehen ist. Mit phänomenologischen Kriechmodellen und einer ein-dimensionalen Analyse der Verformungen können die sich nach Ende der Verkippung einstellenden Kippenseetzungen in der Regel genügend genau beschrieben werden, sofern an der Kippenoberfläche keine signifikanten Spannungsänderungen infolge von Baumaßnahmen eingetragen werden. Kommt es dagegen zu Spannungsänderungen, beispielsweise durch die Errichtung eines hohen Straßendamms, können die in den Kippenuntergrund eingetragenen Zusatzspannungen zu einer Erhöhung der Verformungsgeschwindigkeiten gegenüber den Kippeneigenseetzungen führen. Einfache ein-dimensionale phänomenologische Kriechmodelle sind in diesem Fall nicht in der Lage, das damit verbundene Verformungsverhalten der Kippenböden zu beschreiben, da die Abhängigkeit der Verformungsrate vom eingepprägten Spannungszustand nicht abgebildet wird. Stattdessen können, wie im Beitrag erläutert wird, visko-elastoplastische Stoffmodelle herangezogen werden, mit denen die sich einstellenden Kippenseetzungen zutreffend beschrieben werden können. Voraussetzung zur Anwendung der Stoffmodelle ist aber eine Kalibrierung der Stoffmodellparameter für die betrachtete Kippenrandbedingung anhand von Setzungsmessungen.

## 7 Literatur:

- Borja, R., I.; Kavazanjian, E. (1985): A constitutive model for the stress-strain-time behaviour of wet clays; *Geotechnique*, Jhg. 35, Heft. 3, S. 283 – 298.
- Brinkgreve, R., B., J. (1994): *Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening*; Dissertation, Delft University of Technology.
- Buisman, A., S., K. (1936): Results of Long Duration Settlement Tests; *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Band 1, S. 103-106
- Butterfield, R. (1979): A Natural Compression Law for Soils; *Geotechnique*, Jhg. 29, Heft 4, S. 469 – 480.
- Charles, J., A. (2008): The engineering behaviour of fill - the use, misuse and disuse of case histories; *Geotechnique* 2008 (58), Heft 7, S. 541 – 570.
- Den Haan, E., J. (1994): *Vertical Compression of Soils*; Dissertation Delft University.
- Janbu, N. (1969): The resistance concept applied to soils; *Proceedings of the 7th ICSMFE*, Mexico City, Band 1, S. 191 – 196.
- Kothen, H.; Knufinke, H. (1990): Restsetzungen auf Neulandflächen; *Braunkohle* 1990 (10), S. 24-29.
- Lange S. (1986): *Building on uncompacted dumps in the Rhenish brown coal area of the Federal Republic of Germany. Building on marginal and derelict land*, Thomas Telford Ltd, London, S. 137-153.
- Mesri, G.: Primary Compression and Secondary Compression; *Proceedings of the CREBS Workshop*, Oslo, 2006
- Neher, H., P.; Vermeer, P., A. (1998): Formulation and Application of a Soil Model that Accounts for Creep; *International Journal for Numerical Analysis Methods in Geomechanics*.
- Neher, H., P. (2008): Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung; *Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilungen* 60

- Nehring, H. (1968): Markscheiderische Beobachtung von Kippensetzungen im rheinischen Braunkohlenrevier. Braunkohle, Wärme und Energie 20 (3), Seite 83 - 91.
- Roscoe, K., H.; Burland, J., B. (1968): On the Generalised Behaviour of „Wet“ Clay; Engineering Plasticity, Cambridge University Press, S. 535 – 609.
- Šuklje, L. (1957): The Analysis of the Consolidation Process by the Isotache Method; Proceedins of the 4th ICSMFE, London, 1957, Band 1, S. 200 – 206.
- Vogt, S.; Birle, E.; Vinzelberg, G. (2014): Zeitabhängige Setzungen von Sand und FE-Simulationen einer Tagebaukippe, Beitrag zum Ohde-Kolloquium, Dresden, 2014.

# **Qualitätsverbesserung und Risikominimierung durch Sondervorschläge?**

## **Beispiel: Entnahmbauwerk Kohlekraftwerk Wilhelmshaven**

Dipl.-Ing. Thomas Brand  
Dipl.-Ing. Friderike Hamm  
Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Technisches Büro Tiefbau Berlin

### **1 Allgemeines**

Die GDF Suez / Electrabel Deutschland AG errichtet derzeit ein 800 Megawatt Kohlekraftwerk in Wilhelmshaven direkt hinter dem Hochwasserschutzdeich der Jade. Das Kraftwerk befindet sich gegenwärtig im Probebetrieb. Die geplanten Baukosten betragen mehr als 1 Milliarde Euro.

Das für den Betrieb des Kohlekraftwerks benötigte Kühlwasser wird ca. 1.200 m vor dem Deich entnommen (Bild 1). Zu diesem Zwecke wurde ein Entnahmbauwerk errichtet. Dieses Entnahmbauwerk sollte gemäß Ausschreibungsentwurf im Schutze einer 6-fach ausgesteiften Baugrube hergestellt werden.

Da die Herstellung der Offshore - Baugrube und des Entnahmbauwerks unter den gegebenen Randbedingungen des Ausschreibungsentwurfes mit technischen, wirtschaftlichen und terminlichen Risiken verbunden war, entwickelte die Arbeitsgemeinschaft Ed. Züblin. AG – Strabag Wasserbau GmbH (vormals Josef Möbius Bau GmbH) einen Sondervorschlag, bei dem das Entnahmbauwerk teilweise im Trockendock, teilweise schwimmend hergestellt und im Einschwimm- und Absenkverfahren am Endstandort installiert wurde. Die Arbeitsgemeinschaft konnte den Bauherrn mit diesem außergewöhnlichen Entwurf überzeugen und erhielt den Auftrag.

### **2 Baubeschreibung**

#### **2.1 Übersicht**

Die Kühlwasserentnahme erfolgt ca. 1200m vor dem Hochwasserschutzdeich durch zwei sechseckige Stahlbetontürme mit einer Kantenlänge von je ca. 7m. In jedem Turm befinden sich jeweils sechs große Einlauföffnungen (4,00 m x 4,60 m) für die Kühlwasserentnahme sowie ein Anschluss an die Kühlwasserleitung (Durchmesser DN 3400). Die Höhe der Entnahmetürme beläuft sich auf etwa 27,50 m. Die Turmschäfte sind durch eine Stahlkonstruktion abgedeckt, über die der Zugang zum Bauwerk, z.B. im Revisionsfall, ermöglicht wird. Diverse An- und Einbauteile, wie Rechen, Leitern, Geländer, die Fischechuanlage, Leitwände, etc., wurden an den Türmen installiert (Bild 2).

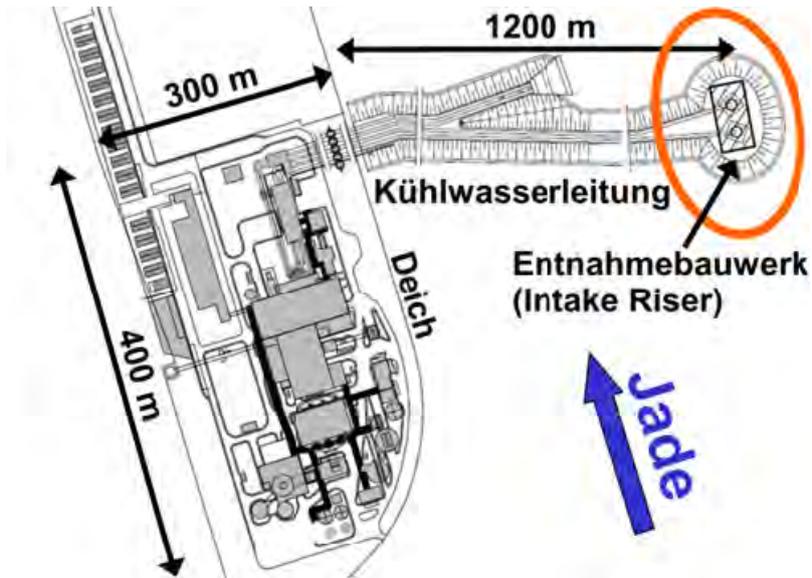


Bild 1: Lageplan

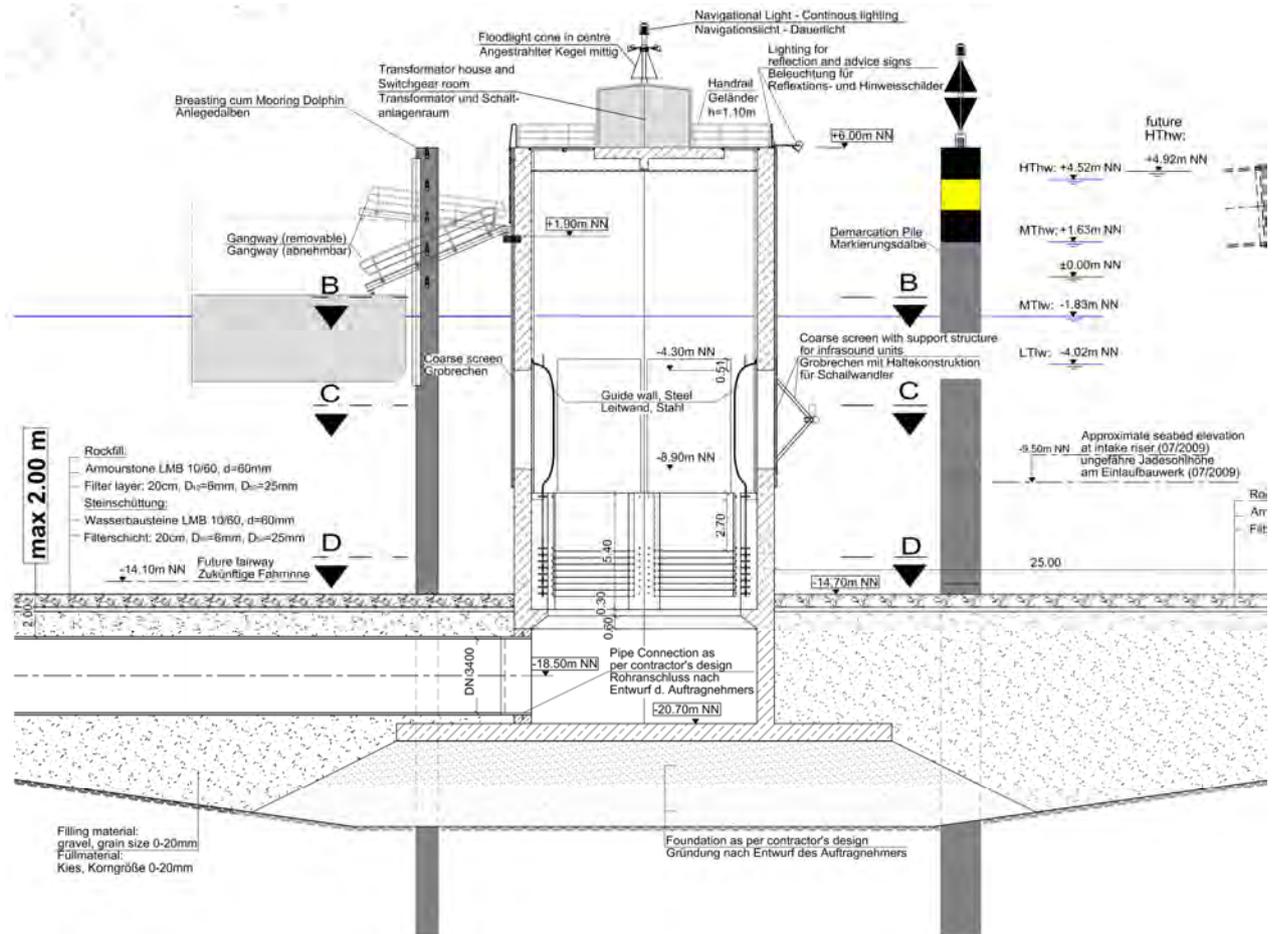


Bild 2: Querschnitt Entnahmeturm, Auszug aus Entwurfsplan

## 2.2 Ausschreibungsentwurf

Gemäß Ausschreibungsentwurf sollte die Herstellung der zwei Entnahmetürme im Schutze von zwei 28,00 m tiefen Trograugruben in der Jade erfolgen. Die Baugruben waren konzipiert als mehrfach ausgesteifte Spundwandkästen mit rückverankerter Unterwasserbetonsole. Zur Begrenzung der Wasserdurchlässigkeit war die Anordnung von schweren Spundwandprofilen und gedichteten Schlössern geplant. Aufgrund der sehr hohen Belastungen aus Wasserdruck, Strömung, Welle, etc. ergab der statische Vorentwurf eine sechslagige Stahlaussteifung, mit vertikalen Achsabständen von minimal nur 2,50m. Der Einbau der Aussteifungslagen war unter Wasser geplant. Zusätzlich war zur Sicherstellung der Gesamtstabilität der Baugrube, also zum Abtrag des horizontalen Lastüberschusses, die Anordnung von Stahlrohrrammpfählen (Einbindetiefe ca. 16,0m) sowie zusätzliche Aussteifungsverbände vorgesehen. Alle Stahlbauteile der Baugrubenkonstruktion, abgesehen von der Rückverankerung der Unterwasserbetonsole, sollten nach Fertigstellung der Entnahmetürme vollständig zurückgebaut werden.

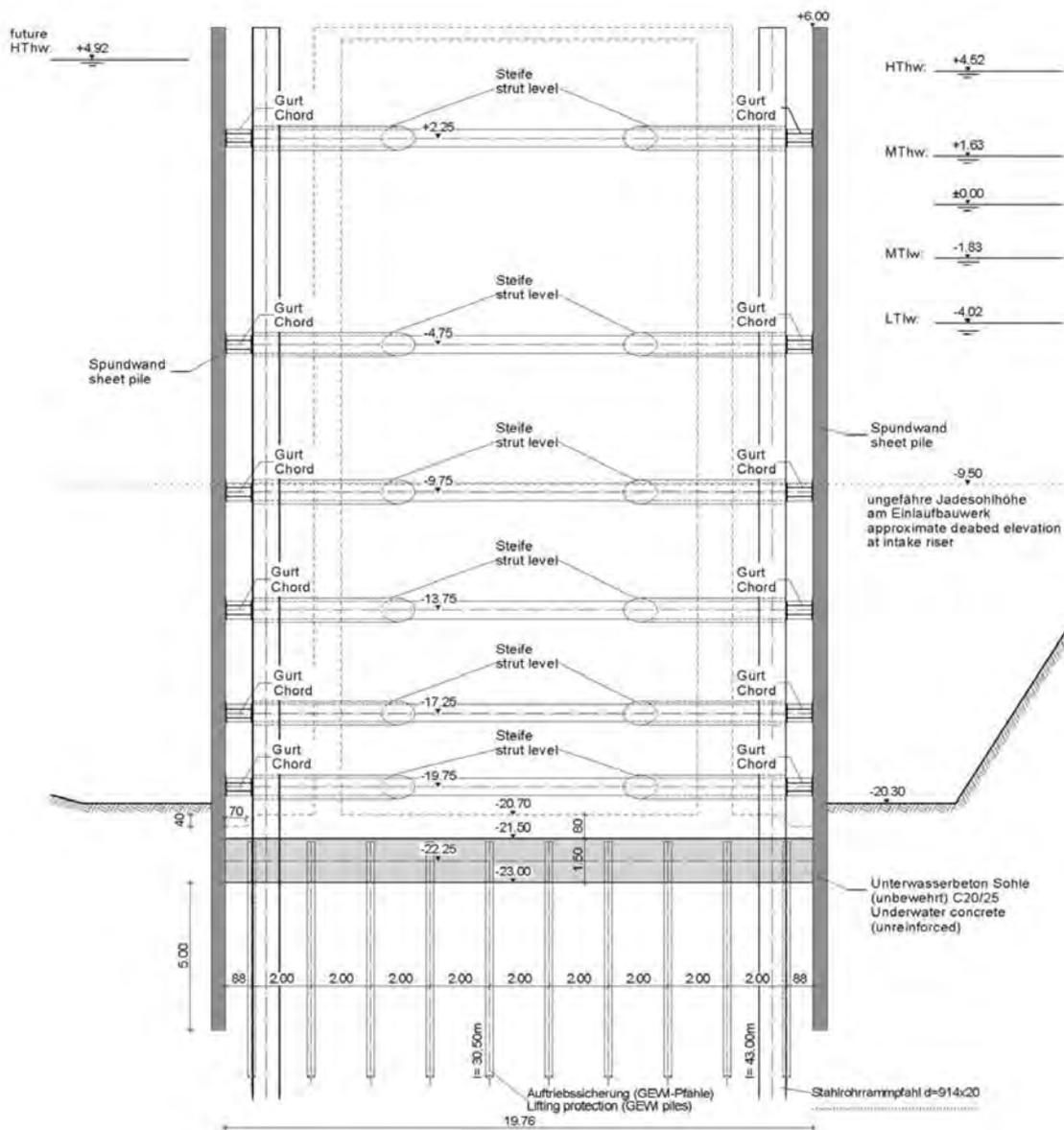


Bild 3: Querschnitt Baugrube, Auszug aus Entwurfsstatik

### 2.3 Sondervorschlag

Anstelle des Ausschreibungsentwurfs kam ein vom Technischen Büro der Ed. Züblin AG entwickeltes Einschwimm- und Absenkverfahren zur Ausführung.

Hierfür wurden die Entnahmetürme durch einen 6m hohen Auftriebskörper, bestehend aus Bodenplatte, Decke und umlaufender Spundwand, verbunden. Die sechseckige Grundfläche des Auftriebskörpers ergab sich zu ca. 56m x 22m, die Lage der Türme zueinander wurde beibehalten (Bild 4 und 5). Der Auftriebskörper wurde durch Stahlbetonschottwände in insgesamt 11 Kammern unterteilt. So wurde einerseits eine höhere Bauwerkssteifigkeit erlangt und andererseits eine gezielte Ballastierung des Bauwerks für die zahlreichen Verschwimm-, Aufschwimm- und Absenkvorgänge ermöglicht.

Der erste Abschnitt des Bauwerkes (i.W. der Auftriebskörper) wurde im Trockendock in Cuxhaven gefertigt und über die offene See in den Hafen von Wilhelmshaven verschleppt. Hier wurde das Bauwerk weitgehend vervollständigt. Die Fertigung erfolgte teilweise schwimmend und teilweise auf einer temporären Pfahlgründung abgesetzt.

Durch die Anordnung dieses Auftriebskörpers war das Gesamtbauwerk zwar schwimmfähig (Auftrieb = Eigengewicht), jedoch noch nicht schwimmstabil (kentersicher). Daher musste für das Verschwimmen zum und das Absenken am Endstandort eine zusätzliche, temporäre Schwimmeinheit aus gekoppelten Pontons (System Flexifloat) installiert werden (Bild 5). Die Kopplung zwischen Schwimmeinheit und Bauwerk erfolgte durch acht Litzenstränge. Für das Anheben und Absenken des Bauwerkes wurden die Litzenstränge mittels Litzenhebern auf der Schwimmebene montiert.

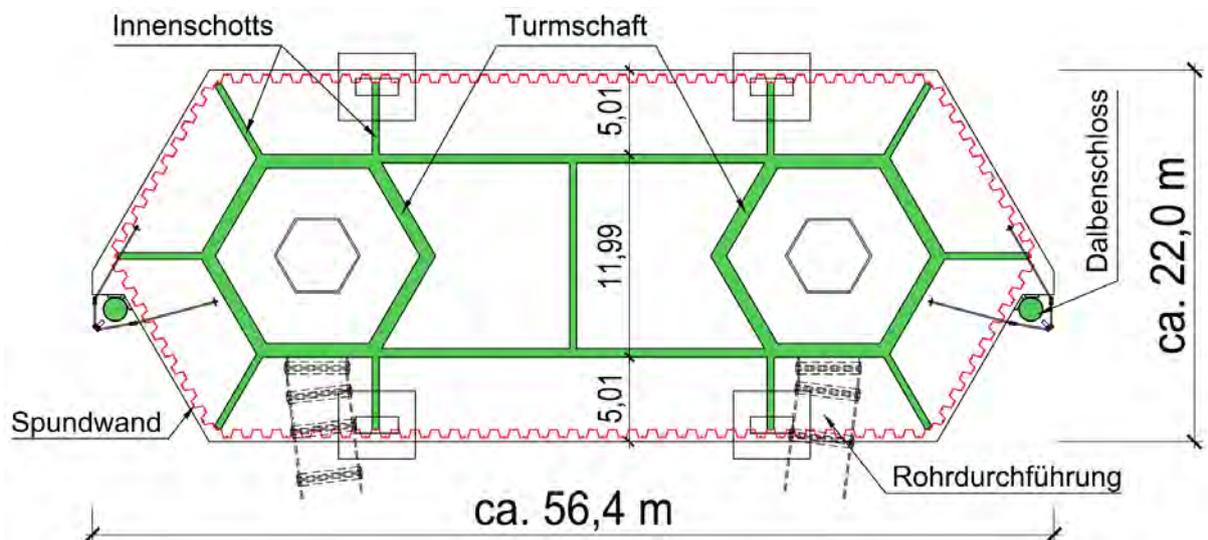


Bild 4: Grundriss

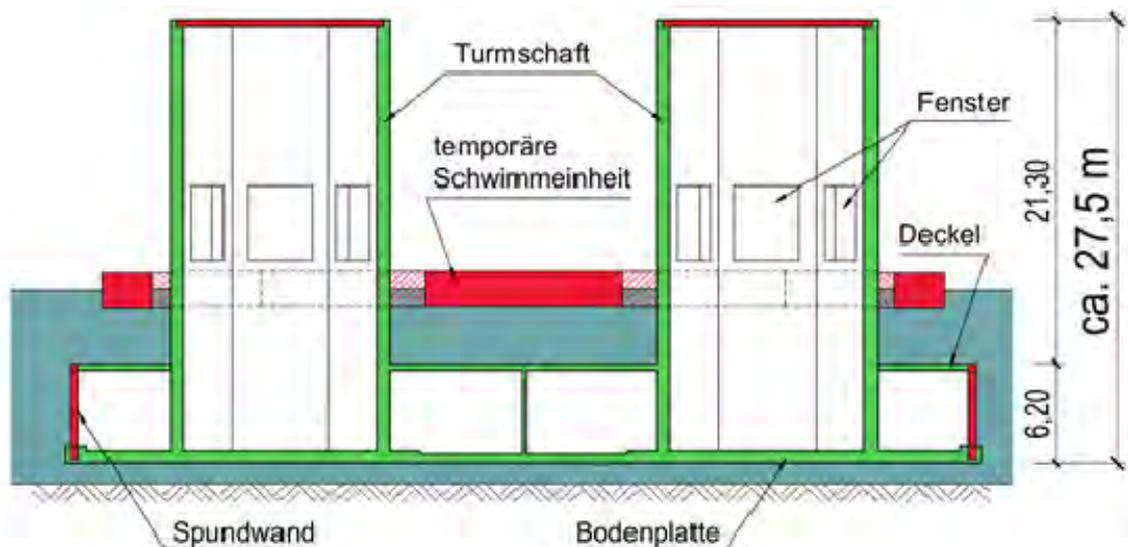


Bild 5: Längsschnitt

## 2.4 Vorteile des Sondervorschlages

Die Herstellung einer wasserundurchlässigen Offshore-Baugrube wurde aufgrund von möglichen Schlosssprengungen und einem hohem Tauchereinsatz für den Einbau von sechs, teilweise eng beieinanderliegenden Aussteifungslagen kritisch bewertet. Deshalb wurde darauf verzichtet.

Das Entnahmebauwerk wurde vollständig im Schwimmdock und im geschützten Hafen gefertigt. Hierdurch vereinfachte sich die erforderliche Logistik (Materialtransporte, Betonversorgung, etc.) im Gegensatz zur Offshore-Fertigung. Durch den erzielten, sehr hohen Vorfertigungsgrad konnten die Lage- und Höhentoleranzen insbesondere für Einbauteile und technische Ausrüstung gut eingehalten werden.

Der größte Teil der Arbeiten konnte unabhängig von Tide (Differenz MTHW – MTNW = 3,5m) und Strömung (1m/sec) erfolgen.

Auf den Einsatz von schweren Schwimmkränen konnte gänzlich verzichtet werden. Es wurden konzerneigene Schwimmereinheiten verwendet.

Tauchereinsätze konnten durch Vorfertigung und konstruktive Detaillösungen minimiert werden.

Alles in Allem ist mit dem Sondervorschlag zwar ein außergewöhnlich komplexes aber technisch beherrschbares Bauvorhaben entwickelt worden. Durch intensive Vorplanung und gute Arbeitsvorbereitung konnten die technischen Risiken und somit auch Termin- und Kostenrisiken erheblich entschärft werden:

### 3 Planung

Das Technische Büro Tiefbau Berlin der Ed. Züblin AG übernahm die komplette Ausführungsplanung sowie die Bauablaufplanung, das Erstellen der Arbeitsanweisung für die Steuerung der Ballastierungs-, Schwimm- und Absenkvorgänge einschließlich des zugehörigen Messprogramms sowie die Baustellenkoordination und Überwachung.

Diese Aufgabenverteilung erwies sich als außerordentlich sinnvoll, da alle Informationen, Fragestellungen, Probleme, etc. ohne Schnittstellenverluste „in einer Hand“ zusammenliefen und direkt bearbeitet werden konnten.

Der entscheidende Schlüssel zum Erfolg war eine sehr detaillierte Planung sowie eine gute Arbeitsvorbereitung. Alle Eventualitäten wurden vorausschauend untersucht und Lösungen entwickelt. So wurden bspw. umfangreiche Arbeitsanweisungen, Ablaufpläne erarbeitet. Für kritische Situationen wie das Verschleppen und Absenken am Endstandort wurden umfassende Havariebetrachtungen durchgeführt, so war man bspw. auf Szenarien wie „Ausfall von Lizenhebern“, „Leckschlagen von Ballastkammern oder Pontonelementen“ vorbereitet.

In der folgenden Tabelle werden die vielen einzelnen Bauphasen und die Arbeitsschritte veranschaulicht:

Phase	Arbeitsschritte	Gründung / Ort bzw. Strecke
A	Teilherstellung des Auftriebskörpers (Bodenplatte, Schottwände und Spundwand)	Schwimmdock / Mützelfeldtwerft Cuxhaven
B1 + B2	Absenken Schwimmdock und Ausschwimmen Baukörper Vervollständigung Auftriebskörper (Decke), Verschwimmen nach WHV	schwimmend (offene See) / Cuxhaven → Wilhelmshaven
C1 - C6	Teilherstellung der Schachtwände, Absenken auf temporäre Gründung	schwimmend / Braunschweigkai Wilhelmshaven
D	Fertigstellung des Bauwerks (ohne technische Ausrüstung)	temporäre Gründung / Braunschweigkai Wilhelmshaven
E	Demontage des oberen Spundwandteils, Montage Schwimmeinheiten	temporäre Gründung / Braunschweigkai Wilhelmshaven
F	Aufschwimmen des Systems Verschwimmen zum Einbauort	schwimmend (offene See) / Wilhelmshaven → Einbauort
G1 - G22	Positionierung Bauwerk Absetzen auf temporäre Einzelfundamente	schwimmend / Einbauort
H	Teilballastierung Injektion zwischen Gründungssohle und UK Bauwerk	temporäre Gründung / Einbauort
I	Endgültige Ballastierung, Anschluss Rohre an Entnahmebauwerk	dauerhafte Gründung / Einbauort
J	Herstellung Endzustand (TGA, Auffüllung Kolkschutz)	dauerhafte Gründung / Einbauort

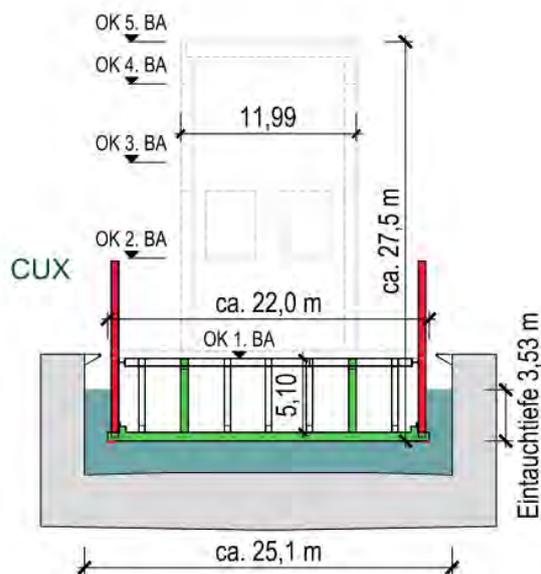
Tabelle 1: Bauablauf

Weiterhin wurde ein hoher planerischer Aufwand in konstruktive Details gesteckt, wie z.B. bewegliche Dalbenschlösser, die durch einfache Taucherhandgriffe geöffnet und geschlossen werden konnten oder Spundwandfenster, die trotz hoher Wassertiefe und starker Strömungen einfach demontiert werden konnten und dennoch den hohen Belastungen standhielten. So konnte die Ausführung aller Arbeitsschritte reibungslos gelingen.

## 4 Bauausführung

### 4.1 Teilerstellung des Bauwerkes im Trockendock in Cuxhaven

Der erste Teilabschnitt (i.W. der Auftriebskörper) des Entnahmebauwerkes wurde im Schwimmdock in Cuxhaven gefertigt (Bilder 6 / 7). Hierzu gehörten Bodenplatte, Schottwände, der erste Betonierabschnitt der Türme sowie die umlaufende Spundwand. Aufgrund des beschränkten zulässigen Gesamtgewichts (zul.  $G = 4500 \text{ to}$ ) des Schwimmdocks konnte die Decke des Auftriebskörpers nicht mehr im Dock, sondern erst nach dem Ausschwimmen aus dem Dock, am Kai des Hafens von Cuxhaven hergestellt werden. Für die Stabilität des Baukörpers musste vor dem Fluten des Docks eine Stahlaussteifung eingebaut werden, welche dann als Unterzüge für die Decke genutzt wurde.

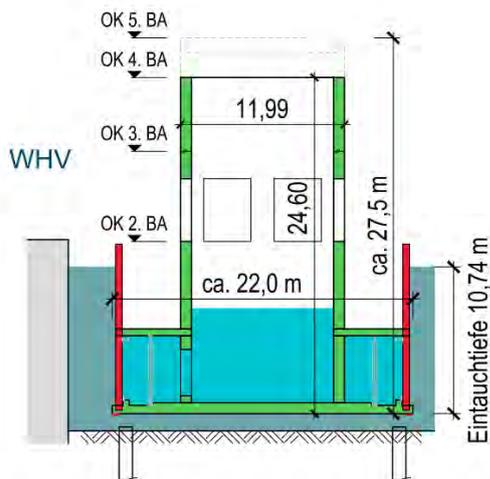


Bilder 6 / 7: Herstellung des Auftriebskörpers im Schwimmdock (Bauphase A)

Im Hafen von Cuxhaven wurde der Baukörper soweit vervollständigt (Herstellung Decke, Schleppaugen, etc.), dass er über die offene See bis in den Hafen von Wilhelmshaven verschleppt werden konnte.

### 4.2 Vervollständigung des Bauwerkes im Hafen von Wilhelmshaven

Am Braunschweigkai im Hafen von Wilhelmshaven wurden der 2., 3. und 4. Betonierabschnitt der Turmschäfte im schwimmenden Zustand hergestellt. Hieraus ergab sich folgende Besonderheit: Die Rohbauarbeiten konnten zwar im Schutze des hohen Spundwandkastens des Auftriebskörpers quasi „im Trockenen“ erfolgen, jedoch war zu beachten, dass durch die Erhöhung der Türme sich der Körperschwerpunkt sukzessive nach oben verschiebt. Der Baukörper wird hierdurch kopflastig und verliert damit seine Schwimmstabilität. Um diesem Effekt gegenzusteuern und den Körperschwerpunkt möglichst tief zu legen, mussten die Ballastkammern im Auftriebskörper und die Türme mit fortschreitender Betonage sukzessive geflutet werden. Mit zunehmender Eintauchtiefe wurde das Bauwerk nach Fertigstellung des 4. BA auf eine temporäre Pfahlgründung abgesetzt (Bilder 8 / 9).

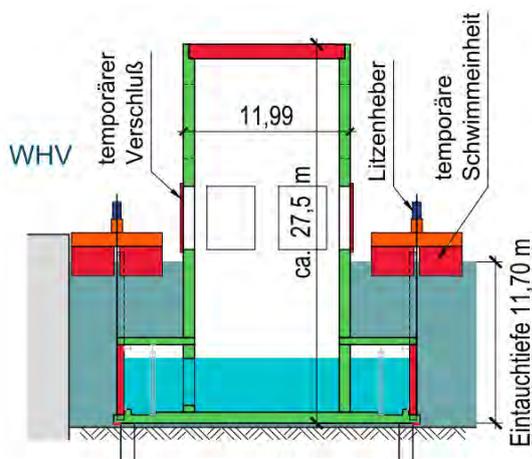


Bilder 8 / 9: Herstellung 2.,3. und 4. BA, schwimmend (Bauphase E)

Anschließend wurde das Bauwerk vervollständigt. Um Lastdifferenzen aus Wind und Wellen sicher aufnehmen zu können und gleichzeitig die zulässige Pfahltragfähigkeit einzuhalten, musste während des Baufortschrittes ein ständiger Lastausgleich über das Ballastwasser erfolgen.

Die umlaufende Spundwand wurde bis auf Deckenebene gekürzt. Für das Abbrennen der Spundwand wurde der Innenwasserspiegel dem Außenwasserspiegel angeglichen. Um hierbei die zulässigen Pfahllasten nicht zu überschreiten und gleichzeitig die Standsicherheit sicherzustellen, musste das Wasser aus den Ballastkammern nach einem detaillierten Ablaufschema auf die Decke umgepumpt werden, bis der Hafenwasserstand erreicht war.

Nach dem Kappen der Spundwand wurden auf der Decke vormontierte Traversen mittels Tauchereinsatz umgeklappt, die Schwimmereinheit positioniert und die Litzenstränge zwischen Bauwerk und Schwimmereinheit installiert. Die Litzenstränge wurden als Absenk- und Hebevorrichtung mit Litzenhebern versehen (Bilder 10 / 11). Dann wurde die horizontale Stahlaussteifung auf der Schwimmebene montiert, die eine horizontale Verschiebung zwischen Bauwerk und Schwimmereinheit verhinderte.



Bilder 10 / 11: Montage der Schwimmereinheit, (Bauphase D)

### 4.3 Positionieren und Fertigstellen des Bauwerkes am endgültigen Bestimmungsort

Als letzte Vorbereitungen auf das Verschwimmen zum Endstandort wurden die Einlauföffnungen in den Türmen wasserdicht verschlossen. Diese massiven, temporären Verschlüsse wurden so konzipiert, dass den Tauchern die spätere Demontage schnell und mit einfachen Handgriffen möglich war.

Weiterhin wurde die Schwimmereinheit mit umfangreichen Mess- und Kontrolleinrichtungen versehen. So standen mithilfe eines installierten Positionierungssystems permanent die exakte Lage und Höhe sowie die Neigung und der Kurs des Entnahmebauwerkes in Echtzeit zur Verfügung. Parallel dazu erfolgte die permanente Kontrolle des Tiefganges über GPS in Verbindung mit dem anstehenden Jade-Wasserstand (über Meßboje). Zusätzlich war über gut sichtbar angebrachte Tiefgangs- und Pegelmarken eine optische Überwachung gewährleistet.

Nach Abschluss der Vorbereitungen wurde das Entnahmebauwerk mittels einer Litzenheberanlage kontrolliert in die vorgesehene Verschleppposition angehoben (Eintauchtiefe Bauwerk ca. 12,0m).

Um Erfahrungen mit dem „Schleppverband“ vor der Ausfahrt aus dem geschützten Hafen zu sammeln und die Schleppgeschwindigkeit zu ermitteln, wurden einige Manöver im Hafenbecken gefahren. Der Schleppverband bestand aus sechs Schleppern, dem Entnahmebauwerk und drei Beibooten (Bild 12). Nach erfolgreicher Probefahrt konnte die Überfahrt beginnen.

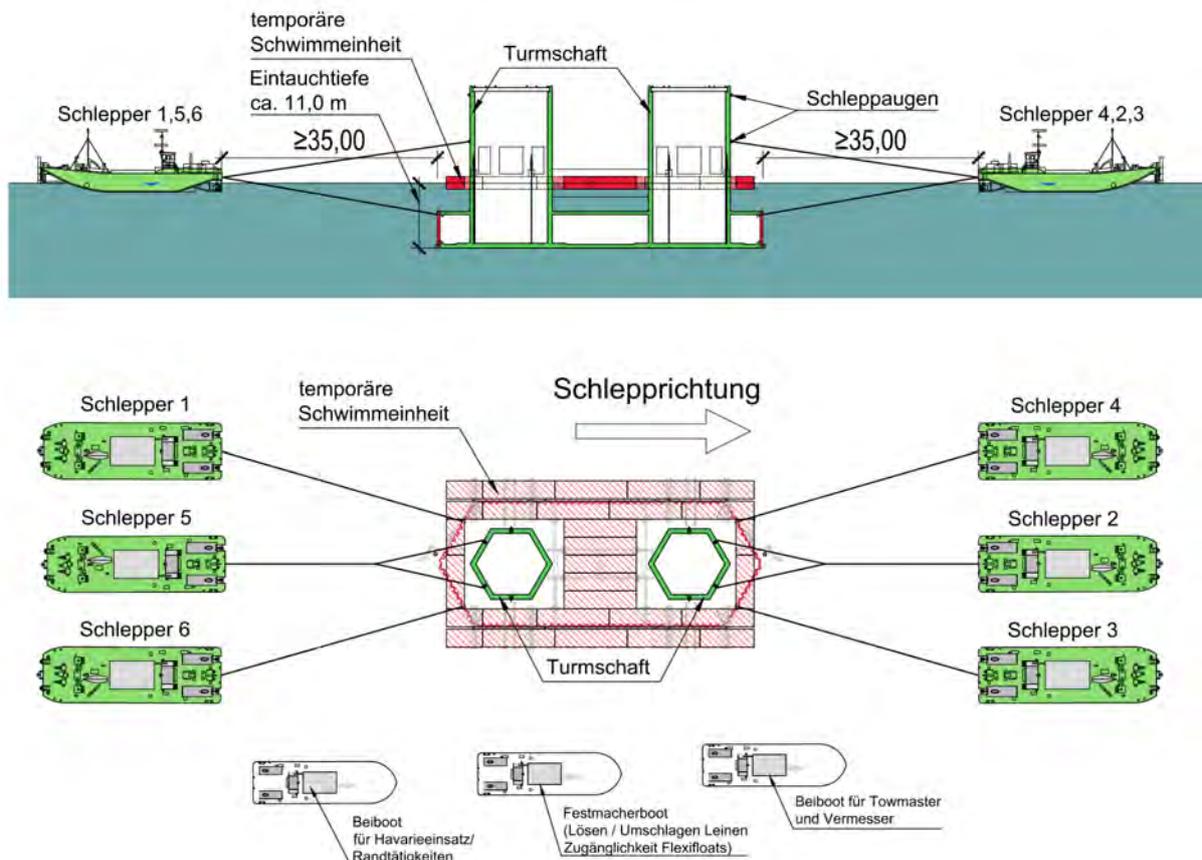


Bild 12: schematische Darstellung Schleppzug



Bild 13: Ausfahrt des Schleppverbands aus dem Hafen

Die Überfahrt erfolgte unter Einhaltung folgender schiffahrtspolizeilicher Auflagen (Tageslicht und Sichtweiten >1000m, Wind maximal 4 Bft, kein Wind aus östlichen Richtungen, Wellenhöhen maximal  $HD=0,9m$ , u.a). Ferner waren durch das Technische Büro Grenzwerte von Krängung und Tiefgängen in Abhängigkeit der Witterungsbedingungen vorgegeben. Am Endstandorte waren das Gründungsplanum vorbereitet, Führungsdalben zur Markierung der Position eingebracht und vier Hilfsfundamente als temporäre Gründung des Entnahmebauwerkes abgesetzt. Dort angekommen, wurde das Entnahmebauwerk in die Führungsdalben über bewegliche Dalbenschlösser eingefädelt und durch firmeneigene Baggerpontons (MP45, MP40) sowie je Seite drei Stützschlepper in der Lage gesichert. Nach dem Schließen der Dalbenschlösser um die Führungsdalben war das Entnahmebauwerk für den Absenkvorgang vorbereitet.

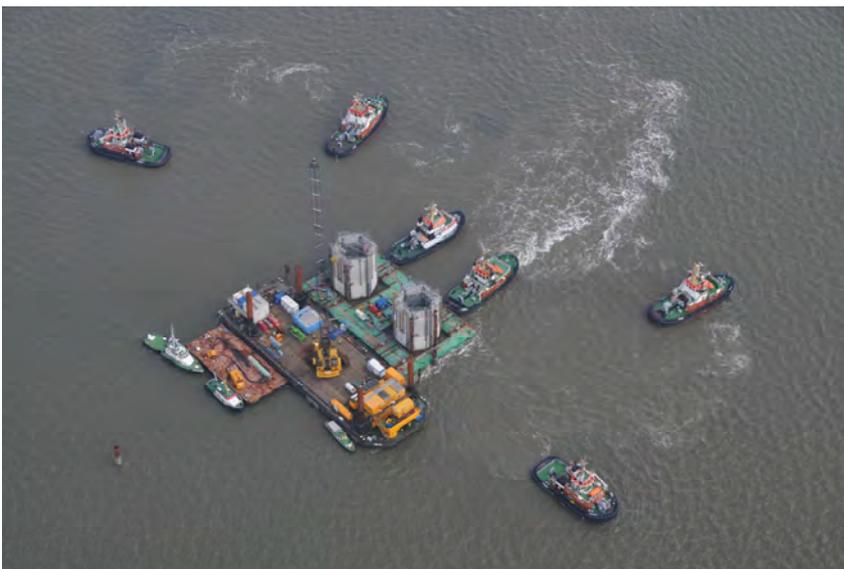
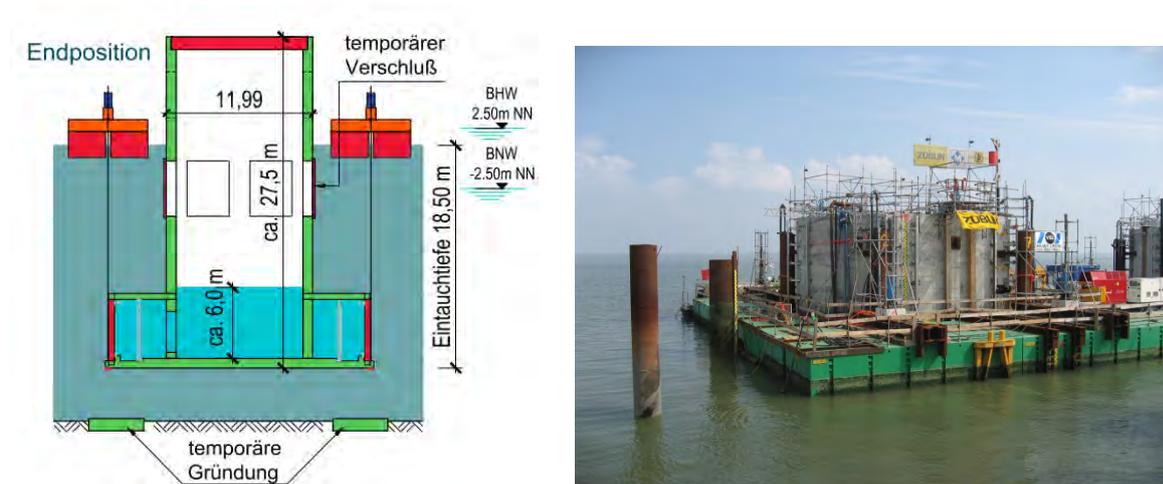


Bild 14: Positionieren Entnahmebauwerk am endgültigen Standort. (Foto Björn Lübbe )

Für das Absenken des Bauwerkes wurde ein detaillierter Ablaufplan entwickelt. Die Vorgehensweise musste gewährleisten, dass das gekoppelte Gesamtsystem (Schwimmeinheit – Bauwerk) jederzeit erhalten bleibt und das Bauwerk durch den beim Ablassen zunehmenden Auftrieb nicht unkontrolliert aufschwimmen konnte. Somit musste immer mit Ballastierung gegengesteuert werden. Die Litzenstränge durften jedoch auch nicht überlastet werden. In Abhängigkeit des Zusammenspiels zwischen Ablassen der Litzen und Befüllen der Kammern ergaben sich 22 Absetzphasen. In jeder Phase sank das Bauwerk geführt durch die geschlossenen Dalbenschlösser im Mittel um ca. 50cm. Das letztendliche Aufsetzen auf den Hilfsfundamenten erfolgte mit ablaufender Tide, ohne weiteres Ablassen der Litzen. Somit ergab sich auch der Beginn des gesamten Vorganges in Abhängigkeit der Tidezeiten. Um ein vorzeitiges, unkontrolliertes Aufsetzen zu vermeiden, wurden Pufferzeiten in den Ablaufplan eingebaut. Die messtechnische Überwachung erfolgte wie zuvor erläutert.



Bilder 15 / 16: Absetzen des Bauwerkes am Endstandort (Bauphase G)

Nach dem Aufsetzen auf die Hilfsfundamente wurde das Entnahmebauwerk mithilfe der in den Fundamenten installierten Kapselpressen justiert. Anschließend mussten die Turmschäfte weiter geflutet werden, um ausreichend Ballast zur Erfüllung der Auftriebssicherheit bei wieder ansteigender Tide zu erreichen. Die Litzenheber mussten zügig nachgelassen werden, damit das Bauwerk mit ansteigender Tide nicht wieder angehoben wird. Nach erfolgter Ausrichtung wurden die Kapselpressen mit Zementsuspension verpresst und nach Erhärtung der Wasserstand in den Türmen dem anstehenden Wasserstand der Jade angeglichen. Da hiermit die bauzeitliche Standsicherheit gewährleistet war, konnte die temporäre Schwimmeinheit demontiert werden.

Zur Herstellung der endgültigen, vollflächigen Gründung des Entnahmebauwerkes wurde der Spalt zwischen Gründungssohle und Bodenplatte injiziert. Hierzu wurden bereits bei der Rohbauerstellung im Schwimmdock Verpressleitungen in der Bodenplatte vorgesehen, welche über die Decke bis oberhalb des Wasserspiegels verlängert wurden.

Anschließend wurden die Kühlwasserleitungen angeschlossen. Hierfür wurde jeweils im Bereich der Rohrdurchführung ein vorbereitetes Spundwandfenster durch Taucher geöffnet. Bei der Planung dieser Spundwandfenster war einige Detailtütfelei erforderlich, da diese

Bereiche einerseits großen Belastungen standhalten und wasserdicht sein mussten und andererseits einfach und schnell, da tideabhängig nur kurze Zeitfenster zur Verfügung standen, durch Taucher rückgebaut werden mussten. Die Konstruktion wurde so entwickelt, dass für den Rückbau keine Schweißarbeiten erforderlich wurden. Die temporären Verschlüsse der Entnahmeöffnungen wurden geöffnet. Zum Abschluss wurden die Ballastkammern mit Sand befüllt und der Kolkschutz aufgebracht.

Nach Installieren der technischen Gebäudeausrüstung war der Endzustand hergestellt und das Entnahmebauwerk betriebsbereit.

## **5 Fazit**

Für die Planung und Koordination stellte das Bauverfahren eine große Herausforderung dar. Um einen reibungslosen Ablauf zu gewährleisten, mussten neben dem außerordentlich komplexen Bauablauf viele technische Besonderheiten geplant werden. Durch eine detailintensive Planung, in der alle Abhängigkeiten und Eventualitäten erfasst wurden, konnten Risiken minimiert und die geforderte Qualität eingehalten werden. Dies war nur durch eine sehr enge Zusammenarbeit des Technischen Büros mit den operativen Konzerneinheiten von Züblin und Strabag Wasserbau (vormals Moebius GmbH) und den weiter beteiligten Fachfirmen möglich.

Allen an der Planung und Ausführung dieses außergewöhnlichen Einschwimm- und Absenkverfahrens Beteiligten sei an dieser Stelle ausdrücklich gedankt.

Besonderer Dank gilt dem Bauherrn, welcher - im Gegensatz zur derzeit häufigen Vergabepraxis - bei diesem Bauvorhaben Sondervorschläge und damit die Möglichkeit für eine innovative Lösung zugelassen hat.

Nach Ansicht der Autoren, ist es bei derart schwierigen Bauvorhaben zu empfehlen, Sondervorschläge zuzulassen. Die Firmen können hierbei ihre Kompetenz, ihre Spezialwissen und Ressourcen sowie die Innovationskraft der in den Bauunternehmen tätigen Ingenieure einbringen und so dem Bauherrn eine maßgeschneiderte Lösung mit einer hohen Kosten- und Terminalsicherheit bieten.

## **6 Literatur**

Entnahmebauwerk Kohlekraftwerk Wilhelmshaven – Planung und Ausführung eines außergewöhnlichen Einschwimm- und Absenkverfahrens: Th. Brand, M. Bauer, F. Hamm, H. Merkel, Bautechnik 91 Heft 9, Ernst & Sohn, Berlin 2014.

# Historie und Methodik der Entwicklung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Dipl.-Ing. Steffen Leppla

Technische Universität Darmstadt, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik

## 1 Einleitung

Die Gründungen von Bauwerken werden in Abhängigkeit von der Art der Lasteinleitung in den Baugrund in zwei Systeme unterschieden: Flachgründungen und Tiefgründungen. Flachgründungen bestehen aus Streifen- bzw. Einzelfundamenten oder Fundamentplatten. Sie haben den Vorteil, dass sie kostengünstig herzustellen sind. Nachteilig bei Flachgründungen ist, dass bei großen Lasten in Verbindung mit geringer Steifigkeit des Baugrundes große Setzungen auftreten. Tiefgründungen bestehen aus Pfählen oder Schlitzwandelementen, sogenannte Barrette. Gegenüber den Flachgründungen haben Tiefgründungen auch bei großen Lasten und geringer Steifigkeit des Baugrundes vergleichsweise kleine Setzungen. Allerdings sind Tiefgründungen aufwendiger in der Bemessung und in der Herstellung erheblich teurer. Zur technischen und finanziellen Optimierung lag der Schluss nahe, beide Gründungsvarianten zu kombinieren. Die unter dieser Maxime entwickelte Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist ein hybrides Gründungssystem, das die Effekte einer Plattengründung und einer Tiefgründung optimal in sich vereint. Der Beitrag beschreibt die Historie, die Methodik, die Bemessung und die Anwendung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen in der Ingenieurpraxis von KPPs.

## 2 Gründung schwerer Hochhäuser im Frankfurter Ton

Weltweit hat in den letzten Jahrzehnten die stetige Verdichtung in den Innenstädten dazu geführt, dass immer höhere Gebäude errichtet wurden. War z.B. 1950 in Frankfurt am Main ein Gebäude mit 10 Stockwerken ein hohes Gebäude, so waren es Ende der 1960er Jahre Gebäude mit 30 Stockwerken mit Gesamthöhen von mehr als 100 m (Sommer 1976). Inzwischen haben die Hochhäuser in Frankfurt am Main Höhen von bis zu 300 m erreicht, und das, obwohl die Baugrundverhältnisse in der Innenstadt von Frankfurt durch den setzungsaktiven, sich stark zeitvariant verhaltenden Frankfurter Ton geprägt sind (Katzenbach et al. 2011). Der mittlere Steifemodul des tertiären Frankfurter Tons liegt in der Erstbelastung größenordnungsmäßig bei  $E_{s,E} = 30 - 40 \text{ MN/m}^2$ , die Endscherfestigkeit wird mit  $\varphi' = 20^\circ$  und  $c' = 20 \text{ kN/m}^2$  angesetzt.

Mit der Höhe der Bauwerke wurden auch die Tiefen der Baugruben und die Dicken der Fundamentplatten größer.

Das Wachsen der in der ersten Hochhausgeneration flach gegründeten Hochhäuser bedingt zum einen eine Zunahme der Setzungen und der Differenzsetzungen. Zum anderen wuchs die Bedeutung der Frage des Einflusses auf die Nachbarbebauung, wobei nicht nur oberirdi-

sche, sondern auch unterirdische Bauwerke betrachtet werden müssen (Katzenbach et al. 2014, Seip et al. 2014, Katzenbach et al. 2015).

Nachfolgend wird anhand einiger Beispiele von Hochhäusern, die in Frankfurt am Main errichtet worden sind, die historische Entwicklung von der Flachgründung zur KPP erläutert. Dies insbesondere auch deshalb, weil die gemessenen Setzungen von mehr als 30 cm eine beachtliche Größenordnung darstellen. Die Reihenfolge der Entstehung der wichtigsten Frankfurter Hochhäuser ist in Bild 1 dargestellt.

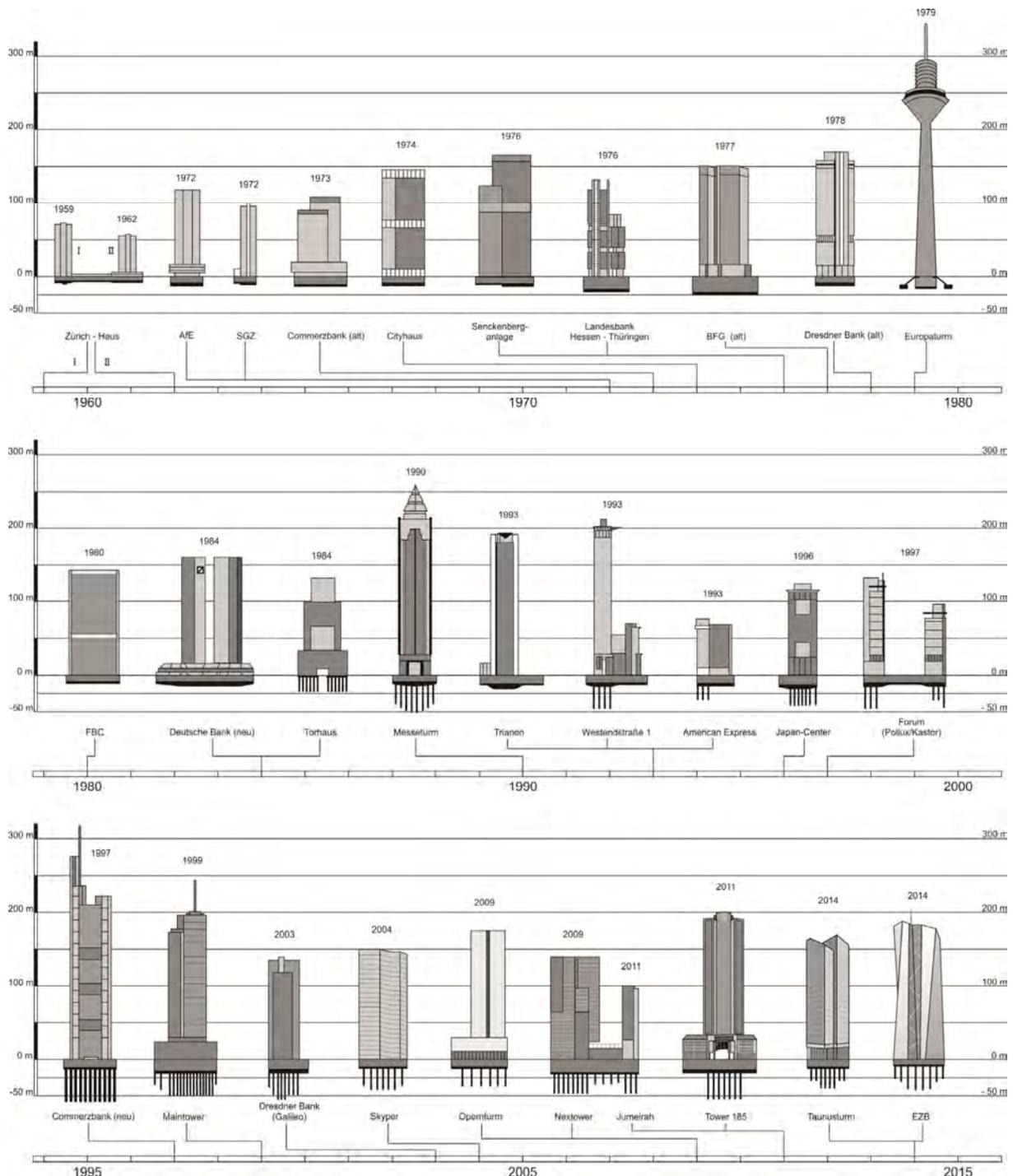


Bild 1: Hochhäuser in Frankfurt am Main

## 2.1 Zürichhochhaus

Der Hochhauskomplex der Zürich-Versicherung wurde in den Jahren 1959 bis 1963 gebaut. Er bestand aus einem 63 m und aus einem 70 m hohen Hochhausturm sowie einem 8-geschossigen Anbau. Der gesamte, zweigeschossig unterkellerte Komplex wurde flach auf durchgehenden, wasserdruckhaltenden Fundamentplatten in 7 m Tiefe unter Geländeoberfläche gegründet.

Der Grundriss des Hochhauskomplexes und die gemessenen, mittleren Setzungen sind in Bild 2 dargestellt. Die gemessenen Setzungen steigen bis Rohbauende kontinuierlich bis auf rund 60 % der Endsetzung an. Danach nimmt die Setzungsrate entsprechend der fortschreitenden Konsolidierung des Frankfurter Tons kontinuierlich ab. Rund fünf Jahre nach Baubeginn kommen die Setzungen zur Ruhe und betragen 9,5 cm am Zürichhochhaus I und 8,5 cm am Zürichhochhaus II.

In den Jahren 2001/2002 wurde der Hochhauskomplex bis zur Geländehöhe rückgebaut. An gleicher Stelle steht jetzt der auf einer KPP gegründete Opernturm (Katzenbach et al. 2011).

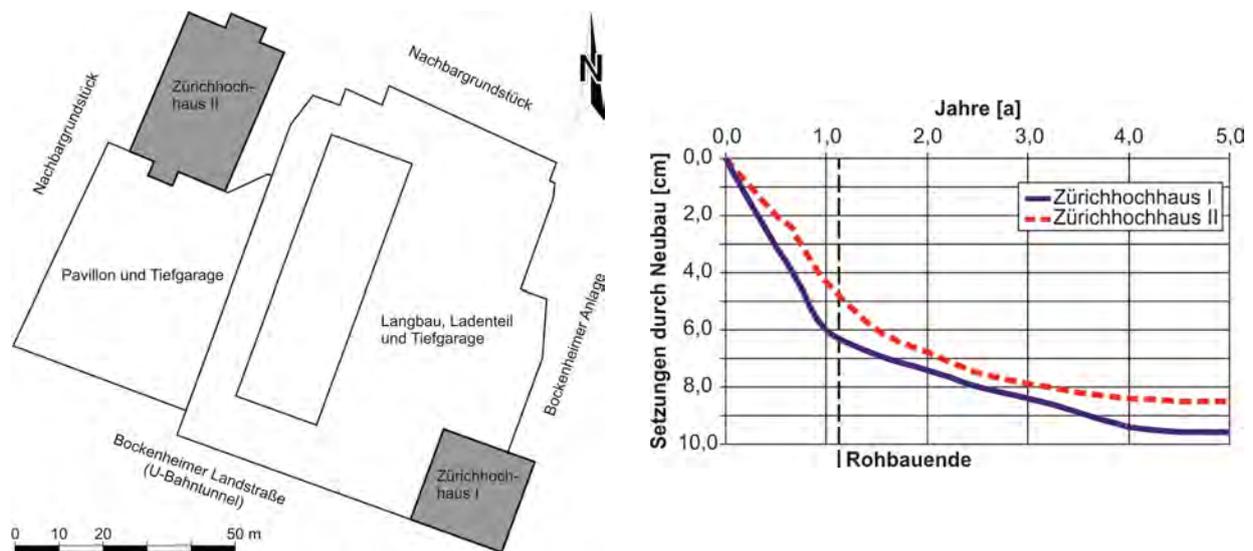


Bild 2: Grundriss und gemessene Setzungen

## 2.2 Hochhaus Senckenberganlage

Das Hochhaus Senckenberganlage nördlich des Frankfurter Messegeländes ist 159 m hoch und wurde in den Jahren 1972 bis 1976 gebaut. Es beherbergt unter anderem das Marriott Hotel und wird auch als Westend Gate bezeichnet. Es ist das Hochhaus, das mit 34 cm die größten Setzungen aller Frankfurter Hochhäuser aufweist (Katzenbach 1995). Die Ursache liegt in dem vergleichsweise großen Sohldruck von i.M.  $650 \text{ kN/m}^2$ . Das Hochhaus ist auf einer Fundamentplatte flach gegründet. Die flachen Anbauten sind auf Einzelfundamenten abgesetzt. Zur Beherrschung der großen Setzungen und der Differenzsetzungen wurden Raumfugen zwischen den Teilfundamentplatten der einzelnen Hochhausbereiche angeordnet, die erst nach dem Hochgleiten der Kerne geschlossen worden sind. Die vom 3. bis zum 23. Obergeschoss reichende flexible Stahlkonstruktion konnte die Differenzsetzungen zwischen den Fundamentplatten schadlos aufnehmen. Der darüber liegende Hotelbereich besteht aus einer steifen Konstruktion aus Stahlbetonzellen. Zwischen der flexiblen Stahlkonstruktion und der steifen Konstruktion aus Stahlbetonzellen liegt eine als Nachstellvor-

richtung konzipierte, flexible Abfangkonstruktion, mit der die Setzungsmulde an jeder Stütze individuell durch Pressen schrittweise kompensiert worden ist. Aufgrund des zeitvarianten Verformungsverhaltens des Frankfurter Tons mussten in den Obergeschossen zahlreiche Fugen bis zwei Jahre nach Fertigstellung des Rohbaus offen gehalten werden. Bild 3 zeigt das Prinzip der gesamten Konstruktion des Hochhauses Senckenberganlage, das bei Bau und in der Konsolidierungsphase wie eine Maschine „gefahren“ werden musste.

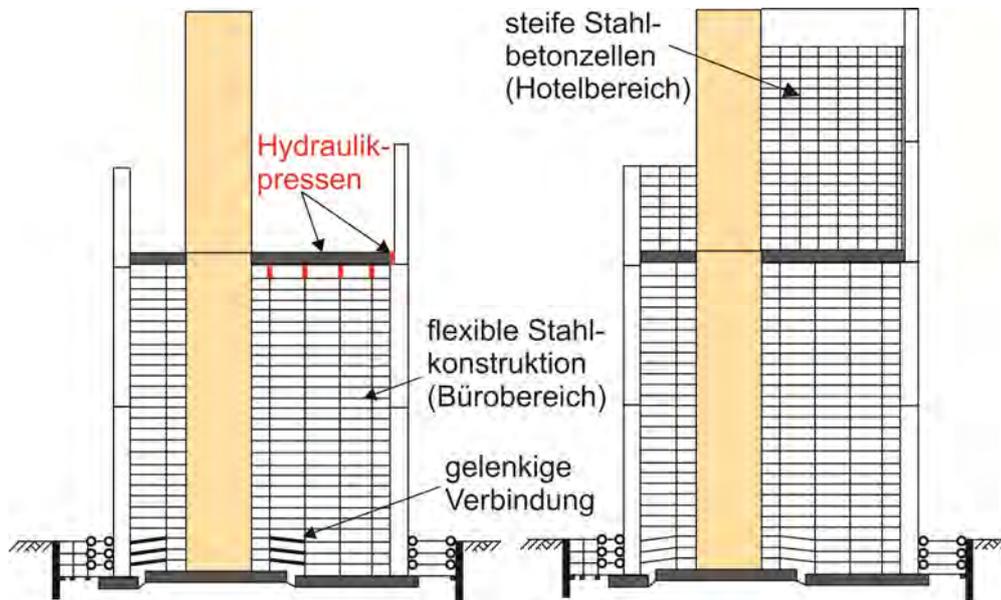


Bild 3: Konstruktion des Hochhauses Senckenberganlage

### 2.3 Silberturm (altes Dresdner Bank Hochhaus, jetzt Hochhaus der Deutschen Bahn AG)

Der Silberturm, auch als altes Dresdner Bank Hochhaus bezeichnet, ist 166 m hoch und wurde in den Jahren 1975 bis 1978 gebaut (Bild 4 links). Der Silberturm wurde auf einer i.M. rd. 3,5 m dicken Fundamentplatte rd. 14 m tief unter der Geländeoberfläche flach gegründet. Das Hochhaus wurde ursprünglich von der Dresdner Bank errichtet und genutzt. Derzeit nutzt die Deutsche Bahn das Hochhaus.

Zur Beherrschung der exzentrischen Belastung der Fundamentplatte durch die aufgehende Konstruktion wurden in der nordwestlichen Ecke der Fundamentplatte Druckkissen angeordnet (Gravert 1975, Sommer 1976). Das Gründungsdetail ist rechts in Bild 4 zu sehen. Die zunächst mit Wasser gefüllten und später mit Zementmörtel verpressten, ebenfalls als Nachstellvorrichtung konzipierten Druckkissen sind 3 m x 5 m groß. Die Kissendrucke wurden so gesteuert, dass die Verkippung des Hochhauses trotz stellenweiser undichter Kissen nahezu vermieden werden konnte. Insgesamt betragen die Setzungen des Silberturms im Kernbereich rd. 20 cm.

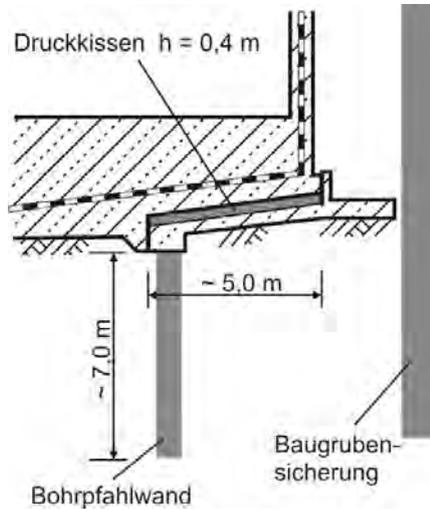


Bild 4: Ansicht des Silberturms (links) und Gründungsdetail (Mitte und rechts)

## 2.4 Frankfurter Büro Center (FBC)

Das langgestreckte, riegelartige Hochhaus an der Mainzer Landstraße, auch Frankfurter Büro Center (FBC) genannt, ist 142 m hoch und steht auf einer 3,5 m dicken Fundamentplatte, die 12,5 m tief unter der Geländeoberfläche flach gegründet ist. Bild 5 zeigt links die Südansicht des Hochhauses. Ab Baubeginn wurden die Setzungen 5 Jahre lang gemessen (Bild 5 rechts). Zum Schluss wurde eine maximale Setzung von rd. 28 cm im Kernbereich des Hochhauses gemessen (Sommer 1976). Bei Rohbauende nach rund 1,5 Jahren betrugen die gemessenen Setzungen 70 % der Endsetzung. Die Setzungsunterschiede zwischen den Randbereichen des Hochhauses und den gering belasteten Anbauten betragen zwischen 9,5 cm und 20 cm.

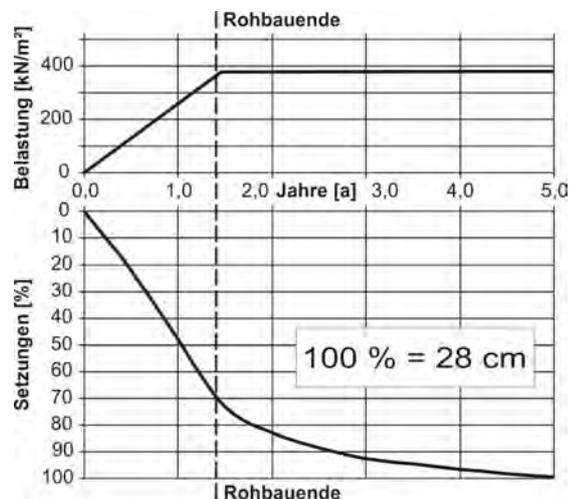


Bild 5: Hochhaus FBC (links) und zeitliche Entwicklung der gemessenen Setzungen (rechts)

## 2.5 Deutsche Bank

Die Zwillingstürme des Hochhauskomplexes Deutsche Bank sind 158 m hoch und wurden in den Jahren 1979 bis 1984 gebaut. Die Zwillingstürme stehen auf einer 4 m dicken Fundamentplatte, die 13 m tief unter der Geländeoberfläche flach gegründet ist (Katzenbach et al. 2005). Bild 6 zeigt links die Deutsche Bank von Südosten her gesehen. Die gemessenen Setzungen betragen zwischen 10 cm und 22 cm. Die gemessene maximale Differenzsetzung beträgt 12 cm. Bild 6 zeigt rechts oben die Isolinien der gemessenen Setzungen. Die ebenfalls flach gegründeten Anbauten wurden vom Hochhauskomplex komplett entkoppelt. Zum Ausgleich der erheblichen Setzungsunterschiede zwischen dem Hochhauskomplex und den Flachtrakten wurden in den ersten beiden Achsen der Flachtrakte hydraulische Eberspächerpressen angeordnet, die jeweils 8 cm angehoben und auch 8 cm abgelassen werden konnten (Bild 6 rechts unten).

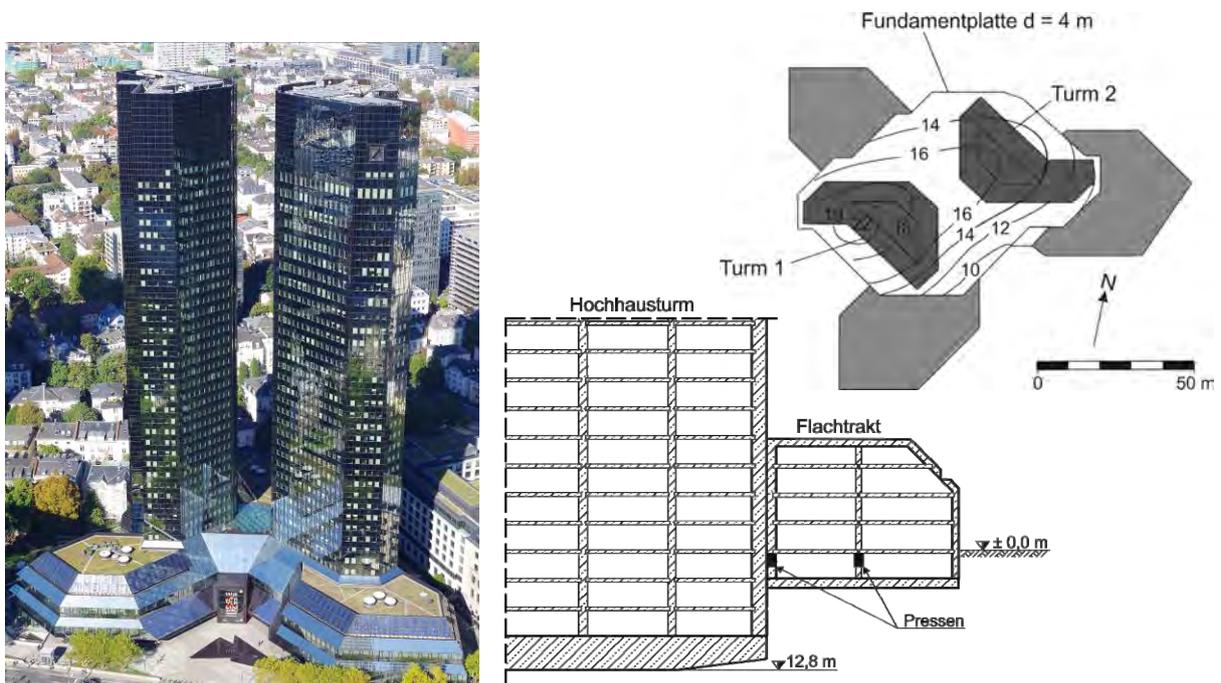


Bild 6: Ansicht von Osten (links), Setzungsisolines (rechts oben) und Übergangsbereich zwischen Hochhaus und Anbau (Mitte unten)

## 3 Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

### 3.1 Technische Regelwerke

Für den Bereich der KPP's gelten grundsätzlich die gleichen technischen Regelwerke wie für klassische Pfahlgründungen (Kempfert 2009, Katzenbach & Leppla 2013). Hierzu zählen auch die Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT 2012). Ein zusätzliches, die Besonderheiten einer KPP erfassendes Regelwerk ist die KPP-Richtlinie, die in Hanisch et al. (2002) enthalten ist. Die KPP-Richtlinie ist inzwischen auch international gültig und wird von der International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering weltweit publiziert (ISSMGE 2013).

Die KPP-Richtlinie gilt für den Entwurf, die Bemessung, die Prüfung und den Bau von KPP's. Sie gilt auch, wenn statt Pfählen z.B. Schlitzwandelemente (Barrette) oder Spundwandelemente eingesetzt werden.

Aufgrund der Komplexität des Trag- und Verformungsverhaltens, das in der Interaktion zwischen den einzelnen Gründungselementen, dem Baugrund und dem aufgehenden Tragwerk begründet ist, sind KPP's grundsätzlich in die Geotechnische Kategorie GK 3 einzuordnen. Sie sind nicht nur von einem Prüfeningenieur für Baustatik, sondern auch von einem nach Bauordnungsrecht anerkannten Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau zu prüfen.

### 3.2 Trag- und Verformungsverhalten

Durch die Messdaten, die bei den Flachgründungen der Frankfurter Hochhäuser gewonnen worden sind, ist bekannt, dass etwa 60 % bis 80 % der Setzungen im oberen Drittel der Einflusstiefe entstehen (Ammann 1975). Eine KPP transferiert mit ihren Pfählen einen Teil der setzungserzeugenden Spannungen aus dem Bereich mit kleiner Steifigkeit des Baugrunds unterhalb der Fundamentplatte in tiefer liegende, steifere Bereich des Baugrunds, ohne dabei die Tragwirkung der Fundamentplatte zu ignorieren (Bild 7).

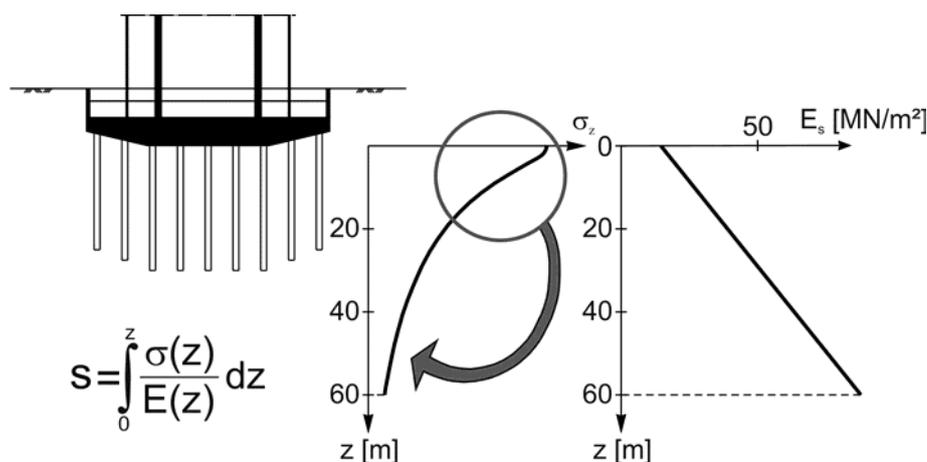


Bild 7: Gründungssystem und messtechnische Instrumentierung

Die KPP ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die aus den gemeinsam wirkenden Tragelementen Pfähle, Fundamentplatte und Baugrund besteht. Das Trag- und Verformungsverhalten wird durch die Interaktion zwischen den Tragelementen und dem Baugrund bestimmt. Bild 8 zeigt die einzelnen Interaktionen. Aufgrund der Steifigkeit der Fundamentplatte werden die gesamten Lasten  $F_{tot,k}$  aus dem aufgehenden Bauwerk auf die Pfähle und auf den Baugrund abgegeben. Wie bei einer klassischen Pfahlgründung auch ist der mobilisierte Widerstand einer KPP abhängig von der Setzung  $s$ . Die Sohlspannung  $\sigma(x,y,s)$  unter der Fundamentplatte ergibt aufintegriert den Widerstand  $R_{raft,k}(s)$ . Die Gründungspfähle haben am Gesamtwiderstand  $R_{tot,k}(s)$  den Anteil  $\sum R_{pile,k,i}(s)$ . Dieser Anteil wird mit Gleichung 1 beschrieben. Mit Gleichung 2 kann der Widerstand eines einzelnen Gründungspfahles  $i$  bestimmt werden. Er besteht aus dem Mantelwiderstand  $R_{s,k,i}(s)$  und dem Pfahlfuß-

widerstand  $R_{b,k,i}(s)$ . Der Mantelwiderstand  $R_{s,k,i}(s)$  ist die aufintegrierte Mantelreibung  $q_{s,k}(s,z)$ , die von der Setzung  $s$ , von der Tiefe  $z$  und auch vom Pfahlstandort abhängt.

$$R_{\text{tot},k}(s) = \sum_{i=1}^n R_{\text{pile},k,i}(s) + R_{\text{raft},k}(s) \quad (1)$$

$$\begin{aligned} R_{\text{pile},k,i}(s) &= R_{b,k,i}(s) + R_{s,k,i}(s) \\ &= q_{b,k,i} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} + \int q_{s,k,i}(s,z) \cdot \pi \cdot D \cdot dz \end{aligned} \quad (2)$$

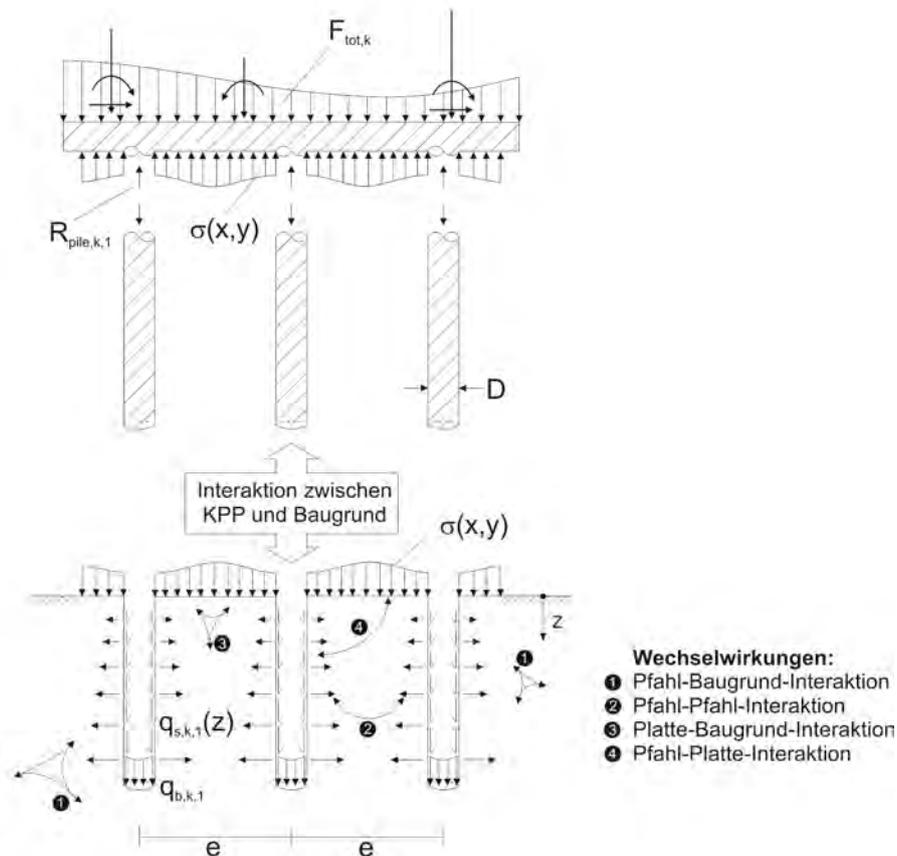


Bild 8: Interaktionen einer KPP

Die Tragwirkung einer KPP kann durch den Pfahlplattenkoeffizienten  $\alpha_{KPP}$  beschrieben werden. Er gibt das Verhältnis zwischen dem Widerstand der Pfähle und dem Gesamtwiderstand an (Gl. 3). Der Pfahlplattenkoeffizient liegt zwischen 0 und 1. Beträgt  $\alpha_{KPP} = 0$ , so wird die gesamte Bauwerkslast  $F_{\text{tot},k}$  von der Fundamentplatte abgetragen. Beträgt  $\alpha_{KPP} = 1$ , so wird die gesamte Bauwerkslast  $F_{\text{tot},k}$  von den Pfählen abgetragen. KPP's sollten einen Pfahlplattenkoeffizienten  $\alpha_{KPP}$  zwischen 0,3 und 0,9 haben. Der Bereich zwischen 0,5 und 0,7 ist technisch und wirtschaftlich am günstigsten.

$$\alpha_{KPP} = \frac{\sum R_{\text{pile},k,i}(s)}{R_{\text{tot},k}(s)} \quad (3)$$

Das Trag- und Verformungsverhalten einer KPP hängt maßgebend vom im Baugrund herrschenden Spannungszustand ab. Die Größe der mobilisierbaren Mantelreibung der Pfähle wird durch die effektiven horizontalen Spannungen bestimmt. Dabei wird das Trag- und Verformungsverhalten eines jeden Pfahls durch seine Nachbarpfähle und die Fundamentplatte beeinflusst.

### 3.3 Berechnungsmethoden

Für Entwurf und Bemessung einer KPP stehen mehrere Berechnungsmethoden zur Auswahl, die auf verschiedenen Berechnungsansätzen und Modellbildungen basieren:

- empirische Methoden
- Methoden mit äquivalenten Ersatzmodellen
- analytische Methoden
- numerische Methoden

Eine kurze Zusammenfassung der Methoden findet sich in Katzenbach & Leppla (2013). Ausführliche Beschreibungen finden sich u.a. in Hanisch et al. (2002), Cooke (1986), Poulos (1989), Randolph (1994), El-Mossallamy (1996), Poulos et al. (1997) und Katzenbach & Reul (1997).

Die Ergebnisse der verschiedenen Methoden sind stark von der Modellbildung und den vereinfachenden Annahmen abhängig. Die Mehrzahl der Methoden ist nur für Vordimensionierungen oder in ganz einfachen Fällen ausreichend zur Bemessung einer technisch und wirtschaftlich optimierten KPP. Einzig die numerischen Methoden liefern mit der Realität vergleichbare Ergebnisse unter derzeit bestmöglicher Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion.

### 3.4 Nachweis der Tragfähigkeit (ULS)

Analog zur klassischen Pfahlgründung sind auch für eine KPP die innere und die äußere Tragfähigkeit nachzuweisen. Dabei erfolgt der Nachweis der inneren Tragfähigkeit gemäß den entsprechenden Bauteilnormen. Beim Nachweis der äußeren Tragfähigkeit sind zeitabhängige Eigenschaften des Baugrunds sowie die Steifigkeit des aufgehenden Tragwerks zu berücksichtigen.

Gemäß aktuell gültiger Normung ist die äußere Tragfähigkeit (GEO-2) nachgewiesen, wenn der Bemessungswert der Einwirkungen  $E_d$  kleiner oder gleich dem Bemessungswiderstand  $R_{tot,d}(s)$  ist ( $E_d \leq R_{tot,d}(s)$ ). Die Ermittlung des Widerstands einer KPP erfolgt für das Gesamtsystem bestehend aus Fundamentplatte und Pfählen. Ein gesonderter Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle ist nicht erforderlich.

### 3.5 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Für eine KPP ist als Beurteilungsmaßstab für die Gebrauchstauglichkeit eine maximale Setzung bzw. eine maximale Setzungsdifferenz festzulegen. Im Rahmen der Nachweisführung für die Gebrauchstauglichkeit ist zu ermitteln, ob für die charakteristischen Einwirkungen die vorher festgelegten Grenzwerte eingehalten werden. Die festzulegenden Maximalwerte der Verformungen definieren sich aus der aufgehenden Konstruktion bzw. aus deren Nutzung sowie einer möglicherweise beeinflussten Nachbarbebauung. Dabei sind nicht nur

die im Einflussbereich vorhandenen oberirdischen, sondern auch die unterirdischen Bauwerke zu erfassen.

### 3.6 Pfahlprobelastungen

Gemäß der EA-Pfähle (DGGT 2012) ist für den Entwurf und die Bemessung einer KPP die Kenntnis des Trag- und Verformungsverhaltens eines freistehenden, einzelnen Pfahles notwendig. Liegen keine Erfahrungen zum äußeren Tragverhalten eines einzelnen Pfahles aus Probelastungen für einen entsprechenden Pfahltyp unter vergleichbaren Baugrundverhältnissen vor, ist eine Pfahlprobelastung vorzunehmen. Wird keine Pfahlprobelastung vorgenommen, so kann das Tragverhalten eines einzelnen Pfahles unter festgelegten Voraussetzungen auf der Basis von Erfahrungswerten bestimmt werden, wobei diese Vereinfachung und ihre Übertragbarkeit nachzuweisen sind.

Die Kenntnis über das Tragverhalten eines einzelnen, freistehenden Pfahles in-situ ist aus zwei Gründen wichtig. Zum einen ist es die einzige Möglichkeit beurteilen zu können, ob die gewählten Geometrien technisch und wirtschaftlich sinnvoll und die vorgenommenen Berechnungen plausibel sind. Zum zweiten wird es möglich, numerische Modelle zu kalibrieren. Für komplexe Bauvorhaben und/oder schwierige Baugrundsituationen sind daher Pfahlprobelastungen in-situ dringend angeraten.

### 3.7 Messtechnische Überwachung

Aufgrund der Einordnung einer KPP in die Geotechnische Kategorie GK 3 ist die KPP während der Bauphase und der Nutzungsphase im Sinne der Beobachtungsmethode messtechnisch zu überwachen. Bereits in der Entwurfsphase ist ein Messprogramm zu entwickeln, das Aufschluss über das Trag- und Verformungsverhalten sowie den Kraftfluss innerhalb der KPP gibt (DGGT 2012). Dazu muss das Messprogramm aus geotechnischen und geodätischen Messungen am Neubau und in der Nachbarschaft bestehen. Das Messprogramm hat während der Bau- als auch während der Nutzungsphase folgende Aufgaben:

- Verifizierung des Rechenmodells und der Berechnungsansätze
- frühzeitige Erkennung möglicher kritischer Zustände
- baubegleitende Überprüfung der rechnerischen Setzungsprognose
- Qualitäts- und Beweissicherung

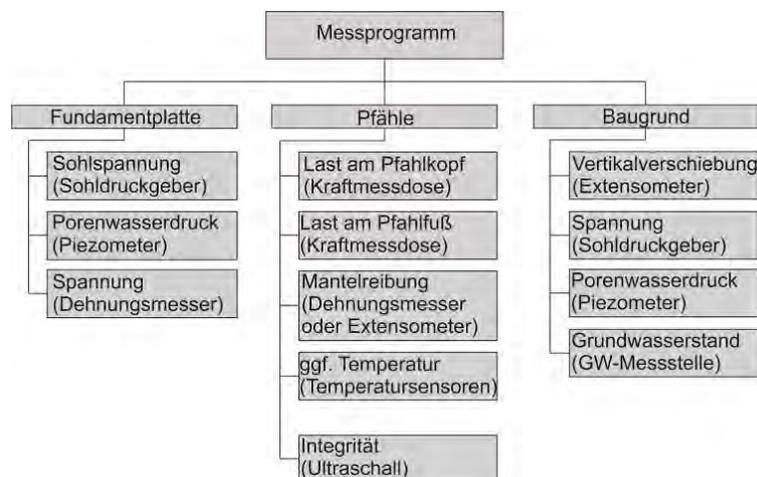


Bild 9: Messprogramm einer KPP

Die mindestens im Bereich der KPP zu messenden Parameter und die zugehörige Messinstrumentierung sind in Bild 9 dargestellt. Darüber hinaus sind die Baugrube und die Nachbarschaft ebenfalls messtechnisch zu überwachen. Weitere Ausführungen zur Beobachtungsmethode und zur Messtechnik finden sich in Katzenbach et al. (2010) und Turek (2015).

## 4 Beispiele aus der geotechnischen Ingenieurpraxis

Die KPP ist als technisch und wirtschaftlich optimiertes Gründungssystem in der Ingenieurpraxis - insbesondere in Europa - fest etabliert. Eine Vielzahl von Beispielen, wie z.B. in Reul (2000) und Katzenbach et al. (2009) dokumentiert, zeigt eine hervorragende Anwendbarkeit. Der Anwendungsbereich erstreckt sich inzwischen nicht nur auf rein vertikal belastete KPP's, sondern wurde auch auf horizontale Belastungen erweitert (Turek 2006).

### 4.1 Hochhaus „Messturm“ im setzungsaktiven Frankfurter Ton

Das Hochhaus „Messturm“ in Frankfurt am Main hat eine Höhe von 256,5 m und ist auf der ersten KPP dieser Dimension im setzungsaktiven Frankfurter Ton gegründet (Bild 10 links). Die Fundamentplatte hat einen Grundriss von 58,8 m x 58,8 m und eine Dicke von 6 m im Zentrum und 3 m an den Rändern. Die Unterkante der Fundamentplatte liegt zwischen 11 m und 14 m Tiefe unter der Geländeoberfläche. Die Fundamentplatte ist mit 64 Bohrpfählen kombiniert. Die Pfähle haben einen Durchmesser von 1,3 m und eine Länge von 30,9 m im Zentrum und 26,9 m an den Rändern (Bild 10 rechts). Die totale Bauwerkslast beträgt 1.855 MN einschließlich 30 % Verkehrslast.

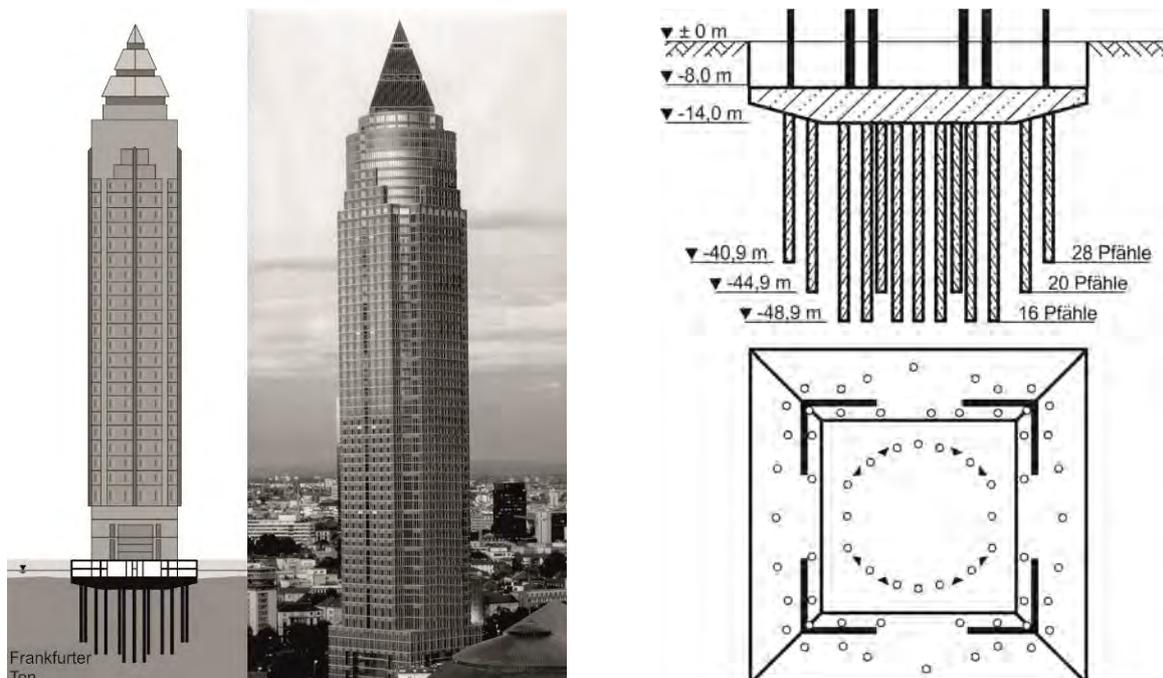


Bild 10: Messturm in Frankfurt am Main

Auf dem Projektareal stehen unter künstlichen Auffüllungen quartäre Sande und Kiese an. Ab einer Tiefe von 8 m bis 10 m unter der Geländeoberfläche folgt der tertiäre Frankfurter Ton bis in große Tiefen, festes Grundgebirge wurde unter dem Messeturm bis in 100 m Tiefe unter der Geländeoberfläche nicht aufgeschlossen. Das Grundwasser steht rd. 5 m unter Geländeoberfläche an.

Das komplexe Trag- und Verformungsverhalten ist durch die Steifigkeit des Gründungssystems selbst sowie das zeitvariante Materialverhalten des Frankfurter Tons bestimmt. Deshalb wurde bereits in der Planungsphase ein umfassendes Messprogramm erarbeitet und umgesetzt. Die gemessenen Setzungen betragen im Zentrum der Fundamentplatte 13 cm und am Plattenrand 8 - 9 cm (Bild 11).

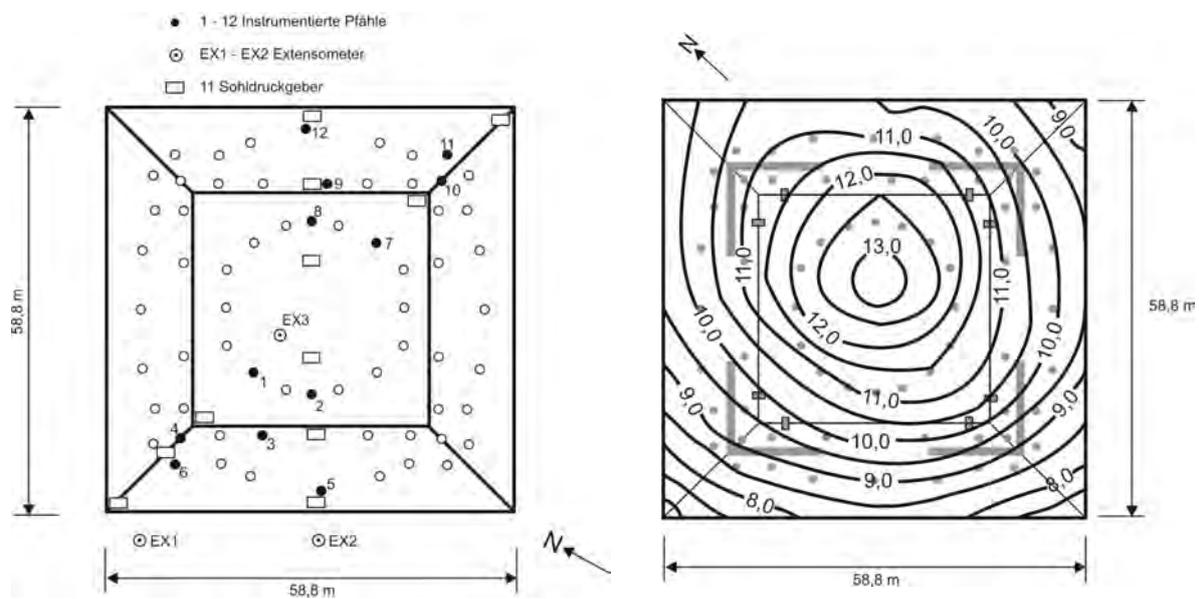


Bild 11: Messkonzept und gemessene Setzungen in [cm]

Die KPP wurde u.a. auch mit Hilfe der Finite-Element-Methode (FEM) berechnet. Hierzu wurde unter Ausnutzung von Symmetrieachsen ein Ausschnitt der KPP und des umgebenden Baugrunds modelliert (Bild 12 links).

In den FE-Berechnungen wurde der Belastungsprozess des nichtlinearen und vom Spannungszustand und vom Spannungspfad abhängigen Lastverformungsverhaltens des Frankfurter Tons schrittweise modelliert. Dabei wurden die seinerzeit noch zulässige Grundwasserabsenkung, der Aushub der Baugrube, die Herstellung der KPP, die Belastung der KPP durch den Hochhausneubau und der sukzessive Grundwasserwiederanstieg erfasst.

Im Rahmen einer Variantenstudie wurden unterschiedliche Gründungssysteme untersucht. Für eine reine Flachgründung auf einer Fundamentplatte hätten sich rechnerische Setzungen von 32,5 cm ergeben. Für eine reine Pfahlgründung wären 316 Pfähle mit einer Länge von 30 m notwendig gewesen. Der Vergleich mit den 64 Pfählen der KPP zeigt, dass die KPP erheblich weniger Ressourcen wie Material, Energie, Geld und Zeit verbraucht hat.

Die für die ausgeführte KPP berechneten Setzungen sind nahezu gleich den gemessenen Setzungen (Bild 12 rechts). Der Pfahlplattenkoeffizient der KPP beträgt  $\alpha_{KPP} = 0,43$ .

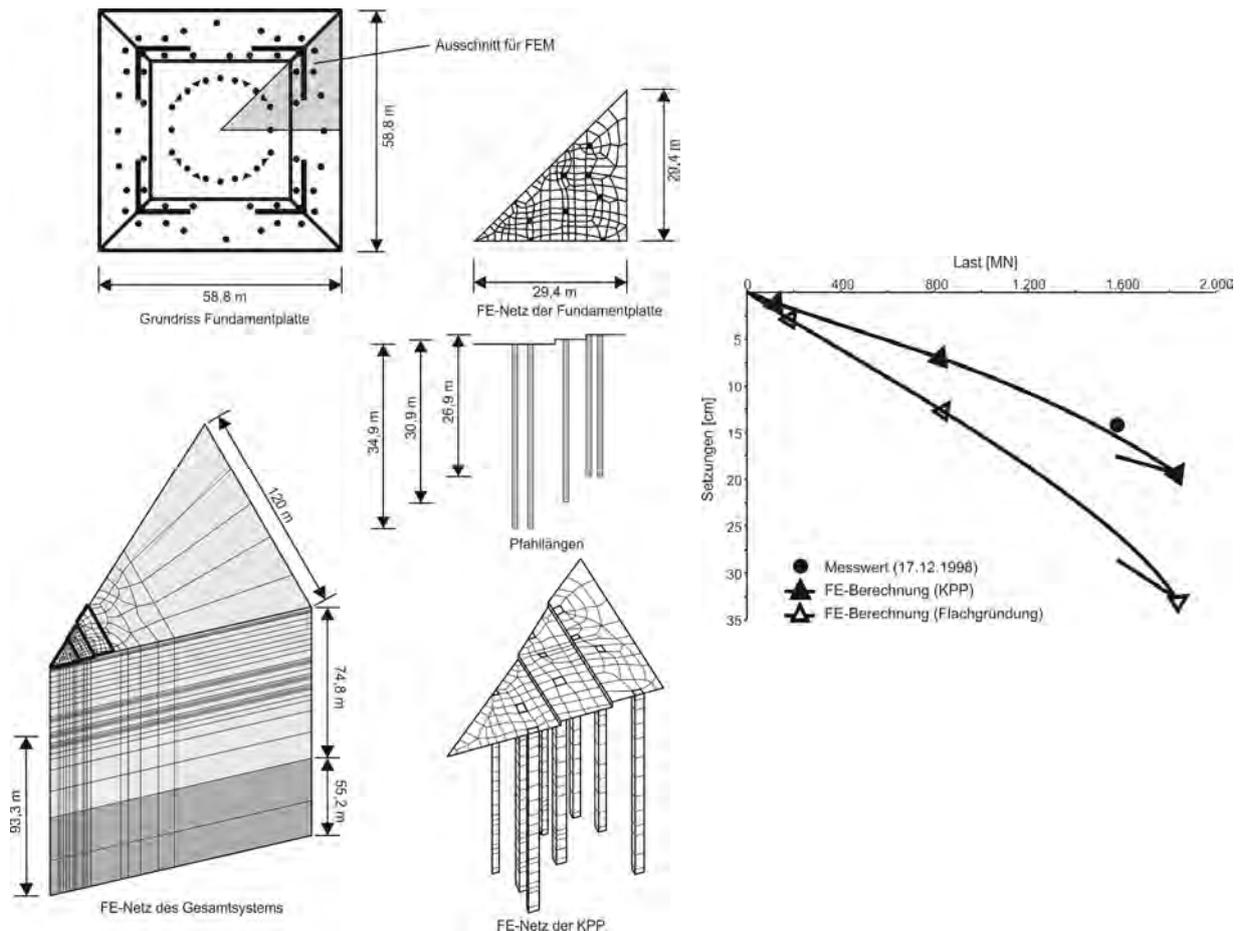


Bild 12: FE-Modell und berechnete und gemessene Setzungen

#### 4.2 Hochhausgründung neben dem S-Bahntunnel im Offenbacher Rupelton

In der Innenstadt von Offenbach am Main wurde der 140 m hohe City-Tower im tertiären Rupelton auf einer KPP gegründet (Katzentrichterpfahlplatte) (Katzentbach et al. 2001). In einem Abstand von nur 4 m verläuft der S-Bahntunnel parallel zum Projektareal (Bild 13). Für die Bemessung der KPP wurden umfangreiche numerische Simulationen unter Berücksichtigung der Symmetrieachse durchgeführt. Dabei wurden insbesondere die Lasthistorie des Projektareals durch Simulation des Rückbaus des bestehenden Bauwerks sowie der Aushub der Baugrube und der Neubau des Hochhauses mit erfasst.

Die KPP besteht aus 36 Pfählen mit einer Länge zwischen 25 m am Rand und 35 m im Zentrum der Fundamentplatte. Der Pfahldurchmesser beträgt 1,50 m. Die Fundamentplatte hat eine Dicke von rd. 3 m.

Aufgrund der Komplexität der Baumaßnahme im Nahbereich zum S-Bahntunnel und der Einordnung der gesamten Baumaßnahme in die Geotechnische Kategorie GK 3 wurde ein umfassendes geotechnisches und geodätisches Messprogramm installiert. Bild 13 zeigt rechts oben die Gründung im Grundriss sowie die zugehörige geotechnische Instrumentierung. Insgesamt wurden sechs Gründungspfähle messtechnisch instrumentiert. Hierzu zählen Kraftmessdosen am Pfahlkopf und Pfahlfuß sowie 8 Dehnungsmessgeber in vier verschiedenen Tiefen entlang des Pfahls. Die durch den Neubau erzeugten Setzungen

wurden mit einem Extensometer unter dem Hochhauskern und einem Extensometer zwischen Verbaukonstruktion und S-Bahntunnel gemessen. Darüber hinaus wurde ein Inklinometer hinter der Verbaukonstruktion zur Messung der horizontalen Verformungen im Bereich des Tunnels installiert. Bild 14 zeigt schematisch die Anordnung von Kraftmessdosen, Sohldruckgebern und Piezometern.

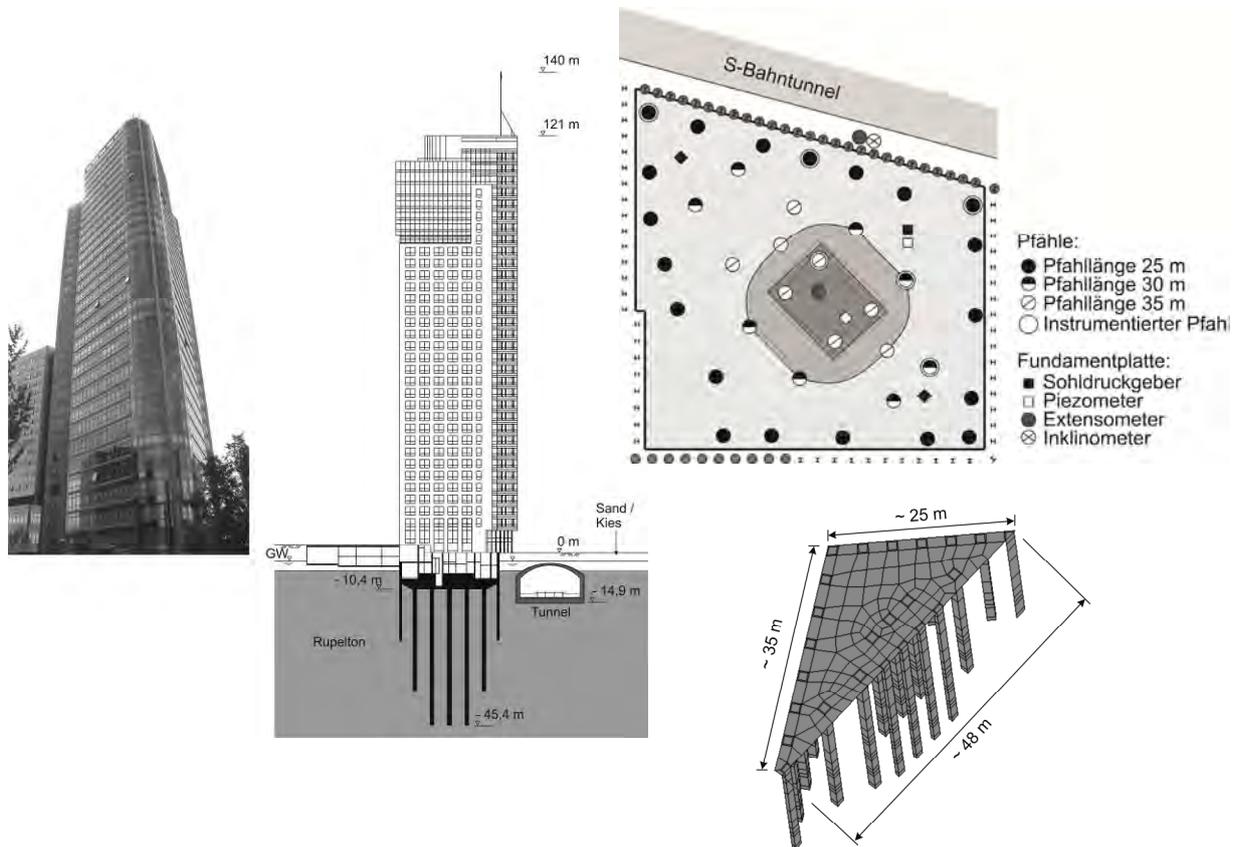


Bild 13: City-Tower in Offenbach am Main (links), messtechnische Instrumentierung (rechts oben) und FE-Netz der KPP (rechts unten)

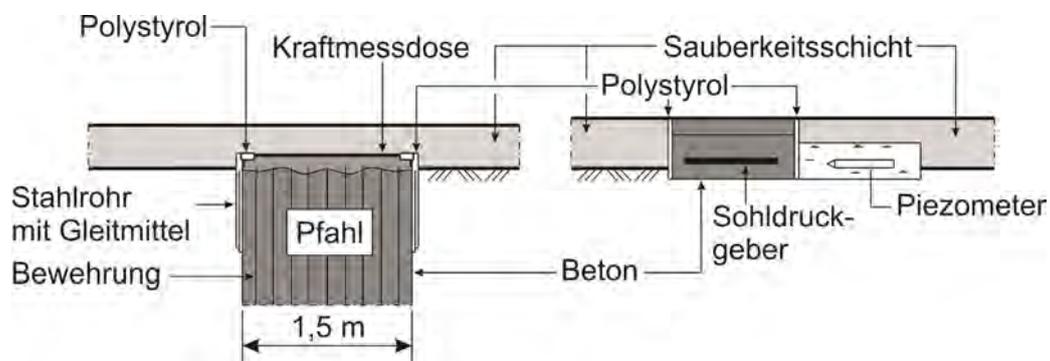


Bild 14: Schematische Darstellung der geotechnischen Instrumentierung

### 4.3 Pfahlprobelastung zur Optimierung einer KPP

Für den Neubau eines Hochhauses in weichem Baugrund an der Westküste in Afrika wurden zur Dimensionierung einer KPP numerische Simulationen durchgeführt. Die Kalibrierung der numerischen Simulationen erfolgte anhand der Ergebnisse einer Pfahlprobelastung, die auf dem Projektareal durchgeführt wurde. Als Belastungseinrichtung wurden Osterberg-Zellen (O-Zellen) verwendet. Der Testpfahl bestand aus drei Testsegmenten: Dem oberen Testsegment 1, dem mittleren Testsegment 2 zwischen den beiden O-Zellen und dem unteren Testsegment 3.

Zur Ermittlung des Pfahlfußwiderstands und der Mantelreibung der verschiedenen Bodenschichten wurden die einzelnen O-Zellen in verschiedenen Testphasen aktiviert. Zur Bestimmung der Mantelreibung und des Pfahlfußwiderstands von Testsegment 3 wurde die untere O-Zelle aktiviert, während Testsegment 2 als Widerlager genutzt wurde. Zur Bestimmung der Mantelreibung von Testsegment 2 wurde die obere O-Zelle aktiviert, während die untere O-Zelle drucklos geschaltet wurde. In dieser Testphase bildete Testsegment 1 das Widerlager. Zur Bestimmung der Mantelreibung von Testsegment 1 wurde die obere O-Zelle aktiviert und die untere O-Zelle steif geschaltet. In dieser Testphase bilden die Testsegmente 2 und 3 das Widerlager.

Die Kalibrierung der numerischen Simulationen für die KPP wurde anhand einer numerischen Rückrechnung der Pfahlprobelastung mit der FEM vorgenommen. Bild 15 zeigt das Schema des Versuchsaufbaus und das Netz der FEM-Simulation mit den drei Testsegmenten und den beiden O-Zellen.

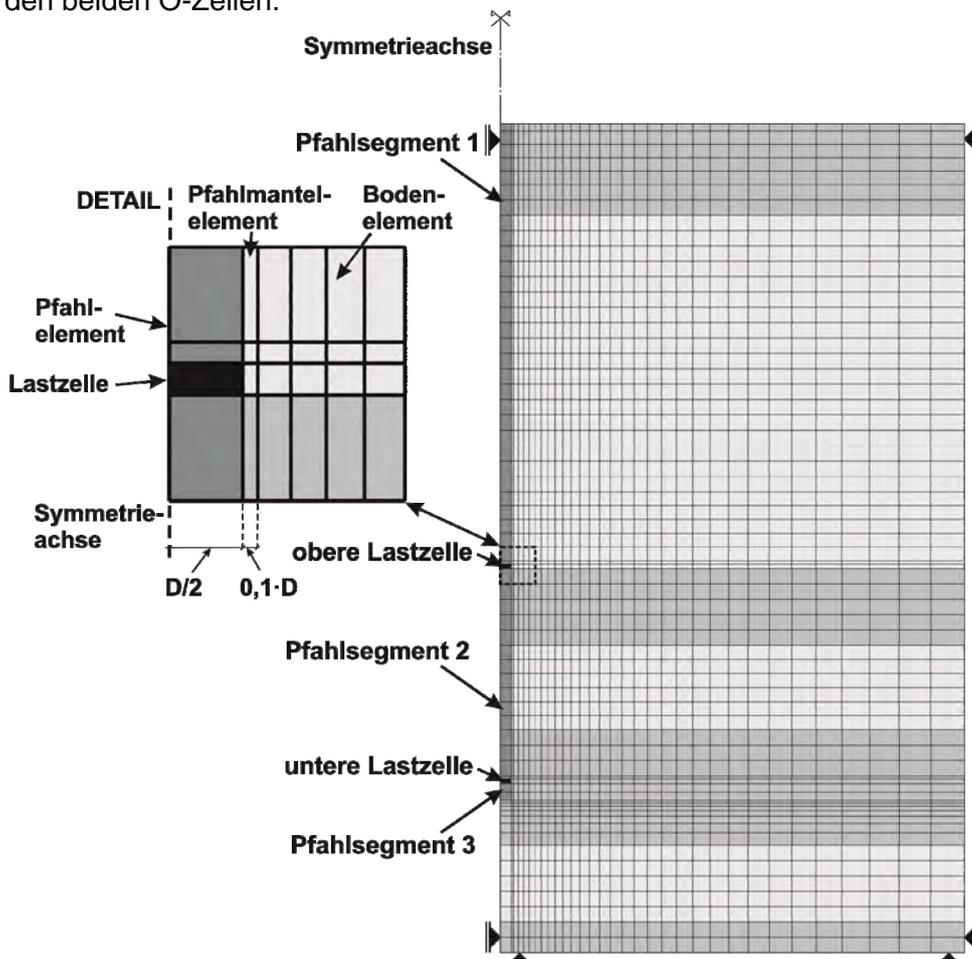


Bild 15: Schema der Pfahlprobelastung und numerische Simulation

Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastung in-situ und der numerischen Rückrechnung sind in Bild 16 links dargestellt und zeigen eine gute Übereinstimmung. Auf Basis der Ergebnisse der numerischen Rückrechnung wurden die durch die Baugrunderkundung ermittelten bodenmechanischen Parameter angepasst. Die Dimensionierung der KPP erfolgt dann durch dreidimensionale, nichtlineare FE-Simulationen. Länge, Durchmesser und Anzahl der Pfähle wurden mit Hilfe der FE-Simulationen unter Berücksichtigung der Anforderungen an das Trag- und Verformungsverhalten optimiert. Bild 16 zeigt rechts das FE-Netz der optimierten KPP.

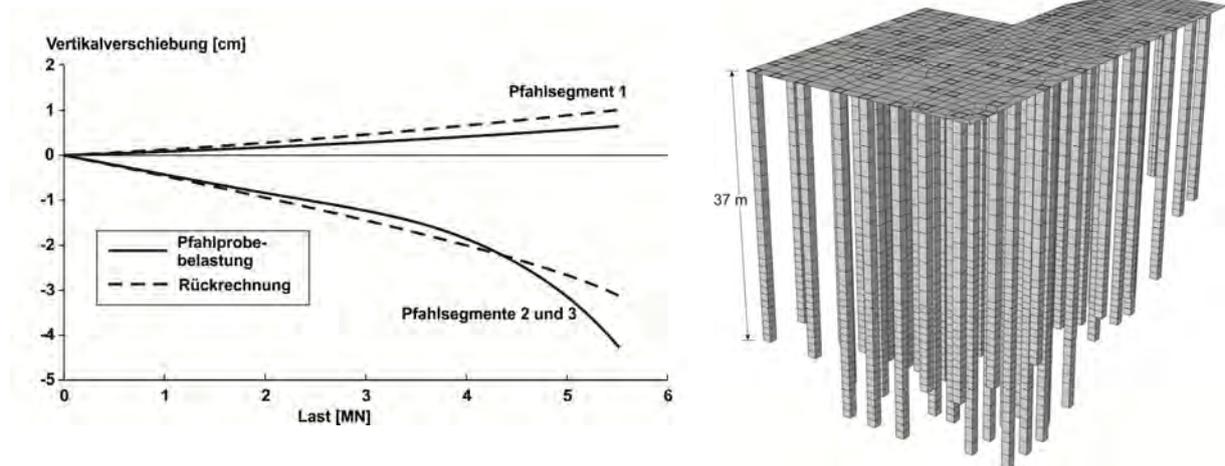


Bild 16: Ergebnisse der Pfahlprobebelastung in-situ und der numerischen Simulation (links) und FE-Netz der optimierten KPP (rechts)

#### 4.4 Spezialgründung über der Rheintalgrabenrandverwerfung

Im Zuge der Baugrunderkundung für das 2007 eröffnete Darmstädter Wissenschafts- und Kongresszentrum (Darmstadtium, Bild 17 links) stellte sich heraus, dass das Baufeld durch die Rheintalgrabenrandverwerfung zweigeteilt ist (Katzenbach et al. 2012). Im nördlichen und westlichen Bereich stehen die Lockersedimente des Rheintalgrabens an. Im östlichen und südlichen Bereich trifft man auf den Fels des Odenwaldkristallin, den sogenannten Granodiorit (Bild 17 rechts).



Bild 17: Darmstadtium (links) und Verlauf der Rheintalgrabenrandverwerfung innerhalb der Baugrube (rechts)

Bis in die Gegenwart sind entlang der Verwerfungszone die tektonischen Vorgänge nicht abgeklungen. Die westlich der Rheintalgrabenrandverwerfung im Rheintalgraben liegenden Teile Darmstadts sinken um bis zu 0,5 mm pro Jahr ab. Daher mussten das Gründungssystem und die aufgehende Konstruktion auf die tektonischen Zwangsverformungen ausgelegt werden. Die Gründung im Felsbereich erfolgte als Flachgründung und im Bereich des Rheintalgrabens als KPP (Bild 18).

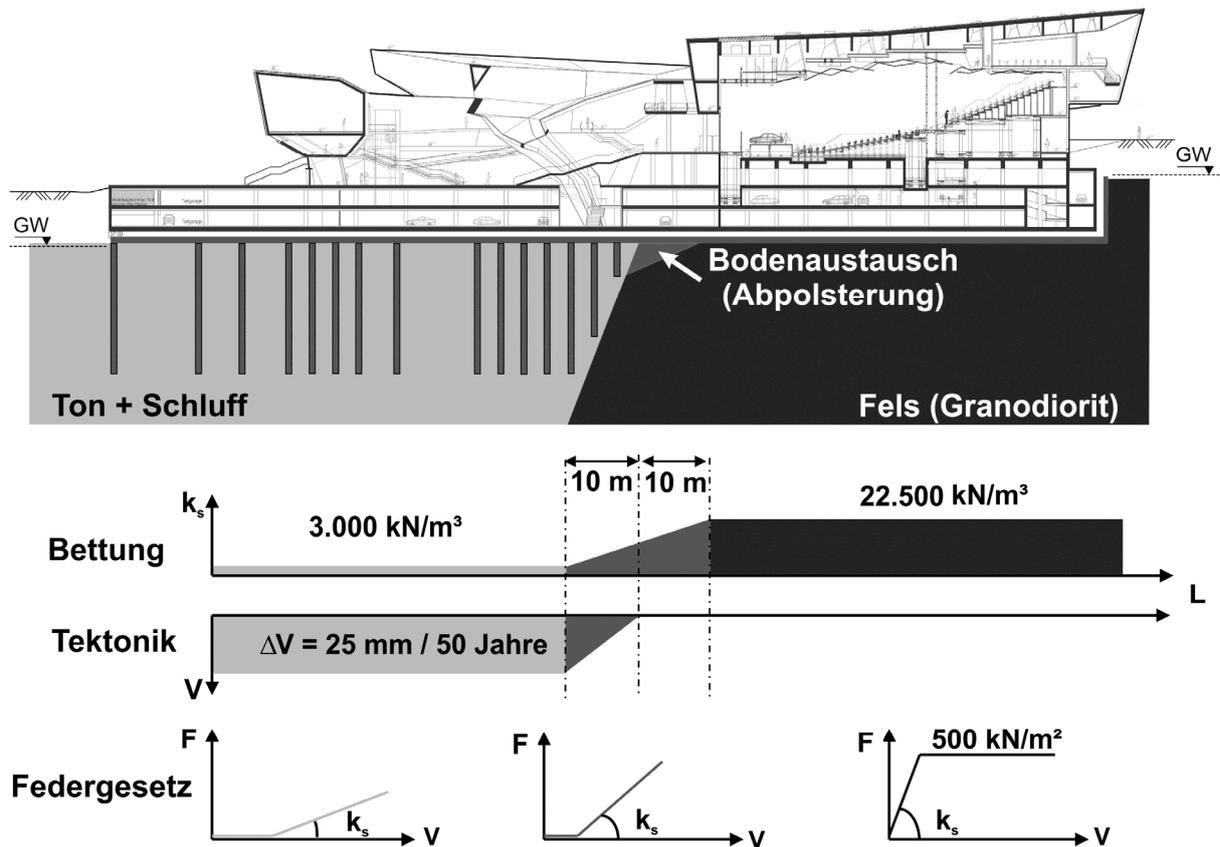


Bild 18: Gründungssystem des Darmstadtiums

#### 4.5 Hochhausgründung im Mannheimer Rheinkies

Nicht nur für hochkomplexe Bauvorhaben mit sensibler Nachbarbebauung oder schwierigen Baugrundverhältnissen kann die KPP eine technisch und wirtschaftlich optimale Lösung darstellen. Der Victoria-Turm in Mannheim mit 97 m Höhe wurde auf einer KPP gegründet (Bild 19). Die Fundamentplatte hat eine Dicke von 3 m. Die Pfähle sind im Kernbereich 20 m und im Randbereich 15 m lang.

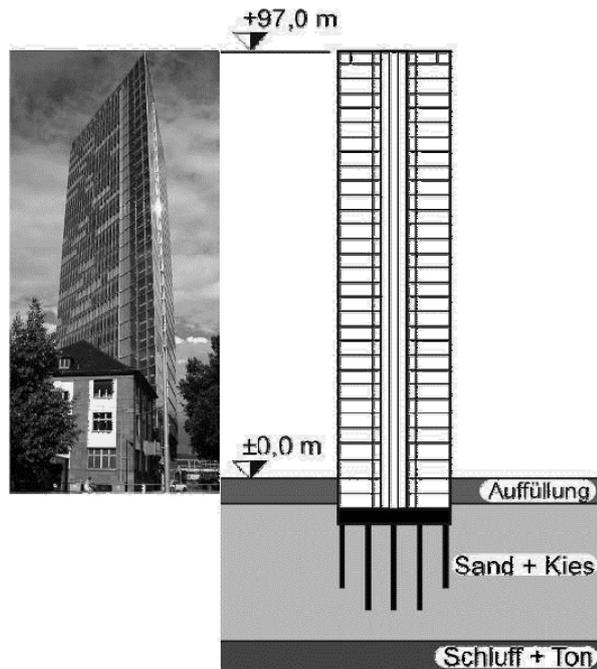


Bild 19: Victoria-Turm in Mannheim

## 5 Zusammenfassung

KPP's sind hybride Verbundkonstruktionen bestehend aus Fundamentplatte, Tiefgründungselementen und dem umgebenden Boden. Für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung werden i.d.R. numerische Berechnungsmethoden wie die FEM verwendet. Die Kalibrierung der numerischen Berechnungsmodelle erfolgt idealerweise an Pfahlprobebelastungen, die in-situ auf dem Projektareal ausgeführt worden sind.

Die Vorteile einer KPP gegenüber einer konventionellen Flachgründung und einer klassischen Pfahlgründung können wie folgt zusammengefasst werden:

- Reduktion von Setzungen und Setzungsdifferenzen
- Erhöhung der Tragfähigkeit von Flachgründungen
- Verringerung der Biegebeanspruchung der Fundamentplatte
- Einsparung von Pfahlmassen, erfahrungsgemäß zwischen 30 % und 50 % im Vergleich zur konventionellen Pfahlgründung

Für die optimale Bemessung einer KPP sind folgende Aspekte zu beachten:

- Die Pfähle sind direkt unter den Lasten der aufgehenden Konstruktion anzuordnen. Das Zentrum der Pfähle sollte direkt unter dem Schwerpunkt des Bauwerks liegen.
- Wenige lange Pfähle sind besser als viele kurze Pfähle.
- Die Länge der Pfähle ist auf die abzutragenden Lasten anzupassen. An den Rändern und den Ecken können i.d.R. kürzere Pfähle als im Zentrum der Fundamentplatte angeordnet werden.
- Das Optimum des Pfahlplattenkoeffizienten beträgt  $\alpha_{KPP} = 0,5$  bis  $0,7$ .

## 6 Literatur

- Amann, P. (1975): Über den Einfluss des Verformungsverhaltens des Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines Hochhauses und die Form der Setzungsmulde. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23.
- Cooke, R.W. (1986): Piled raft foundations on stiff clays - a contribution to design philosophy. *Géotechnique* 36, No. 22, 169-203.
- DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle). 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- EI-Mossallamy, Y. (1996): Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 36.
- Gravert, F.W. (1975): Ein Beitrag zur Gründung von Hochhäusern auf bindigen Böden. Deutsche Konferenz Hochhäuser, Deutsche Gruppe der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, 2.-4. Oktober, Mainz, 216-224.
- Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G. (2002): Kombinierte Pfahl-Plattengründungen. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- ISSMGE International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (2013): ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline.
- Katzenbach, R. (1995): Hochhausgründungen im setzungsaktiven Frankfurter Ton.10. Christian Veder Kolloquium, 20. April, Graz, Österreich, 44-58.
- Katzenbach, R., Reul, O. (1997): Design and performance of piled rafts. 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 06.-12. September, Hamburg, Vol. 4, 2253-2256.
- Katzenbach, R., Schmitt, A., Turek, J. (2001): Setzungsarme Hochhausgründung neben einem Tunnel. *Beratende Ingenieure*, Heft 7/8, 32-35.
- Katzenbach, R., Bachmann, G., Boled-Mekasha, G., Ramm, H. (2005): Combined Pile-Raft Foundations (CPRF): An appropriate solution for the foundation of high-rise buildings. *Slovak Journal of Civil Engineering*, Heft 3, 19-29.
- Katzenbach, R., Boled-Mekasha, G., Wachter, S. (2006): Gründung turmartiger Bauwerke. *Beton-Kalender*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 409-468.
- Katzenbach, R., Leppla, S., Vogler, M., Kuttig, H., Dunaevskiy, R. (2009): Gründungsoptimierung von Hochhäusern in Kiev. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 81, 93-107.
- Katzenbach, R., Bachmann, G., Leppla, S., Ramm, H. (2010): Chances and limitations of the observational method in geotechnical monitoring. 14<sup>th</sup> Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, 02.-04. Juni, Bratislava, Slowakei, 13 S.
- Katzenbach, R., Leppla, S., Seip, M. (2011): Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons infolge Baugrundentlastung. *Bauingenieur* 86, Heft 5, Springer VDI Verlag, Düsseldorf, 233-240.
- Katzenbach, R., Leppla, S., Ramm, H., Waberseck, T., Vogler, M., Seip, M. (2012): Geotechnik und Geothermie in der Region Rhein-Main-Neckar. 32. Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 26.-29. September, Mainz, 7-14.
- Katzenbach, R., Leppla, S. (2013): Gründungen im Hoch- und Ingenieurbau. *Beton-Kalender* 2014, Band 2, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 165-242.
- Katzenbach, R., Leppla, S., Krajewski, W. (2014): Numerical analysis and verification of the soil-structure interaction in the course of large construction projects in inner cities. International Conference on Soil-Structure Interaction: Underground structures and retaining walls, 16.-18. Juni, St. Petersburg, Russland, 28-34.
- Katzenbach, R., Leppla, S., Seip, M. (2015): Existing underground structures in the vicinity of large construction projects. *World Tunnel Congress 2015*, 25.-28. Mai, Dubrovnik, Kroatien, 9 S.
- Kempfert, H.-G. (2009): Pfahlgründungen. *Grundbautaschenbuch*, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke. 7. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 73-278.

- Poulos, H.G. (1989): Pile behaviour - theory and application. *Géotechnique* 39, No. 3, 365-415.
- Poulos, H.G., Small, J.C., Ta., L.D., Simha, J., Chen, L. (1997): Comparison of some methods for analysis of piled rafts. 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 06.-12. September, Hamburg, Vol. 2, 1119-1124.
- Randolph, M.F. (1994): Design methods for pile groups and piled rafts. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 05.-10. Januar, Neu Dehli, Indien, Vol. 5, 61-82.
- Reul, O. (2000): In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft 53.
- Seip, M., Vogler, M., Kurze, S., Lentge, R., Buff, U., Ockert, J. (2014): Großprojekt MainTor in Frankfurt am Main - Geotechnische Herausforderungen bei Planung und Ausführung der Spezialtiefbaumaßnahmen. 33. Baugrundtagung, 23.-26. September, Berlin, 169-179.
- Sommer, H. (1976): Setzungen von Hochhäusern und benachbarten flachen Anbauten nach Theorie und Messungen. *Vorträge der Baugrundtagung in Nürnberg*, 141-169.
- Turek, J. (2006): Beitrag zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens horizontal belasteter Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft 72.
- Turek, J. (2015): Beobachtungsmethode und Messtechnik. *Handbuch des Spezialtiefbaus*, 3. Auflage, Bundesanzeiger Verlag, Köln, 924-942.

# **Langzeitkontrolle der Sicherungsmaßnahmen der Sonderabfalldeponie Malsch**

## **Long-term monitoring of the safeguards of the hazardous waste dump Malsch**

Dr.-Ing. Fred Dietzel, Dip.-Ing. Hans-Ulrich Unterweger  
SAD Sonderabfall-Deponiegesellschaft Baden-Württemberg mbH, Malsch

Hon.-Prof. Dr.-Ing. Walter Lächler, Dipl.-Geol. Werner Mergelsberg  
Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

### **Kurzfassung**

Nachdem in den 1980er Jahren im Vorland der Sonderabfalldeponie Malsch in erheblichem Umfang Umweltschäden aufgetreten waren, wurde die Deponie in den Jahren 1992 bis 1995 gesichert. Dazu wurden ein Dränagesystem, eine vollständige Umschließung mittels Dichtwand und eine Oberflächenabdichtung hergestellt.

Von Beginn an war Ziel, die dauerhafte Wirksamkeit der Sicherungsmaßnahmen zu kontrollieren. In diesem Beitrag werden die einzelnen Sicherungsmaßnahmen und die zugehörigen Kontrollsysteme kurz erläutert. Detailliert wird auf die Ergebnisse der direkten und indirekten Kontrollen der Dichtwand mittels geophysikalischer Messungen eingegangen. Dabei werden sowohl die Messungen zur Überprüfung der Dichtwand selbst (Mise-à-la-masse) als auch die Messungen zum Nachweis von Veränderungen der Schadstoffbelastung im Vorland durch Widerstandsmessungen sowie durch Messung der Polarisation vorgestellt und in ihrer Aussagekraft bewertet. Daneben wird auch auf die Entwicklung der Sickerwassermengen über die Jahre eingegangen sowie das Setzungsverhalten der Deponie aufgezeigt. Abschließend werden im Beitrag die gewählten Verfahren zur langfristigen Kontrolle der Sicherheitssysteme bei dieser Deponie bewertet.

### **Abstract**

After significant environmental damage had occurred in the 1980s in the berm of the hazardous waste landfill Malsch, the dump underwent remediation between 1992 and 1995. For this purpose, a leachate collection drain system, a complete enclosure by means of a cut-off wall and a sealing cover were constructed.

From the outset the objective was to control the permanent effectiveness of protective measures. In this paper, the individual protective measures and associated control systems are briefly explained. The results of the direct and indirect controls of the sealing wall by means of geophysical measurements are discussed in detail. Both the measurements to verify the cut-off wall itself (mise-à-la-masse) and the measurements for the detection of changes in the pollution in the berm by means of resistance and polarization measurements are presented and their significance assessed. Furthermore, the development of the leachate volume over the years is addressed and the settlement behaviour of the landfill highlighted. The chosen method for the long-term control of the safety systems are finally evaluated at this landfill in the article.

## 1 Einleitung

Die Sonderabfalldeponie Malsch liegt südlich von Heidelberg in einer alten Tongrube. Sie wurde im Jahre 1984 planmäßig geschlossen, nachdem ca. 700.000 t Sonderabfall auf einer Fläche von etwa 5 ha eingelagert worden waren. Im Zuge von Nachsorgeuntersuchungen wurde dann festgestellt, dass kontaminierte Sickerwässer ins westliche Vorland austraten. Daraufhin wurden ein umfangreiches Untersuchungsprogramm ausgeführt und daraus geeignete Sicherungsmaßnahmen abgeleitet, die stufenweise zur Ausführung kamen. Zuerst wurde eine auf die speziellen Randbedingungen von Malsch abgestimmte Sickerwasservorbehandlungsanlage errichtet. Sodann wurde die Deponieoberfläche im Rahmen der Oberflächenabdichtung Stufe 1 durch eine Kunststoffdichtungsbahn abgedeckt. Zur Minimierung des Grundwassereintritts in die Deponie und von Sickerwasseraustritten wurde die Deponie mit einer zwischen 20 m und 57 m tiefen Schlitzwand (Zweiphasenwand) umschlossen. Außerhalb der Deponie dient eine 700 m lange Dränage zur Hangwasserfassung. Innerhalb der Deponie wurde eine ca. 200 m lange Innendränage durch den Sonderabfall bis zur Deponiebasis an der westlichen Deponieböschung erstellt. Durch die Innendränage wird das Sickerwasser innerhalb der Deponie soweit abgesenkt, dass ständig ein hydraulischer Gradient in die Deponie hinein vorhanden ist. Zum Abschluss der Maßnahmen wurde die Oberfläche nach dem damaligen Stand der Technik mit einer Kombinationsdichtung (mineralische Dichtung und Kunststoffdichtung) abgedichtet.

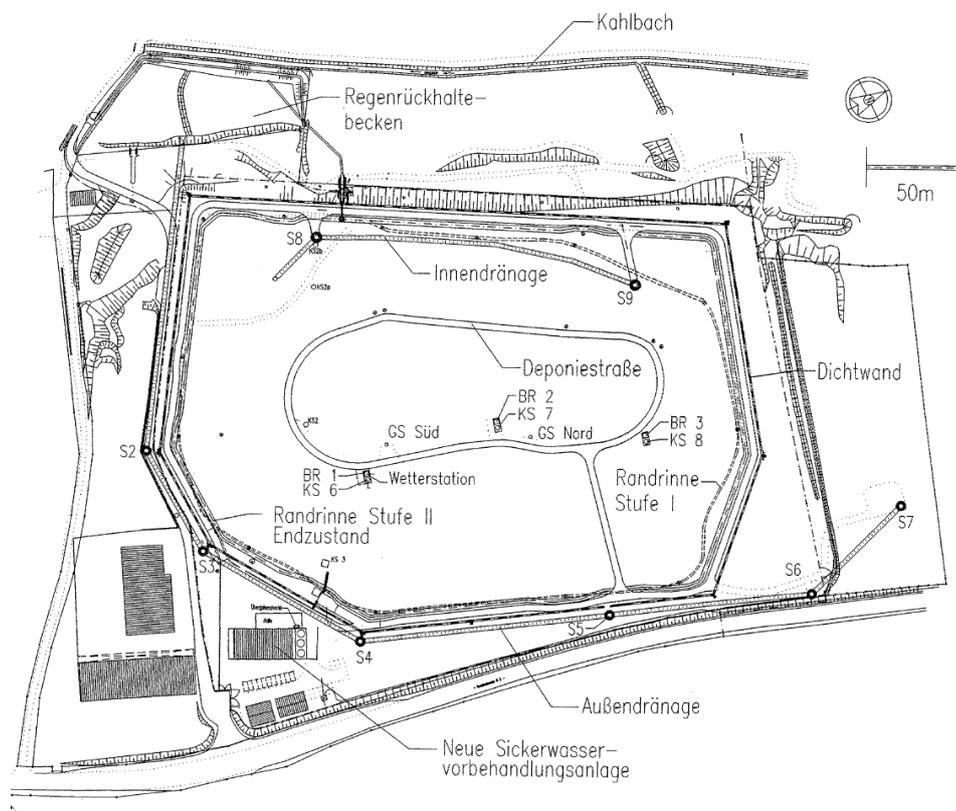
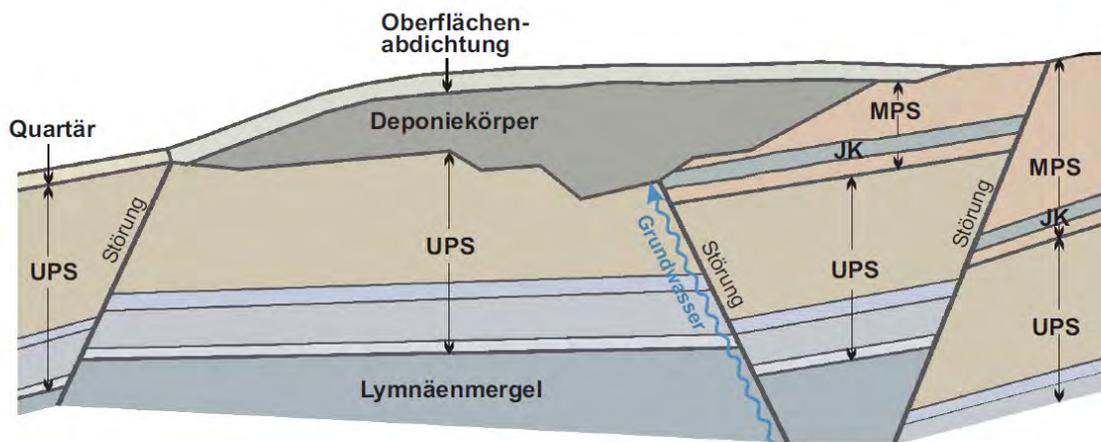


Abbildung 1: Lageplan der Deponie mit Sicherungsmaßnahmen

## 2 Geologische und hydrogeologische Randbedingungen

Die Sonderabfalldeponie Malsch liegt am östlichen Rand des Oberrheingrabens auf der sogenannten "Tertiärscholle von Rot-Malsch". Der Untergrund ist durch die für die Rheingraben-depression typischen Staffelbrüche verschert und markiert den Übergang zwischen dem Keupergebiet des Kraichgauwestrandes und den tertiären bzw. quartären Grabenfüllungen. Das Gebiet ist damit tektonisch stark beansprucht. Mehrere Störungen durchziehen den unmittelbaren Deponieuntergrund.

Stark vereinfacht lässt sich der Schichtenaufbau im Deponienahbereich wie folgt angeben (Abbildung 2):



Geologischer Prinzipschnitt durch die SAD Malsch (unmaßstäblich)

Abbildung 2: Geologischer Prinzipschnitt durch die SAD Malsch

- Quartäre Schichten  
Flugsande und teilweise Lösslehme, im nordöstlichen Teil der Deponie stark wasserführend, gut wasserleitend, jedoch nur sporadisch und partiell wassererfüllt.
- Mittlere Pechelbronner Schichten (MPS) (Oligozän)  
Ton- und Tonmergelsteine mit Konglomeratbänken (Hauptkonglomerat ca. 1 m mächtig im Liegenden, Jurakonglomerat bis ca. 5 m mächtig im Nordwesten der Deponie). Die Konglomerate sind wasserleitend, der bedeutendste Wasserleiter ist dabei das Jurakonglomerat.
- Untere Pechelbronner Schichten (UPS) (Eozän)  
Die UPS bestehen im Wesentlichen aus Ton- und Schluffmergel, die teilweise zu Ton und Schluffsteinen verfestigt sind. Bereichsweise bilden die UPS die Deponiebasis. Sie sind als Grundwassernichtleiter anzusprechen.
- Lymnänenmergel (Eozän)  
Schluffsteine mit wasserführenden Sand- und Kalksandsteinbänken sowie mehreren Braunkohleflözen.

Durch die starke **tektonische Beanspruchung** ist der Untergrund in verschiedene, gegeneinander verkippte, meist nach Nordosten oder Nordwesten einfallende Schollen zerlegt. Die Störungen sind entsprechend den Erkundungsergebnissen als bis zu 10 m breite Störungszonen ausgebildet. Die Wasserwegsamkeit an den Störungen wird als gering eingestuft.

Die Konglomeratschichten der mittleren Pechelbronner Schichten streichen zum Teil mehrfach in die Deponie aus. Es sickert damit sowohl tertiäres, als auch quartäres Grundwasser in die Deponie ein. Die mittlere Zuflussmenge aus dem Untergrund in die Deponie wurde auf knapp 20 m<sup>3</sup> pro Tag geschätzt. Die Durchlässigkeit des Deponiegutes ist sehr stark schwankend.

### 3 Gefährdungspotential und Sanierungsziele

Bei Beginn der Verfüllung der Deponie war man davon ausgegangen, dass die ehemalige Tongrube mit ihren Ton-/ Schluffmergeln einen ausreichend "naturdichten" Untergrund aufweist. Abdichtungsmaßnahmen an der Basis oder in den Böschungen wurden deshalb nicht ausgeführt. Nach Schließung der Deponie wurde eine mineralische Oberflächenabdeckung im Kuppenbereich, jedoch nicht in den Flanken aufgebracht.

Im Jahre 1983 durchgeführte Grundwasseranalysen zeigten dann, dass Deponiesickerwasser sowohl in die quartären als auch in die tertiären Schichten (insbesondere die Konglomerate) im Westen und Nordwesten der Deponie ausgetreten war. Eine direkte hydraulische Verbindung beider Grundwasserleiter im unmittelbaren westlichen Vorland der Deponie war zu diesem Zeitpunkt noch nicht bekannt. In umfangreichen Untersuchungsprogrammen wurden daraufhin in den folgenden Jahren die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse erkundet und bewertet, wobei neben der Verunreinigung des Grundwassers auch mögliche Kontaminationen von Luft und Boden im weiteren Umfeld der Deponie in die Untersuchungen einbezogen wurden.

Eine alte Dränage, die bereits während der Verfüllzeit errichtet worden war, leitet die Sickerwässer einem Schacht im Südwesten der Deponie zu. Die Wirksamkeit der Dränage war jedoch durch ihre ungenügende Tiefenlage und die ungünstige Lage des Sickerwassersammelschachtes stark eingeschränkt. Der Sickerwasserspiegel in der Deponie stand deshalb wesentlich höher an, als nach den Standsicherheitsgutachten zulässig gewesen wäre. Durch den hohen Sickerwasserspiegel innerhalb der Deponie war die Standsicherheit der westlichen Deponieböschung möglicherweise gefährdet.

Auf der Grundlage sämtlicher Untersuchungsergebnisse wurde eine Gefährdungsabschätzung durchgeführt. Diese ergab, dass das Schutzgut Grundwasser teilweise stark beeinträchtigt war. Für die anderen Schutzgüter (Mensch, Oberflächengewässer, Flora, Fauna, Boden) wurde aufgrund der vorhandenen Expositionssituation und der vorgesehenen Nutzung kein Sanierungsbedarf festgestellt.

Aus der Gefährdungsabschätzung wurden die folgenden Sanierungsziele abgeleitet:

- Unterbindung des Eindringens von Oberflächenwasser in den Deponiekörper
- Minimierung des Zustroms von Grundwasser in den Deponiekörper
- Unterbindung von Sickerwasseraustritten aus der Deponie.

-

Die vorangehend formulierten Sanierungsziele wurden wie folgt umgesetzt:

- eine Dichtwand um die gesamte Deponie
- eine Außendränage an der Nordost-, Ost- und Südostseite zur Hangwasserfassung
- eine Innendränage zur Absenkung des Sickerwasserspiegels  
und
- eine Oberflächenabdichtung.

Durch eine Vollumschließung mit Dichtwand und eine Absenkung des Wasserspiegels innerhalb der Deponie durch eine Innendränage wird ein hydraulischer Gradient in die Deponie hinein erzeugt. Sickerwasseraustritte aus der Deponie werden hierdurch nahezu vollständig unterbunden. Durch die ergänzende Oberflächenabdichtung wird darüber hinaus auch der Eintrag von Wasser in die Deponie weitestgehend verhindert. Abb. 1 zeigt die einzelnen Sicherungsmaßnahmen im Lageplan der Deponie.

#### **4 Langzeitkontrolle der Sicherungsmaßnahmen**

Die Herstellung der vorab beschriebenen Sicherungsmaßnahmen erfolgte unter Einhaltung der zum damaligen Zeitpunkt eingeführten, bzw. für dieses Bauvorhaben speziell definierten Qualitätsanforderungen, und sie wurden im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung fortlaufend kontrolliert. Damit konnte zum Ende der Baumaßnahme davon ausgegangen werden, dass die einzelnen Maßnahmen in der geforderten Qualität hergestellt worden waren. Unabhängig davon wurde im Nachsorgehandbuch auch ein Überwachungsprogramm definiert, anhand dessen die Funktionstüchtigkeit der Sicherungsmaßnahmen "auf Dauer" bestätigt werden sollte. Dieses Überwachungsprogramm umfasst folgende Teilaspekte:

- Sickerwasserbewirtschaftung
- Überwachung der Deponiebauwerke  
Schwerpunkte hierbei sind Prüfung und Kontrolle der Dichtwand, der Dränagen und der Oberflächenabdichtung sowie der technischen Einrichtungen sowie
- Umgebungsüberwachung  
hierzu gehören die Kontrolle des Verformungsverhaltens des Deponiekörpers, die Beobachtung der Grundwassermessstellen und Deponiegasmessungen. Von besonderer Bedeutung sind hierbei auch die geophysikalischen Messungen im Deponievorland zur ergänzenden Kontrolle der Dichtwand und des Verhaltens der Schadstofffahne im Vorland der Deponie.

Im Weiteren werden die einzelnen Kontrollmaßnahmen aufgezeigt, wobei jedoch nur auf die aus geotechnischer Sicht bedeutsamen Kontrollen für die Dichtwand und das Deponievorland eingegangen wird.

##### **4.1 Sickerwasserbewirtschaftung**

Im Rahmen der Sickerwasserbewirtschaftung werden die Sickerwassermengen kontrolliert und ihre Zusammensetzung analysiert, um daraus auf das "Auslaugungsverhalten" der Deponie zu schließen. Diese Daten liefern aber auch Hinweise auf Unregelmäßigkeiten beim

Sickerwasseranfall und sind damit indirekt auch ein Indiz auf eventuelle signifikante Veränderungen bei den Sicherungsmaßnahmen.

Die Wirkung der Abdichtungsmaßnahmen, also der Oberflächenabdichtung und Vertikalum-schließung zeigt Abbildung 3.

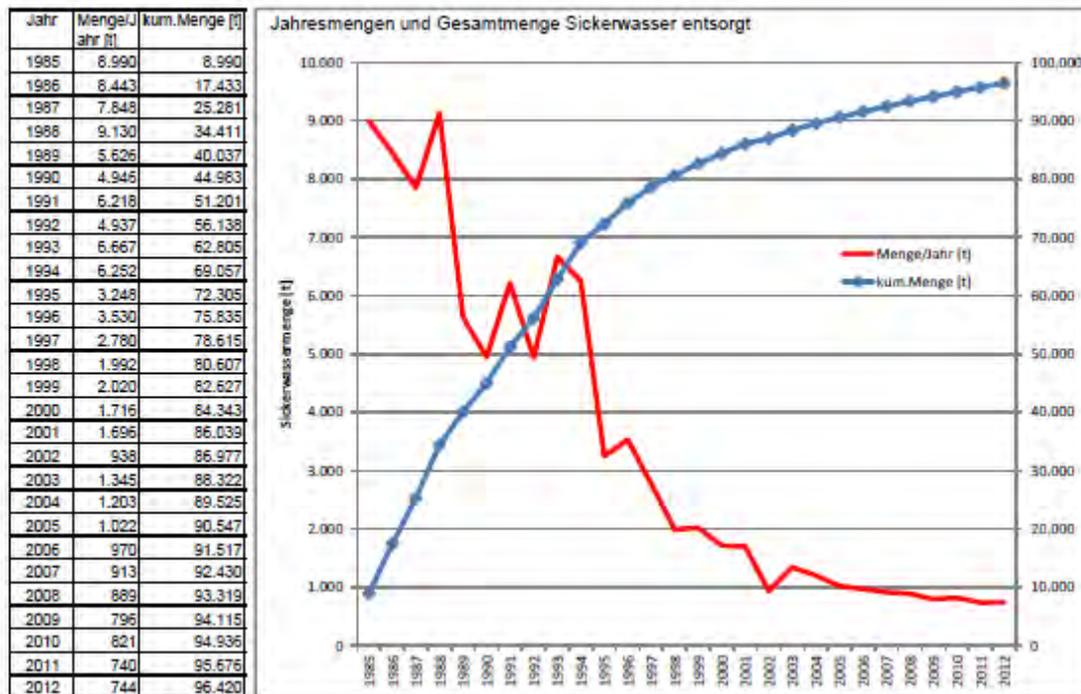


Abbildung 3: Jahres- und Gesamtmengen des Sickerwasseraufkommens

Die Grafik zeigt eindrucksvoll die Wirkung der Abdichtungsmaßnahmen. Zu Beginn der Sickerwasserfassung wurden Sickerwassermengen in einer Größenordnung von mehr als 8.000 t pro Jahr aus der Deponie abgepumpt. Nach Stilllegung der Deponie und einer ersten provisorischen Abdeckung mittels Erdüberschüttung von etwa 0,5 m ging der Sickerwasseranfall auf etwa 6.000 t zurück (1989). Die eigentlichen Sicherungsmaßnahmen wurden in den Jahren 1992 bis 1995 durchgeführt und ergaben den erwarteten deutlichen Rückgang des Sickerwasseranfalls auf anfangs etwa 3.000 t pro Jahr, also ein Drittel des ursprünglichen Sickerwasseranfalls. Seither nahm infolge "Ausblutens" des Deponiekörpers die Sickerwassermenge kontinuierlich auf zwischenzeitlich etwa 700 t pro Jahr ab.

Wesentliches Element der Sicherungsmaßnahmen ist die Herstellung einer Inversionsströmung, um den Austritt von Sickerwasser in die Umwelt zu minimieren. Der derzeitige Restanfall an Sickerwasser ist deshalb in diesem Zusammenhang zu bewerten. Über ein numerisches Modell waren vorab die Sicherungsmaßnahmen modelliert worden und hierbei eine Restsickerwassermenge aus der Inversionsströmung von etwa 5 % der ursprünglichen Menge ermittelt. Derzeit beträgt der Restsickerwasseranfall noch etwa 8 % und trifft deshalb bereits sehr gut mit der Prognose zusammen. Wie die Summenkurve belegt, ist derzeit neben dem durch Inversion der Deponie zuströmenden Grundwasser immer noch "Restwasser" aus dem "Ausbluten" der Deponie vorhanden. Die Ausbildung der Inversionsströmung wird über kontinuierliche Wasserstandsmessungen in Grundwassermessstellen im Umfeld

der Deponie kontrolliert. Hierdurch kann die Ausbildung einer Inversionsströmung belegt werden.

## 4.2 Überwachung der Deponiebauwerke

In Zusammenhang mit der Überwachung der Deponiebauwerke ist im vorliegenden Zusammenhang auch die Kontrolle der Verformungen der Deponieoberfläche erwähnenswert. Da das Verformungsverhalten einer Sonderabfalldeponie mit komplexem Inventar nur schwer abschätzbar war, bzw. keine Erfahrungswerte vorlagen, wie zum Beispiel für Siedlungsabfalldeponien, wurde auf der Basis von während der Planungsphase gewonnenen Setzungsmessungen das Verformungsverhalten mittels eines numerischen Modells mit elastoplastischem Stoffgesetz ermittelt und daraus die Beanspruchung des aus Kunststoffdichtungsbahnen und mineralischer Dichtung bestehenden Abdichtungssystems vorab abgeschätzt. Hierbei wurde besonderer Wert auf die Abschätzung kritischer lokaler Differenzsetzungen gelegt, um die Zugbeanspruchung der Dichtelemente bewerten zu können. Zur Kontrolle dieser Annahmen werden die Verformungen der Oberflächenabdichtung an ausgewählten Punkten gemessen und ihr zeitlicher Verlauf aufgetragen. Einen Überblick über die bislang vorliegenden Messergebnisse bietet Abbildung 4.

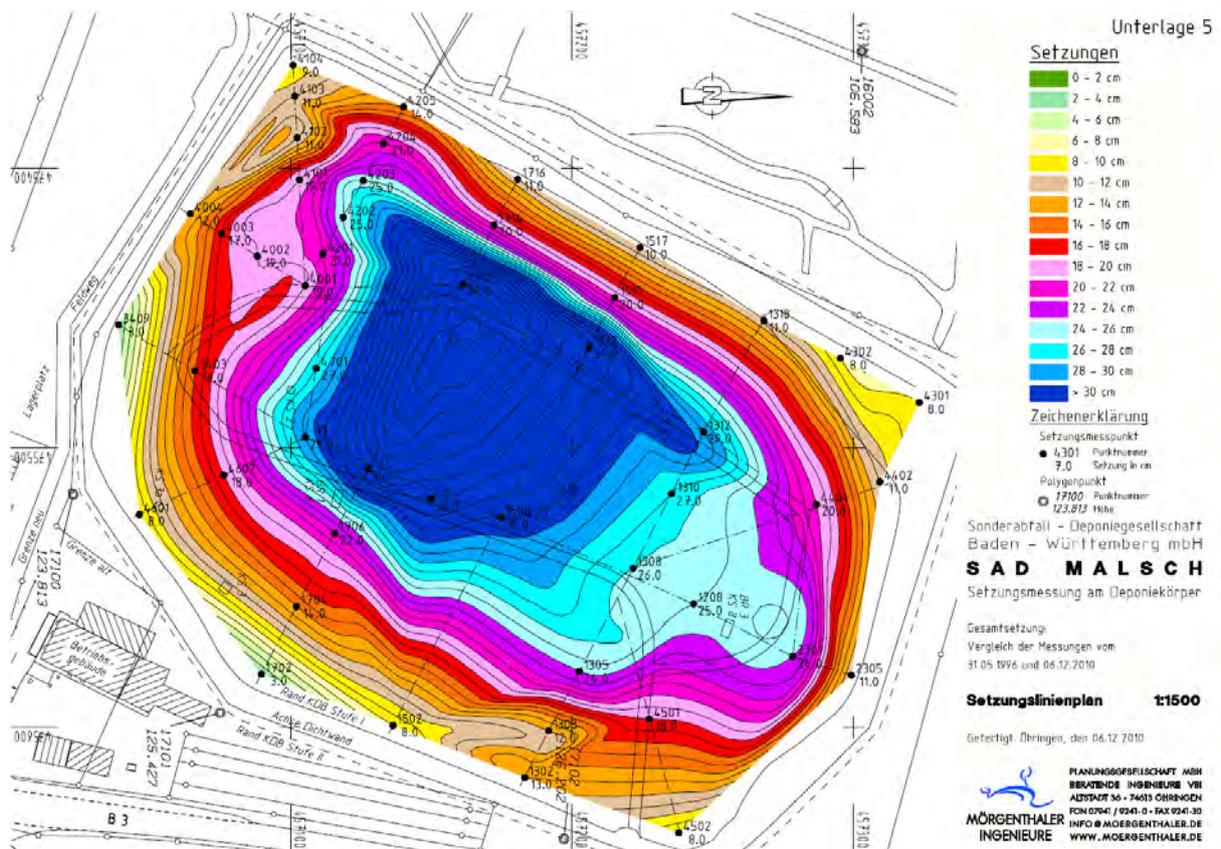


Abbildung 4: Setzungslinienplan; Setzungen im Zeitraum 1996 bis 2010

Ohne im Detail weiter drauf einzugehen, belegen die Messungen, dass bisher keine für die Oberflächenabdichtung kritischen Verformungszustände aufgetreten sind.

Wesentliches Bauwerk im Rahmen der Sicherungsmaßnahmen ist die Vertikalumschließung. Da ihre langfristige Gebrauchstauglichkeit einen wichtigen Bestandteil der Sicherungsmaßnahme bildet, wurde ihrer Kontrolle besondere Bedeutung zugemessen. Allerdings sind die Kontrollmöglichkeiten bautechnisch bedingt stark eingeschränkt. Die direkte Einsehbarkeit der Dichtwand über Kontrollschächte wäre nur mit erheblichem technischen Aufwand realisierbar gewesen und hätte darüber hinaus jeweils nur lokale Bereiche erfassbar gemacht. Als weitere direkte Methode wären Kontrollbohrungen möglich gewesen, in denen in zeitlichen Abständen die Durchlässigkeit der Dichtwand hätte kontrolliert werden können. Wegen der Risiken bei der Herstellung dieser Bohrungen und der erwarteten Unsicherheit bei der Bestimmung der geringen Durchlässigkeitsbeiwerte wurde auch diese Lösung verworfen. Unter Abwägung der Vor- und Nachteile der aufgezeichneten Lösungen hat man sich dann für ein Maßnahmenpaket aus geophysikalischen Verfahren, mit analogen Messungen der Grundwasserstände bzw. der chemischen Veränderungen im Grundwasser entschieden.

Um Aussagen zur Homogenität der Dichtwand bzw. **zur zeitlichen Ausbildung von Fehlstellen** in der Dichtwand zu erhalten, wurde aus der Vielzahl möglicher geophysikalischer Messverfahren **das Messverfahren Mise-à-la-masse** ausgewählt. Dieses Verfahren ist auch als Methode des geladenen Körpers bekannt und ist eine spezielle Form der geoelektrischen Widerstandskartierung. Dieses Messverfahren kann mit Erfolg eingesetzt werden, wenn innerhalb des Untersuchungsgebiets eine gut leitende Einlagerung im Untergrund vorhanden ist, die sich durch ihre physikalischen Eigenschaften signifikant von ihrer Umgebung abgrenzen lässt. Dies trifft hier für die in Schluff-/Tonsteinen eingebettete Dichtwand zu.

Für die Feldmessungen wurden Vierelektrodenanordnungen verwendet, um sicherzustellen, dass stets reproduzierbare Übergangswiderstände vorhanden sind. Zwei Elektroden dienen bei dieser Methode der Stromeinspeisung, zwei weitere der Spannungsmessung. Als Speiseelektroden dienen im vorliegenden Fall ein etwa 300 m langes, im Deponievorland in einem Entwässerungsgraben verlegtes Edelstahlkabel und ein weiteres, in einen Deponiebrunnen eingehängtes Edelstahlkabel. Zur Spannungsmessung wurden bei der Herstellung der Dichtwand auf der Westseite der Deponie im Grundwasserabstrom in jede Vorläuferlamelle Elektroden eingehängt. Als Ergebnis wird der scheinbare spezifische elektrische Widerstand aus der gemessenen Potentialdifferenz, dem Meßstrom und den vorgegebenen Geometriefaktoren berechnet.

Um auch **Veränderungen der Kontamination im Untergrund** erfassen zu können, wurden neben der unmittelbaren Kontrolle der Dichtwand, im Abstrom der Deponie ergänzend weitere geophysikalische Untersuchungen durchgeführt. Damit kann eine Veränderung der Schadstoffkonzentration und damit auch indirekt eine Leckage in der Dichtwand durch Zuwachs der Grundwasserbelastung (vorrangig der Aufsatzung) detektiert werden. Um auch hierbei abgesicherte Ergebnisse zu erhalten wurden im vorliegenden Fall zwei, sich ergänzende Messverfahren angewandt. Zum einen ist dies:

**Die Messung des scheinbaren spezifischen elektrischen Widerstands.** Hierzu wurden im westlichen Vorland der Deponie annähernd parallel zur Dichtwand 5 Messprofile jeweils im Abstand von 10 m vermarktet. Die geoelektrischen Widerstandsprofile waren 350 m lang. Als Speise- und Messelektroden kamen Stahlelektroden zum Einsatz. Bis zu einer theoretischen

Eindringtiefe von 10 m wurde mit der Elektrodenkonfiguration nach WENNER gearbeitet. Die Messungen wurden mit Auslagen  $a = 2$  m im Messpunktabstand von 2 m und mit Auslagen  $a = 5$  m sowie  $a = 10$  m im Messpunktabstand von 4 m durchgeführt. Um Aussagen bis zu 30 m Tiefe (entsprechend der Unterkante der Dichtwand) zu erreichen, wurden weitere Messungen mit der Pol-Dipol-Anordnung ausgeführt.

Die Messung der Verteilung des scheinbaren spezifischen elektrischen Widerstands gibt Auskunft über zeitliche und räumliche Änderungen des Bodenzustands. Die Messergebnisse werden in Vertikalschnitten entlang der vermarkten Messprofile dargestellt. Die Messwerte zeigen eine zeitlich sowie flächen- und tiefenabhängig hohe Reproduzierbarkeit.

Als weiteres Messverfahren wird die **Induzierte Polarisation** durchgeführt. Die Gesteine im Untergrund der Sonderabfalldeponie Malsch zeigen bei Messungen mit Gleichstrom Polarisationserscheinungen. Sie äußern sich darin, dass beim Anlegen einer Spannung im Boden eine bestimmte Zeit bis zum Aufbau eines elektrischen Feldes und nach dem Unterbrechen des Stromflusses bis zum Abbau des Feldes vergeht. Die vorrangigen Ursachen der induzierten Polarisation von Gesteinen sind in elektrochemischen Effekten zu suchen. Sie werden zurückgeführt auf den Wechsel zwischen elektrolytischer und elektronischer Leitfähigkeit (Elektrodenpolarisation) und auf Variationen in der Ionenbeweglichkeit von Elektrolyten im tonhaltigen Gestein (Membranpolarisation). Dabei spielen Ionen und deren Verschiebung im angelegten elektrischen Feld eine wesentliche Rolle. Die aus der Deponie ausgetretenen Schadstoffe (z. B. Salze) führen zu einer erhöhten Polarisation.

Ergebnisse der ausgeführten Messungen werden in nachfolgenden Darstellungen exemplarisch gezeigt. Messergebnisse für die Bewertung der Dichtwand zeigt Abbildung 5.

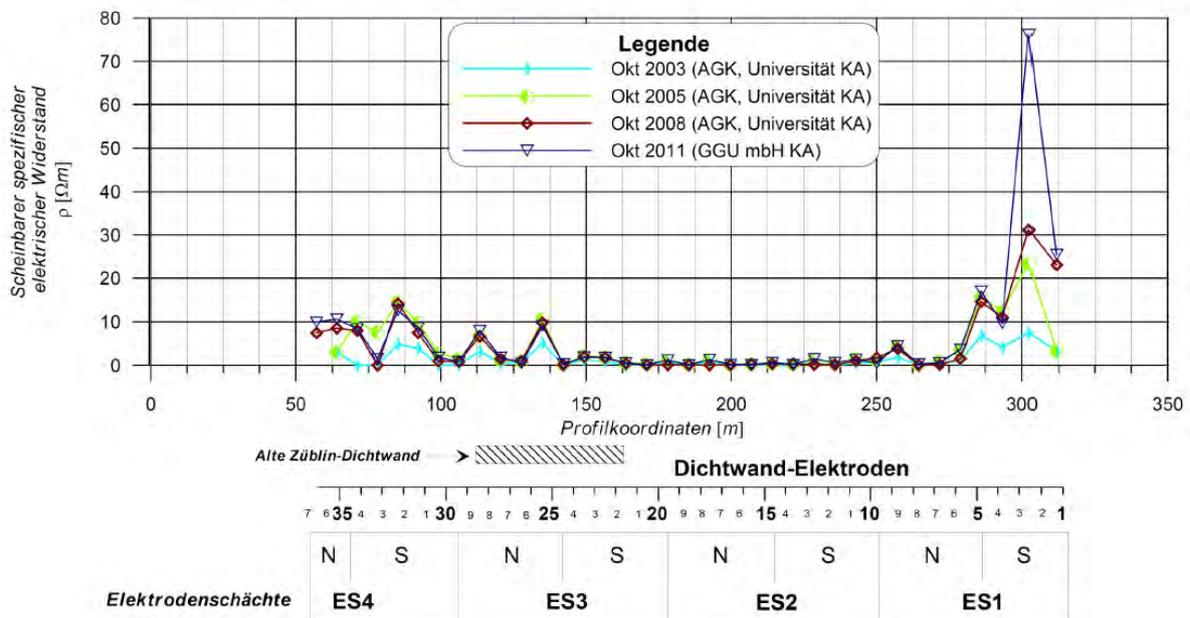


Abbildung 5: "Mise-à-la-masse" zur Überprüfung der Dichtwand

Hier ist die Entwicklung der Widerstände im Verlauf der Jahre 1994 bis 2008 dargestellt. Danach zeigt sich, dass die Messwerte über die Jahre ein weitgehend unverändertes Bild

zeigen. Anzumerken ist, dass die höheren Werte im Randbereich auf die ausführungstechnisch bedingten Verzerrungen des elektrischen Feldes im Randbereich zurückzuführen sind. Diese sind hier unerheblich, da allein Nicht-Änderungen der Widerstände über die Zeit ein Maß für die hohe Qualität der Dichtwirkung der Dichtwand darstellen. Diese sind auf Abbildung 6 exemplarisch für zwei Messquerschnitte dargestellt.

Anlage 19

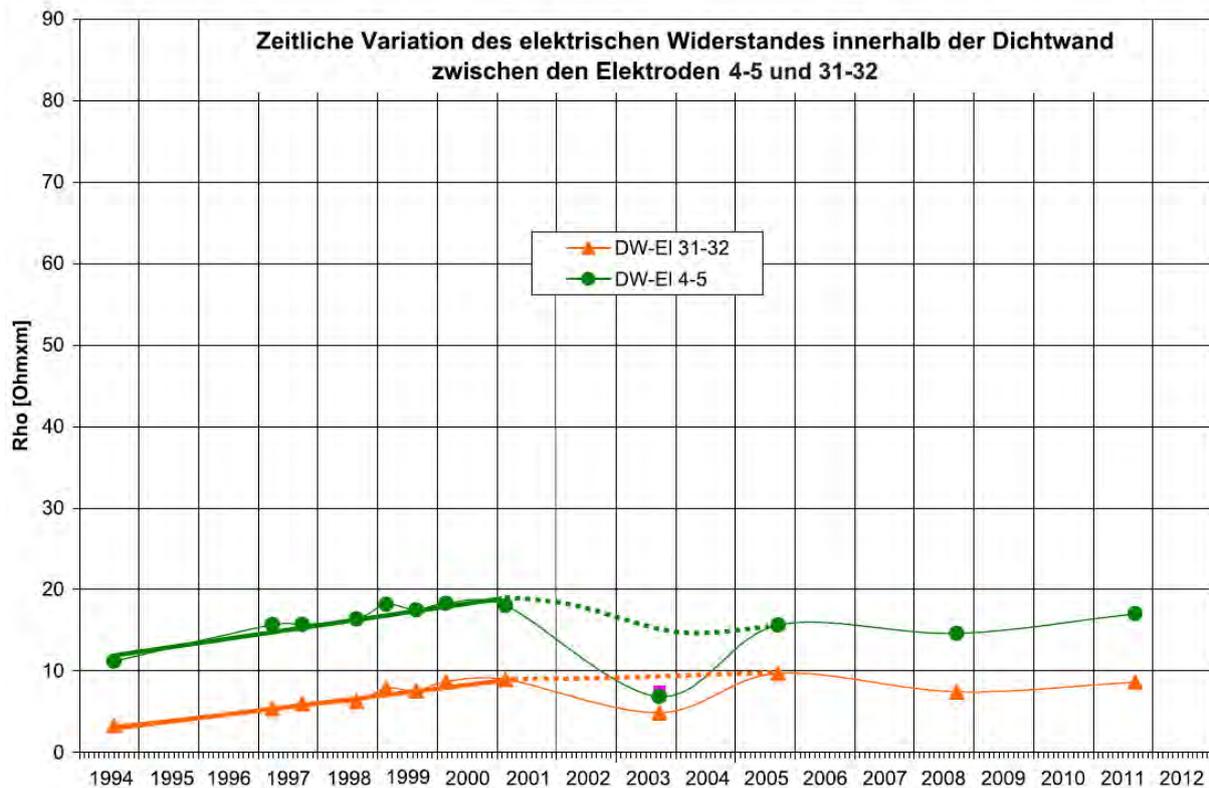


Abbildung 6: Zeitliche Variation des elektrischen Widerstandes innerhalb der Dichtwand zwischen den Elektrodenpaaren 4-5 und 31-32

Hier können zwei Effekte aufgezeigt werden. Zum einen zeigt sich die gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse und zum anderen ist der Einfluss der Aushärtung der Dichtwandmasse in den Anfangsjahren durch einen kontinuierlichen Anstieg des Widerstands erkennbar. Allerdings zeigt die Messung im Jahr 2003 auch die Empfindlichkeit des Systems. Änderungen in den hydrogeologischen Verhältnissen, die den Aufbau des elektrischen Feldes beeinflussen, zeigen sich deutlich. So war, wie sich im Nachhinein zeigte, anscheinend im trockenen Sommer 2003 das Erdungskabel im Entwässerungsgraben nicht mehr vollständig ins Grundwasser eingetaucht, was zu den in der Abbildung erkennbaren signifikanten Abweichungen im Widerstand führte.

Die Verteilung der Polarisierbarkeit des Untergrunds in verschiedenen Tiefen ist in den Abbildungen 7 und 8 vergleichend für die beiden Jahre 2003 und 2011 dargestellt.

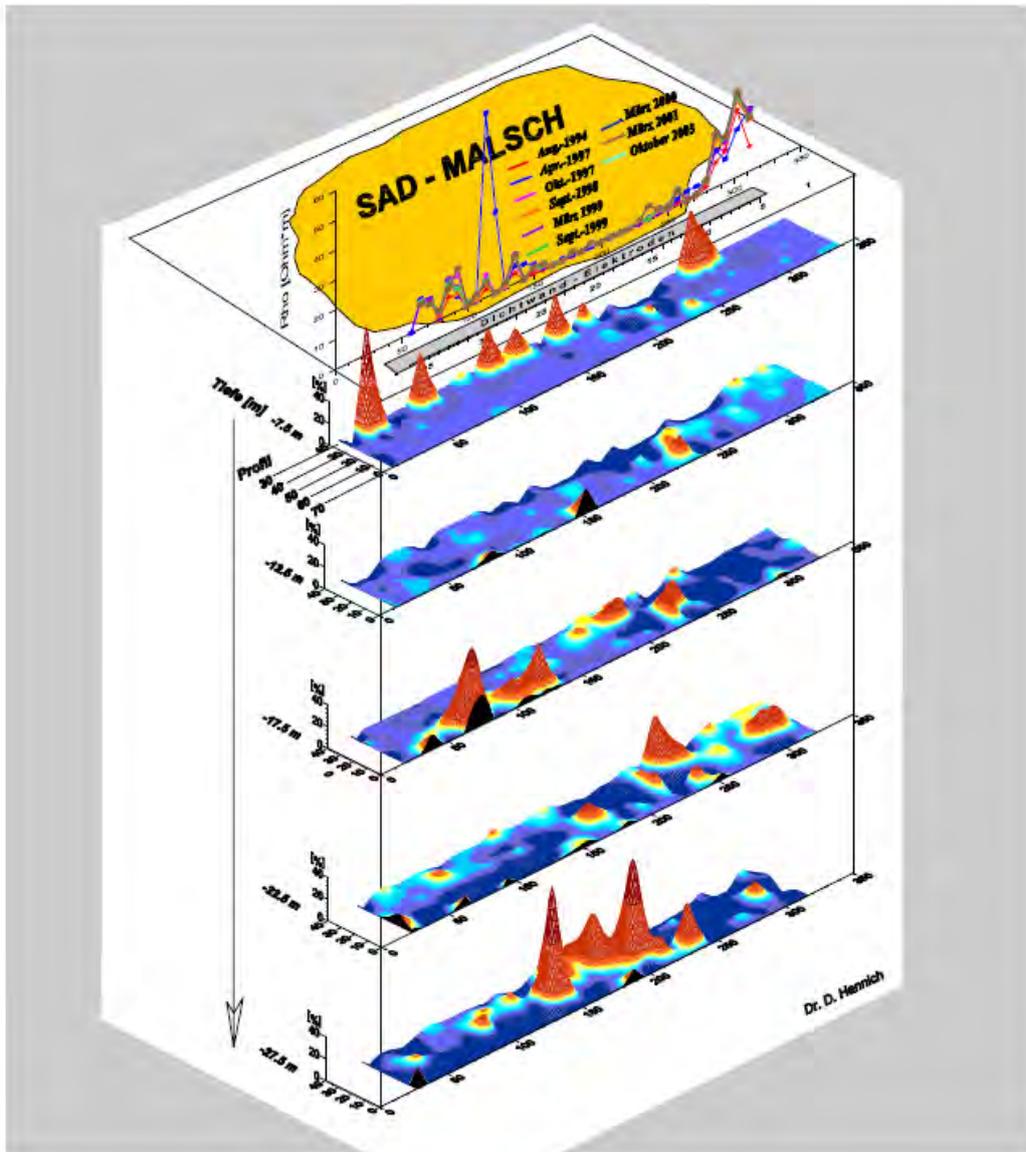


Abbildung 7: 3D-Darstellung der Polarisierbarkeit Okt. 2003

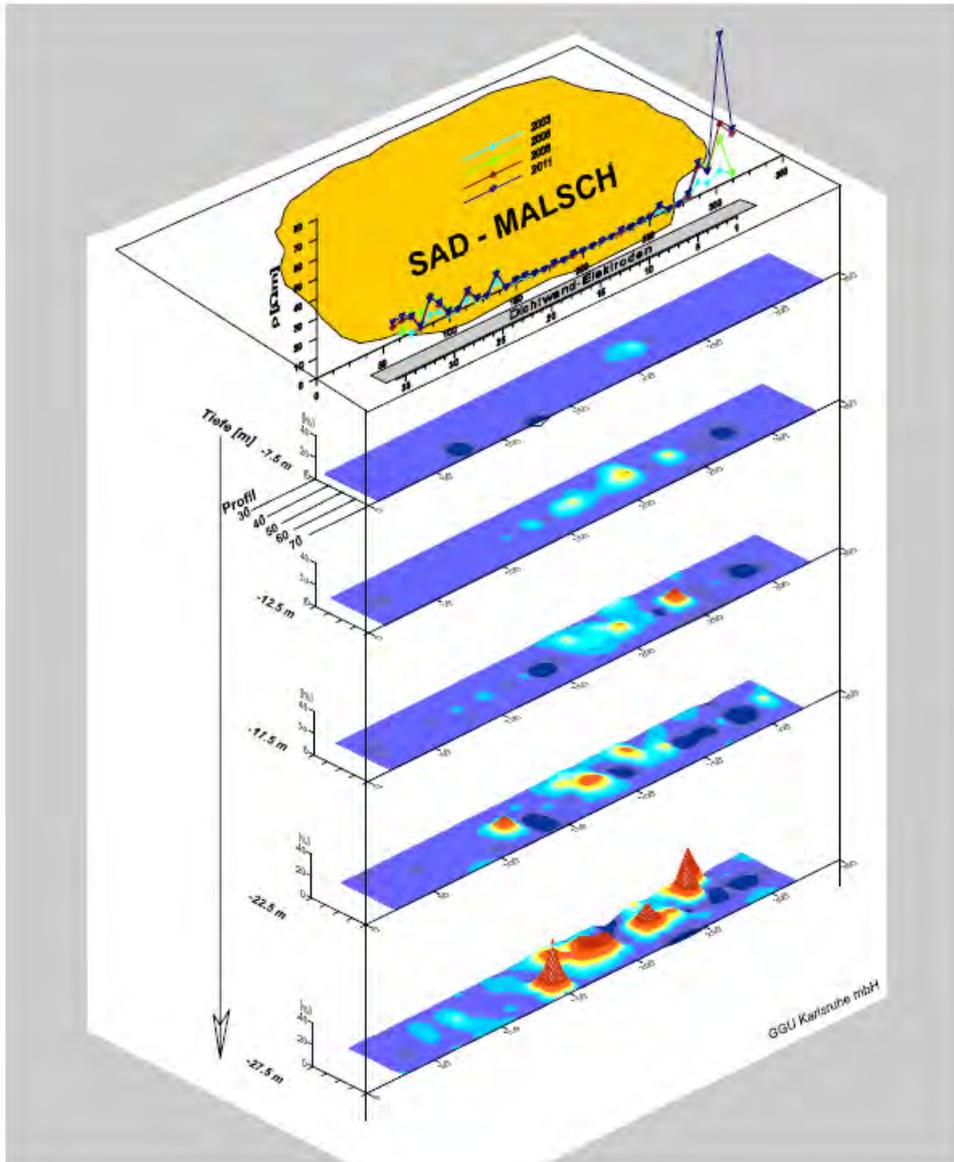


Abbildung 8: 3D-Darstellung der Polarisierbarkeit Okt. 2011

Die beiden 3D-Darstellungen zeigen die Polarisierbarkeit im Vorland der Deponie parallel der westlichen Dichtwand. Aus den Abbildungen ist deutlich die Abnahme der Polarisierbarkeit und damit ein Schadstoffabbau erkennbar. Einschränkend wird erneut angemerkt, dass auch diese Messungen empfindlich auf hydrogeologische Veränderungen im Untergrund reagieren.

## 5 Zusammenfassende Bewertung

Im vorliegenden Beitrag wird über Langzeitmessungen zur Nachsorge der Sonderabfalldeponie Malsch berichtet. Mit Hilfe dieser Messungen kann aufgezeigt werden, dass sich die hier gewählten Sicherungselemente auch nach 20 Jahren noch bewähren. Ziel des Beitrags ist aber auch aufzuzeigen, dass geophysikalische Verfahren zur Kontrolle vorteilhaft eingesetzt werden können und damit auch langfristig reproduzierbare Ergebnisse erzielbar sind. Von Vorteil ist, dass die geophysikalischen Messungen eine integrale Kontrolle liefern

und damit eine gesamtheitliche Bewertung ermöglichen. Eine Kontrolle der Dichtwand in nur wenigen ausgewählten Einzelmessstellen wäre nach unserer Meinung mit höherem Risiko einer Fehleinschätzung des Gesamtsystems behaftet. Beim hier angewandten Messverfahren kann im Bedarfsfall lokalen Verdachtsflächen ergänzend und gezielt nachgegangen werden.

Sollen Langzeitmessungen mittels geophysikalischer Verfahren ausgeführt werden, ist zu beachten, dass absehbare Änderungen in den Randbedingungen, also zum Beispiel der Infrastruktur, vorab kritisch zu bewerten sind, da diese einen gravierenden Einfluss auf die Potentialverhältnisse haben können. Aber auch Änderungen im technischen Standard bei der Ausführung der Messungen sind zu beachten. So hat sich zum Beispiel in den letzten 20 Jahren im Zuge der Weiterentwicklung der geophysikalischen Verfahren auch ihre praktische Umsetzung weitreichend verändert. Die "händischen" Messungen der 90er Jahre sind heute durch rechnergestützte Untersuchungsmethoden ersetzt. Eine Änderung des Verfahrens hat jedoch im Regelfall einen gravierenden Einfluss auf die lückenlose Dokumentation bzw. Fortschreibung der Daten und sollte deshalb vermieden oder entsprechend bedacht werden. Wir empfehlen deshalb Verfahren zu wählen, deren gleichartige Durchführung über lange Zeiträume sichergestellt ist.

## **6 Literatur**

- Sondermüll-Betriebsgesellschaft mbH (Hrsg.): Sanierung der ehemaligen Sonderabfalldeponie Malsch, Erfahrungsbericht. 1. Aufl. 1998.
- Sonderabfalldeponiegesellschaft Baden-Württemberg mbH (Hrsg.): Umweltbericht 2012, Berichtszeitraum 2008-2012. Stand: 13. Juni 2012.
- Mörgenthaler Ingenieure, Planungsgesellschaft mbH (Hrsg.): Setzungsmessungen auf der Endabdeckung, Messung 10. Dezember 2010.
- Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik (GGU): Jahresbericht der geoelektrischen Untersuchungen, Oktober 2011.
- Institut für angewandte Geowissenschaften: Jahresbericht im Rahmen Nachsorgeprogramm, 2008. Universität Karlsruhe (TH), Mai 2009.



# Murphys Gesetz am Beispiel der Protzenweiher Brücke

Dr.-Ing. Markus Herten  
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Andreas Beier  
Wasserstraßen-Neubauamt Aschaffenburg

## 1 Einleitung

Die Protzenweiher Brücke in Regensburg hat eine bewegte Geschichte, in der die Geotechnik einen maßgeblichen Anteil hat. Mit der Beauftragung eines Sondervorschlags für die Gründung der Widerlager der Brücke durch das Wasserstraßenamt Regensburg wenige Tage vor Ausbruch des Zweiten Weltkriegs nehmen die Dinge ihren Lauf und lassen einen an Murphys Gesetz glauben, das besagt: „Anything that can possibly go wrong, does.“. Mit der Wiedereröffnung nach dem Kollaps des Überbaues infolge einer Schiffsanfahrung kann die Gesetzmäßigkeit hoffentlich widerlegt werden.

Die Brücke trug ursprünglich den Namen der durch sie verbundenen Stadtteile Stadtamhof und Steinweg und quert den Europakanal am Unterhaupt der Schleuse Regensburg. Die Vierfeldbrücke mit Durchlaufträgern aus Stahl wurde von zwei Widerlagern und drei Pfeilern gestützt. Da zwischen den Pfeilern später die Süd- und eventuell auch eine Nord-Schleuse errichtet werden sollten, wurden hier die Kammerwände der Schleusen vorab hergestellt, um die Pfeiler darauf abzusetzen (Bild 1).

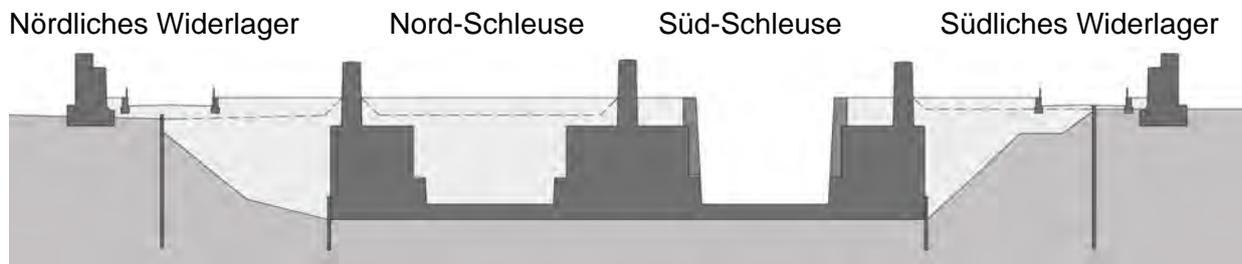


Bild 1: Längsschnitt durch die Pfeiler und Widerlager der Protzenweiherbrücke

## 2 Geologie

Der tiefere Untergrund im Bereich der Protzenweiherbrücke ist durch tertiäre Tektonik geprägt, wobei als erste tertiäre Schicht über den kreidezeitlichen Ablagerungen das Liegendtertiär, ein kalkhaltiger meist grünlich-blau gefärbter Ton, ansteht. Über diesem Tonmergel(n)stein) folgten im Obermiozän die Schichten des Braunkohlentertiärs, die sich aus Ton und Braunkohle zusammensetzt. Darüber kamen durch die Donau, die über die „Regensburger Senke“ eintrat, im Wesentlichen rollige Sedimente zur Ablagerung, gefolgt von Sanden und abschließend Auesedimenten, die auch Torflinsen enthalten. Zwischen den Widerlagern der Brücke unterhalb der Süd-Schleuse liegt ein Schollenbruchrand, wodurch

am Nördlichen Widerlager der Tonmergel deutlich höher ansteht und dort auch das Braunkohlentertiär von der Donau vollständig erodiert wurde.

### 2.1 Nördliches Widerlager

Unterhalb der Sohle des Widerlagers steht eine ca. 6 m mächtige Schicht Schwemmlandsedimente aus sandigen Schluffen und Tonen an. Im Liegenden folgt eine 4 m dicke alluviale Schicht aus Sand und Kies. Die Mergelsteinoberkante liegt ca. 10 m unterhalb der Sohle.

### 2.2 Südliches Widerlager

Wie am Nordlichen Widerlager steht unterhalb der Sohle eine ca. 6 m mächtige Schwemmlandsedimentschicht an, wobei hier auch Torflinsen angetroffen wurden. Danach folgen wieder die alluvialen Sand- und Kiesschichten mit bis zu 6 m Mächtigkeit.

Im Liegenden der Kiese steht das Braunkohlentertiär mit bis zu 6 m Schichtdicke an und besteht im Wesentlichen aus mittel- bis ausgeprägt plastischen Tonen mit organischem Anteil sowie Braunkohle. Das Liegendtertiär aus geringfestem grünlich grauem Mergelstein wurde ca. 18 m unterhalb der Sohle erbohrt.

## 3 Historie

Die Arbeiten am Europakanal für die Südschleuse und die Brücke begannen 1939 und kamen durch den Krieg zum Erliegen. Während der Bau der Brücke zu Beginn der 50er-Jahre fortgesetzt wurde, erfolgte der Bau der Süd-Schleuse erst Anfang der 70er-Jahre.

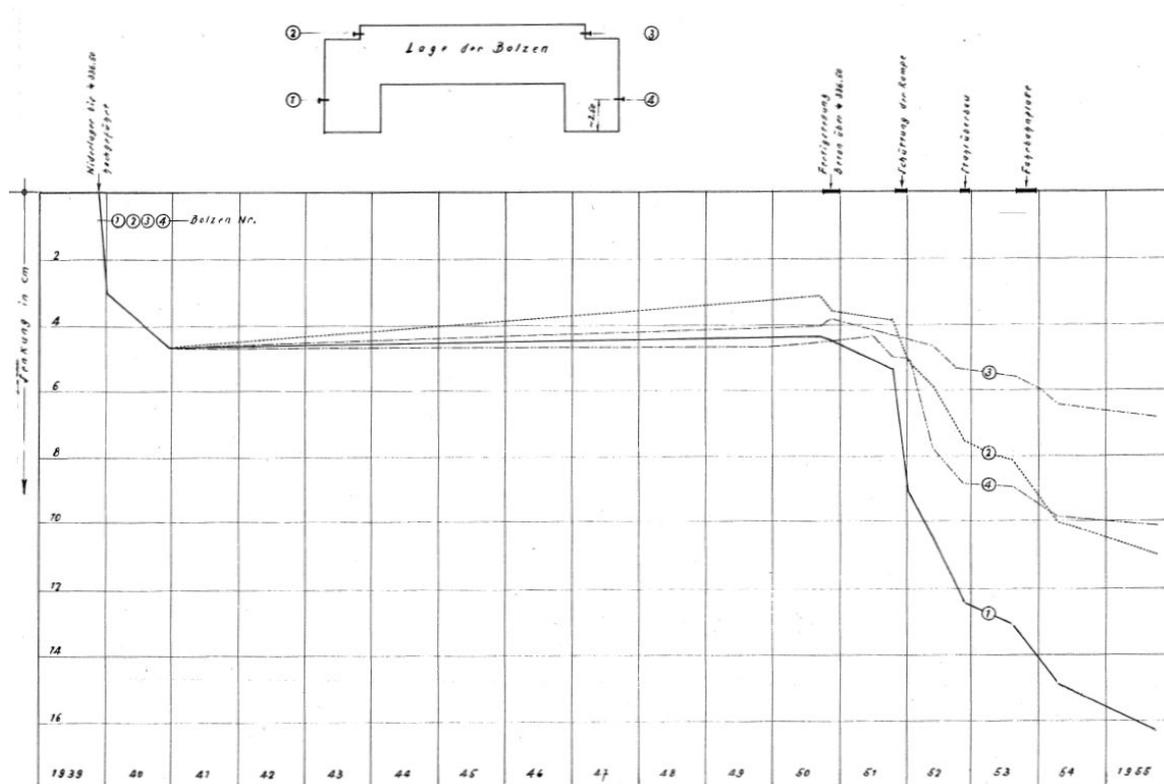
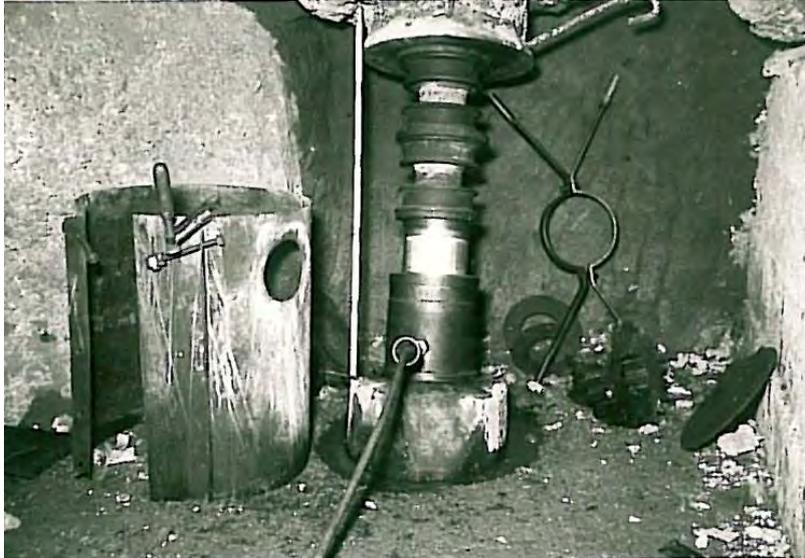


Bild 2: Setzungen am Südlichen Widerlager von 1939 bis 1955

Aufgrund der unterhalb der Widerlager anstehenden wenig tragfähigen Schwemmlandsedimente wurde eine Tiefgründung als Sondervorschlag mit sogenannten Hülsenpfählen beauftragt. Bei diesem Verfahren werden konisch geformte Eisenhülsen zu einem Pfahl zusammengesetzt und mit einem Innengestänge, das vor dem Ausbetonieren gezogen wird, eingerammt. Je Widerlager wurden so 42 Pfähle im Mittel mit 40 cm Durchmesser teilweise zur Aufnahme von horizontalen Lasten ca. 1:8 geneigt, 7,5 bis 8 m tief bis in die Kies-Sandschichten eingerammt. Die Tragkraft sollte 70 t betragen. Obwohl kriegsbedingt der Brückenoberbau nicht erfolgte, setzten sich das Südliche Widerlager infolge Eigengewicht bis zu 5 cm, wobei die in Bild 2 dargestellten Setzungen am Südlichen Widerlager bis 1950 nicht direkt gemessen, sondern anhand eines Feinnivellements abgeschätzt wurden. Durch die Schüttung der Rampe Ende 1951 nahmen die Setzungen wieder entsprechend zu. Mit der Fertigstellung des Oberbaus verschärft sich die Problematik, da auch die 1952 prognostizierten Setzungen am Auflager des Überbaues überschritten wurden. Um eine Überbeanspruchung der Durchlaufträger zu vermeiden, mussten daher Sanierungsmaßnahmen ergriffen werden.

Aufgrund der oben geschilderten Problematik wurde Prof. Jelinek von der Technischen Hochschule München beauftragt die Ursache für die Setzungen am Südlichen Widerlager zu untersuchen und Vorschläge für die Stabilisierung des Widerlagers zu unterbreiten. Es wurde konstatiert, dass die Bodenschicht unterhalb der Kies- Sandschicht bereichsweise so weich ist, dass die Hülsenpfähle durchstanzen und die Ihnen angedachte Tragfähigkeit nicht aufbringen. Hier zeigte sich auch der Nachteil des Sondervorschlages einer Tiefgründung mit Hülsenpfählen. Diese tragen konstruktionsbedingt aufgrund ihrer konischen Form überwiegend über Mantelreibung. Hier wäre jedoch ein möglichst breiter Fuß wie z. B. bei einem Frankipfahl zielführend gewesen.

Daher wurde als erster Sanierungsvorschlag eine Verfestigung der alluvialen Kies-Sandschicht mit Zementinjektionen und alternativ eine chemische Injektion mit dem Joosten-Verfahren untersucht. Auf diese Weise sollte eine gleichmäßige Spannungsverteilung wie bei einer Flachgründung erreicht werden. Probeinjektionen brachten jedoch ernüchternde Ergebnisse. Die Zementinjektion war bereichsweise entweder nicht möglich oder das Injektionsgut floss drucklos ab. Die chemische Injektion brachte bessere Ergebnisse, war jedoch auch nicht in der Lage, die alluviale Schicht aus Sand und Kies zuverlässig zu verfestigen.



Pfahlprobelastung mit hydraulischer Presse



Abgescherter Pfahlkopf

Bild 3: Pfahlfreilegung unterhalb des Widerlagers

Die folgenden Untersuchungen galten der Tragfähigkeit der Pfähle. Hierfür wurden zwei Schachtungen ausgeführt und je ein Pfahl auf jeder Seite des Widerlagers freigelegt. Für die Probelastung wurde, wie in Bild 3 links zu sehen, ein Teil des Pfahls unterhalb des Widerlagers abgebrochen, um die Presse einbauen zu können. Statt der zugesagten Tragfähigkeit von 70 t war der Spitzenwiderstand schon bei 25 und 40 t überschritten, wobei auch ein starkes Kriechen beobachtet wurde.

Im Rahmen der Sanierung wurden nun alle Pfähle nacheinander freigelegt und mithilfe einer Presse beaufschlagt. Bei der Hälfte der Pfähle konnte auf Anhieb die planmäßige Grenztragfähigkeit von 70 t nachgewiesen werden. Es war jedoch auffällig, dass gerade bei diesen Pfählen häufig der Pfahlkopf abgescherter bzw. zerdrückt war (Bild 3 rechts). Die anderen Pfähle wurden solange in den Boden gedrückt, d. h. verlängert, bis auch diese 70 t Widerstand erbrachten. Die maximale Pfahlverlängerung betrug 3,5 m. Insgesamt wurden so 479 t zusätzliche Tragreserven, d. h. eine um 20 % gesteigerte Grenztragfähigkeiten, mobilisiert.

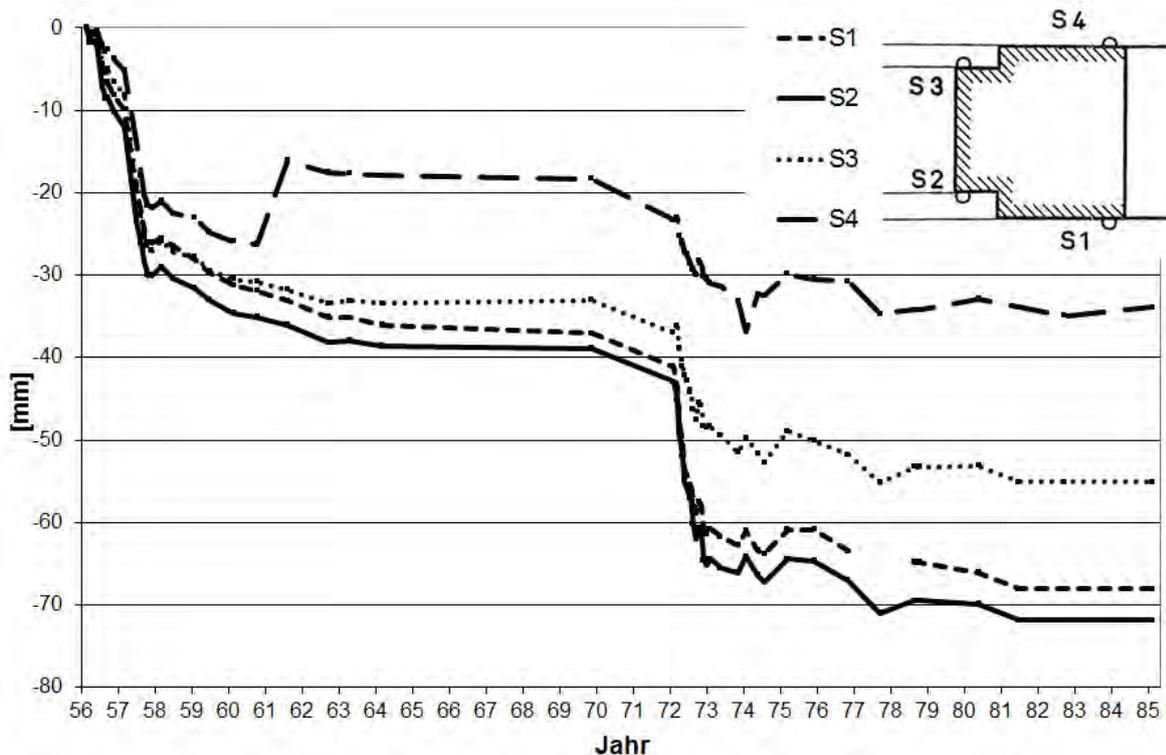


Bild 4: Setzungen am Südlichen Widerlager von 1956 bis 1985

Im Bild 4 sind die Setzungen von 1956 bis 1985 am Südlichen Widerlager dargestellt. Es zeigt den Erfolg der Maßnahme. Die deutliche Setzungszunahme Anfang der 70er Jahre beruht auf der Grundwasserhaltung für den Bau der Süd-Schleuse (Feile 1975) und belegt eindrucksvoll, wie labil das erreichte Gleichgewicht war.

#### 4 Schiffsanfahrung

Am 13. März 2008 kam es an der Protzenweiher Brücke zu einer Schiffsanfahrung. Ein aufgerichteter Kranausleger eines Gütermotorschiffs durchbohrte einen der Durchlaufträger aus Stahl. Dabei brach der Ausleger ab und beschädigte eine hinter dem Träger liegende Gasleitung. Das Gas entzündete sich und es dauerte 50 Minuten, bis das Feuer gelöscht werden konnte (Borstelmann und Ebenhöch 2008). Den hohen Temperaturen konnten die Stahlträger nicht standhalten, wodurch sich an einem Brückenpfeiler ein Fließgelenk ausbildete (Bild 5 links) und sich die Fahrbahn bis zu 50 cm absenkte (Bild 5 rechts). Die irreparabel beschädigte Brücke und die Schifffahrt mussten gesperrt werden. Es gab zum Glück keine Verletzten, der Sachschaden betrug jedoch über 5 Milo. €. Nach Ausführung von Sicherungsmaßnahmen und Reparaturen an der durch das Feuer beschädigten Steuerungsanlage der Schleuse durch das Wasser- und Schifffahrtsamt Regensburg konnte nach fünf Tagen die Schifffahrt wieder aufgenommen werden. Für Fußgänger wurde nach drei Wochen eine provisorische Holzbrücke freigegeben. Als nächster Schritt wurde das Wasserstraßenneubauamt Aschaffenburg mit dem Neubau der Brücke beauftragt.



Defomierter Stahlträger am Auflager



Fahrbahnabsenkung

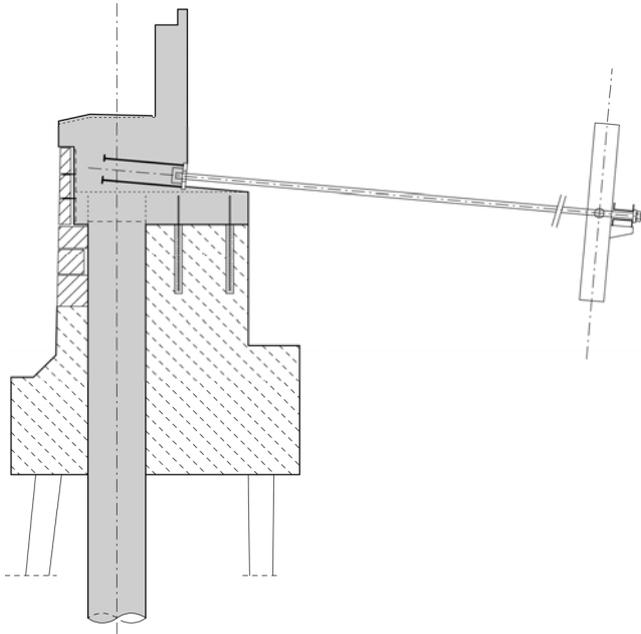
Bild 5: Kollabierte Brücke

## 5 Brückenneubau

Mit der Aufgabe des Baues eines neuen Brückenüberbaus war auch die Standsicherheit der Pfeiler und Widerlager zu überprüfen. Da am Südlichen Widerlager alle Pfähle mit 70 t belastet waren, konnte hier entsprechend DIN 1054:2005 der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{PC} = 1,2$  angesetzt werden, wohingegen für das Nördliche Widerlager aufgrund fehlender Prüfungen mit  $\gamma_P = 1,4$  zu rechnen war. Mit diesem Ansatz ergab sich für beide Widerlager keine ausreichende Standsicherheit, so dass der Planer grbv – Ingenieure im Bauwesen drei Sanierungsvarianten untersuchte. Das Leichtern des Widerlagers und der Brücke, eine Flachgründung in der alluvialen Schicht aus Sand und Kies oder zusätzliche Pfähle mit Gründung unterhalb dieser Schicht im Mergel. Aus kosten und konstruktiven Gründen waren das Leichtern und eine Flachgründung nicht möglich, so dass nur die Verstärkung mit Pfählen verblieb. Mikropfähle wurden aufgrund der schwer zu bewertenden Knickgefahr in der Braunkohlentertiärschicht und den Torflinsen der Schwemmlandsedimente und der beobachteten abgescherten Pfahlköpfe der Hülsenpfähle am Südlichen Widerlager nicht zugelassen.

### 5.1 Tiefgründung mit Bohrpfählen

Zur Ausführung kamen je Widerlager 7 verrohrte Großbohrpfähle mit 90 cm Durchmesser. Nach einem Teilabbruch der Widerlager wurden diese vorab durchkernt und anschließend die Pfähle gebohrt (Bild 6 rechts). Auf der Nordseite mussten die Pfähle 20 m und auf der Südseite 33 m tief abgeteuft werden, um eine Gründung im Mergel zu gewährleisten. Zur Aufnahme von Horizontalkräften aus dem Erddruck wurde das Widerlager mit Ankerplatten rückverankert (Bild 6 links).



Schnitt durch das sanierte Widerlager



Bohren der Pfähle am Nördlichen Widerlager

Bild 6: Widerlagerverstärkung mit Großbohrpfählen

## 5.2 Bohren ohne Wasserauflast

In der DIN EN 1536:1999 unter 8.1.3.6 und in der EA-Pfähle (2007) in Abschnitt 11.2.2.1 (3) wird bei durchlässigem Baugrund unterhalb des Grundwasserspiegels das Bohren mit Überdruck bzw. Wasserauflast gefordert. Auch nach DIN 18301:2006 (VOB/C) ist unter 3.2.4 der Hinweis auf die Notwendigkeit von Wasserauflast, welche keine besondere Leistung darstellt, gegeben. Wie in Bild 7 rechts zu erkennen ist, wurde die in Abschnitt 2 beschriebene alluviale Schicht aus Sand und Kies angetroffen und an deren oberer Schichtgrenze wurde stets ein starker Grundwasserzutritt dokumentiert (Bild 7 links). Trotzdem erfolgt das Bohren der Pfähle am Nördlichen Widerlager ohne Wasserauflast. Die DIN EN 1536:1999 beschreibt die Folgen von unkontrolliertem Wasser oder Bodeneintrag beim Bohren mit möglichen:

- Störungen oder Auflockerung der tragfähigen Schicht oder des angrenzenden Baugrunds;
- Verlust der Stützung benachbarter Gründungen durch Bodenentzug;
- instabilen Hohlräumen neben dem Pfahl;
- Schäden an noch nicht abgebundenem Beton im Pfahl oder an kürzlich hergestellten, benachbarten Pfählen;
- Hohlräume im Schaft während des Betonierens;
- Auswaschen von Zement.

In einer Anmerkung wird dort explizit darauf hingewiesen, dass diese Risiken insbesondere in lockeren rolligen Böden; weichen bindigen Böden und wechselhaftem Baugrund existieren. Somit war es nicht verwunderlich, dass es bei der Betonage der Bohrpfähle zu Betonverlusten von mehreren Kubikmeter kam. Beim Bohren des siebten Pfahls am Rande des

Nördlichen Widerlagers konnte sogar ein Absinken des Betonspiegels am zuvor betonierten Nachbarpfahl um 6,5 m beobachtet werden, weshalb dieser mit ca. 6 m<sup>3</sup> Beton aufgefüllt werden musste. Aufgrund dessen, dass der Beton sogar in die Bohrung eindrang, wurde diese aufgegeben und verfüllt. Beim erneuten Bohren gab es Probleme beim Abteufen der Verrohrung und nach dem Betonieren auch beim Ziehen, weshalb der Pfahl incl. Bewehrung aufgebohrt und später auf den ersten 4,5 m mit einer 120 cm Bohrung überbohrt wurde. Im dritten Versuch wurde der Pfahl mit 8 m<sup>3</sup> Betonmehrverbrauch hergestellt und es begannen die Bohrarbeiten am Südlichen Widerlager. Vom Auftragnehmer wurden mittlerweile Bedenken wegen Hohlräumen im Baugrund angemeldet.



Wasseraustritt beim Ziehen



Bohrgut

Bild 7: Durchbohren der alluvialen Schicht aus Sand und Kies

Am Südlichen Widerlager, an dem das Grundwasser einige Meter höher anstand und der Baugrund wie oben beschrieben deutlich kritischer zu bewerten war, wurde dann beim Bohren des ersten Pfahls in der alluvialen Schicht aus Sand und Kies ein Hydraulischer Grundbruch mit einem Bodeneintrag von 2 m in die Verrohrung beobachtet. Die Bohrarbeiten wurden daraufhin auf Anweisung des Bauherrn eingestellt und die Bohrung verfüllt.

### 5.3 Schadensermittlung

Zu den aufgetretenen Problemen gab es zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber keine übereinstimmende Bewertung, da der eine den Baugrund und der andere die mangelhafte Ausführung für verantwortlich hielten. Daraufhin wurde einvernehmlich Prof. Vogt von der Technischen Universität München mit der Ermittlung der Schäden und deren Ursache beauftragt. Im Rahmen dieser Untersuchung wurden zusätzlich Erkundungsbohrungen und Rammsondierungen, für die teilweise die Widerlager durchbohrt werden mussten, ausgeführt. Des Weiteren wurden alle Bohrpfähle am Nördlichen Widerlager mit einer 13 m tiefen Kernbohrung durchörtert, wobei der Pfahl mit dem Betonverlust 20 m bis zum Fuß durchbohrt wurde. Nachdem es dabei auf weiten Strecken zu Kernverlusten kam, wurden auch noch Kamerabefahrungen und an drei Pfählen WD-Test (Wasserabpressversuche) ausgeführt, um die Betonqualität der Bohrpfähle ausreichend bewerten zu können.

Im Ergebnis waren am Nördlichen Widerlager 3 Bohrpfähle als nicht ausreichend tragfähig zu bewerten. Die Baugrunderkundungsbohrungen bestätigten die in der Ausschreibung beschriebenen Bodenschichten. An der Schichtgrenze der Schwemmlandsedimente aus sandigen Schluffen und Tonen zur alluvialen Schicht aus Sand und Kies wurde jedoch in vielen Bereichen Beton erbohrt. In Übereinstimmung mit den Protokollen der Bohrpfähle konnte daher davon ausgegangen werden, dass an dieser Schichtgrenze Boden ausgespült und durch Beton ersetzt wurde. Die Rammsondierungen zeigten über die Höhe der alluvialen Schicht relative große Schlagzahlen, so dass hier wenn überhaupt nur mit geringen verbliebenen Auflockerungen gerechnet werden musste. Daher konnte eine Gefährdung der Tragfähigkeit der dort gegründeten Hülsenpfähle ausgeschlossen werden. Am Südlichen Widerlager belegten die Rammsondierungen um Umfeld der aufgegebenen Bohrung jedoch eindeutige Auflockerungen in dieser Schicht, so dass hier mit Tragfähigkeitsverlusten der Hülsenpfähle zu rechnen war. Der Gutachter konstatierte abschließend, dass die fehlende Wasserauflast für die Schäden verantwortlich war.

#### 5.4 Fertigstellung der Gründung



Bohrarbeiten



Gekernter Bohrfahl

Bild 8: Aufbohren eines Ortbetonpfahls

Aus Platzgründen war es am Nördlichen Widerlager nicht möglich, die mangelhaften Pfähle durch zusätzliche Pfähle zu ersetzen, weshalb nur das Überbohren oder eine Sanierung verblieben. Nach einigen Diskussionen wurde beschlossen, eine Pfahl-im-Pfahl-Lösung umzusetzen. Dafür wurden die Pfähle mit 50 cm Durchmesser mind. 12 m tief gekernt (Bild 8 links) und darin jeweils ein neuer bewerteter Ortbetonpfahl hergestellt. Der gewählte Durchmesser hatte einerseits den Vorteil, dass der überwiegende Teil der Bewehrung erhalten blieb (Bild 8 rechts) und andererseits ausreichende Knicksicherheit im Bereich der Fehlstelle vorlag. Der Pfahl musste mind. 1,5 m in den nachweislich einwandfreien Beton des alten Pfahls einbinden, womit auch die Kraftübertragung über „Spitzendruck“ mit Nachweis der zulässigen Druckspannung des Betons erfolgen konnte.

Am Südlichen Widerlager wurde der Tragverlust der Hülsenpfähle abgeschätzt und zum Ausgleich zwei zusätzliche Großbohrpfähle geplant. Diese wurde so positioniert, dass zwei

Hülsenpfähle, bei denen mit einem vollständigen Verlust der Tragfähigkeit gerechnet werden musste, überbohrt wurden.



Bohrgerät mit Absetzbecken   Montage Geotextilschlauch   Cross-Hole-Messungen

Bild 9: Bohrpfahlherstellung am Südlichen Widerlager

Der Auftragnehmer äußerte jedoch Bedenken gegen die Ausführung der 33 m langen Großbohrpfähle, da er ein Ausweichen von Beton in die alluviale Schicht auch bei fachgerechter Herstellung mit Wasserauflast befürchtete. Seinem Vorschlag oberhalb des Braunkohlentertiärs ein starres Hüllrohr einzubauen konnte aufgrund der dabei unvermeidlichen Hohlräume am Pfahl (s. DIN EN 1536:1999 Anmerkung unter 8.3.5.1) mit Blick auf die Hülsenpfähle nicht zugestimmt werden. Um jedoch einen weiteren Stillstand zu vermeiden, wurden seine Bedenken mit einem Geotextilschlauch (Bild 9 mittig) ausgeräumt. Dieser dehnt sich infolge des Betondrucks, so dass der Ringspalt geschlossen und ein entsprechender Druck auf den Boden übertragen werden kann.

Die Herstellung der Bohrpfähle am Südlichen Widerlager erfolgte mit neuer Mannschaft und Bohrgerät und mit Wasserauflast (Bild 9 links). Zur Überprüfung der Pfahlqualität wurden zusätzlich Ultraschall-Integritätsprüfungen nach der Cross-Hole-Methode entsprechend der EA-Pfähle (2007) Abschnitt 12.3 ausgeführt (Bild 9 rechts). Bei allen Pfählen konnten auf den oberen 23 m gute Betonqualitäten nachgewiesen werden. Erst darunter kam es bei einigen Pfählen zu unaufgeklärten Anomalien, die keine eindeutige Bewertung zuließen. Das Ziel, einen einwandfreien Bohrpfahl bis weit unter die alluviale Schicht nachzuweisen, konnte jedoch mit dieser Methode erreicht werden.

## 6 Schluss



Bild 10: Wiedereröffnete Brücke

Die Setzungen der neuen Brücke sind bisher unauffällig und belegen, dass die Verstärkung mit Bohrpfählen, die im Mergel abgesetzt wurden, prinzipiell die richtige Maßnahme darstellte. Die Brücke konnte im Juli 2011 für den Verkehr freigegeben werden (Bild 10). Mit dem Abschluss der Maßnahme kann nun hoffentlich auch Murphys Gesetz widerlegt werden.

## 7 Literatur

- Borstelmann, M. und Ebenhöch, R. (2008): Havarie an der Protzenweiherbrücke in Regensburg, Information 2008, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd, Würzburg
- DIN EN 1536:1999 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Bohrpfähle, Juni 1999.
- DIN 18301:2006 – VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Bohrarbeiten, Oktober 2010.
- EA-Pfähle (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- Feile, W. (1975): Konstruktion und Bau der Schleuse Regensburg mit Hilfe von Schlitzwänden, Der Bauingenieur, Jahrgang 50, Springer Verlag, S. 168-173.



# **Daueranker – Stand der Technik und Langzeiterfahrungen zur Dauerhaftigkeit von Verpressankern**

Dr.-Ing. Karsten Beckhaus  
Dr.-Ing. Henning Lesemann  
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

## **1 Vom Patent zur ultrahochfesten Litze**

Bis Ende der 50er Jahre wurden Verbauwände für tiefe Baugruben durch innenliegende Steifen gesichert. Zur Erfindung des Verpressankers führte schließlich die Anforderung, für einen schnelleren Aushub und Bau der Untergeschosse eine Baugrube ohne Steifen herzustellen.

Für den Neubau des Bayerischen Rundfunks in München 1958 sollten horizontal von der Baugrube aus gebohrte Anker in hinter der Wand erstellte Ankerschächte rückverspannt werden. Bei einer Vielzahl von Fehlversuchen, die Ankerschächte mit diesen Horizontalbohrungen zu treffen, und den anschließenden Versuchen, das Bohrgestänge mit allen zur Verfügung stehenden Kräften wieder zu bergen, wurde die entscheidende Beobachtung gemacht: die Gestänge waren derart fest im Boden verankert, dass alle Bergungsversuche scheiterten. Aus dieser Erkenntnis entwickelte Dr.-Ing. Karlheinz Bauer sein Patent für ein „Verfahren zum Herstellen eines Zugankers zur Verankerung von Bauteilen im Erdreich“, welches er noch im gleichen Jahr angemeldet hat und das dann 1964 erteilt wurde.

Die wesentliche Erfindung war, Zugkräfte aus einem Stahlzugglied über eine definierte Verpressstrecke in den Baugrund einzuleiten. Dabei wird der Ankerkopf auf dem zu verankerten Bauteil fixiert und die Ankerkraft über eine freie Länge bis hinter die fiktive Gleitfuge in den Verpresskörper geleitet.

Die ersten Daueranker – für das Leitzach-Kraftwerk im bayerischen Voralpenland – hatten damals die Stahlgüte St85/105, etwa gleichwertig dem heutigen St835/1030, mit einer Streckgrenze von 835 N/mm<sup>2</sup>. Der erste zugelassene Stabdurchmesser war 32 mm, die zugehörige maximal zulässige Ankerkraft betrug 384 kN. Die Stäbe waren in der Anfangszeit ausnahmslos glatt, der Verbund musste also noch ohne die günstige Wirkung von Rippen auskommen, die für den heutigen Stabanker üblich sind.

Weiterentwicklungen auf der Materialseite brachten höhere Zugfestigkeiten der Spannstähle, die jeweils schnell in die Ankertechnik übernommen wurden. Sowohl bei Stabankern als auch bei den Litzen wurden nicht nur höhere Spannstahlgüten genutzt, sondern auch größere Durchmesser – bei der Litze von 0,50" über 0,60" bis heute zu 0,62".

Den ersten Zulassungsbescheid für den Daueranker Typ „Bauer-Litzenanker“ für Lockergestein erhielt die Karl Bauer Spezialtiefbau GmbH & Co. KG am 10. Juli 1985 vom Institut für Bautechnik, mit Stahlzuggliedern aus 2 bis 9 Litzen 0,5" St1570/1770. Die aktuelle bauaufsichtliche Zulassung Z-34.11-201 der BAUER Spezialtiefbau GmbH erlaubt die Verwendung

des Dauerankers Typ „Litzenwellrohranker“ aus 2-12 Litzen 0,6"/0,62" St1570/1770; seit dem Frühjahr 2015 umfasst die Zulassung auch die höhere Stahlgüte St1660/1860.

Während für die ersten Zulassungen noch aufwändige Grundsatzversuche (vgl. Bild 1) erforderlich waren, insbesondere zum Nachweis der Wirksamkeit des Korrosionsschutzes, konnten praktische Versuche mehr und mehr reduziert werden und wurden zuletzt erfolgreich durch theoretische Überlegungen ersetzt. Bauaufsichtliche Zulassungen für Daueranker-Kopfkonstruktionen und das Daueranker-Zugglied werden in Deutschland heute auf Grundlage des Normenpakets erstellt, welches in separaten Normen die Bemessung (EN 1997-1), die Ausführung (EN 1537) und die Prüfung (EN ISO 22477-5) von Dauerankern abdecken soll, dies aber nicht umfänglich schafft. Letztere Prüfnorm existiert aktuell nur in einem Vornorm-Status, so dass ersatzweise nationale Regeln gelten müssen; in Deutschland in der DIN SPEC 18537 zur DIN EN 1537.



Bild 1: Grundlagenversuche zur Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung in einer Sandgrube; hier: Beurteilung der freigelegten Anker

Nachdem die erste deutsche Norm DIN 4125-1 von 1972 noch lediglich für „Verpreßanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein“ galt, wurde diese 1976 dann durch den Teil 2 für „Daueranker“ ergänzt und 1990 in der einteiligen Norm DIN 4125 „Verpreßanker - Kurzeitanker und Daueranker“ zusammengefasst. Die hohen Anforderungen an die Ausführungsqualität, insbesondere an den Korrosionsschutz, erforderten für die ausführenden Unternehmen nach wie vor die Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Auch mit der voranschreitenden Harmonisierung der Europäischen Normen gibt es in der aktuell geltenden Ausführungsnorm DIN EN 1537:2001-01, in Verbindung mit der DIN SPEC 18537:2012-02, und auch in der aktuell in Revision befindlichen Fassung nur sehr grundsätzliche Festlegungen zum Korrosionsschutz von Dauerankern. Entsprechend wird in Deutschland auch weiterhin gefordert, dass für Daueranker eine Zulassung durch eine zuständige Stelle für die gesamte Ankerkonstruktion erforderlich ist. Zuständig ist z.B. das Deutsche Institut für Bautechnik.

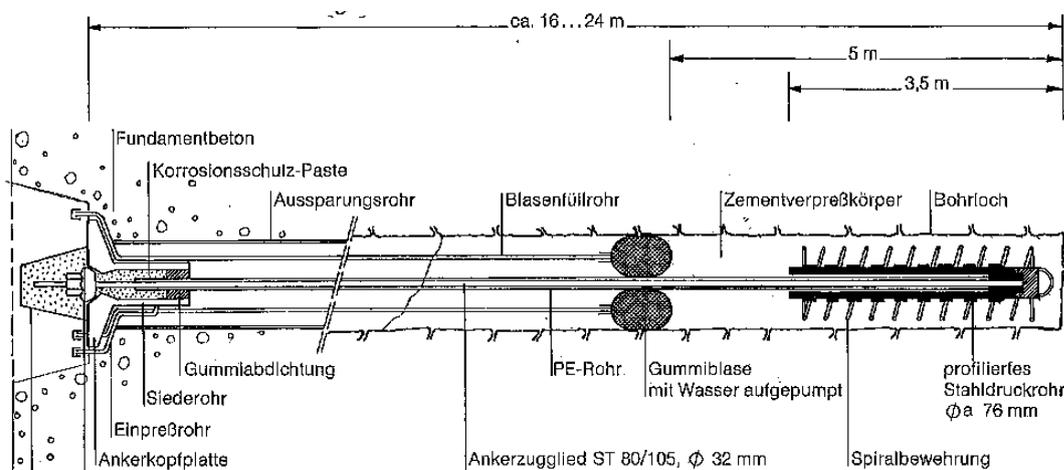
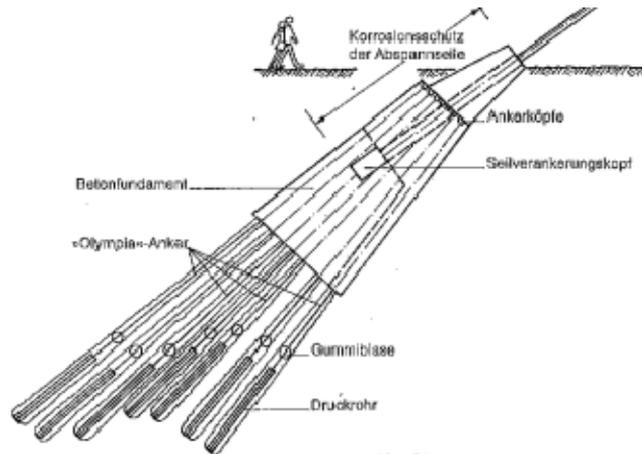


Bild 2: Das Zeltdach des Münchener Olympiastadions ist mit Dauerankern der Fa. Bauer im Boden rückverankert

Kern der damaligen wie heutigen spezifischen Zulassungsanforderungen ist das Korrosionsschutzsystem. Die in Deutschland ergänzend aufgestellten Regelungen für den Daueranker und dessen Korrosionsschutz haben sich über Jahrzehnte bewährt. Diese Aussage soll im folgenden Absatz durch Untersuchungen an 36 Jahre alten Dauerankern bestärkt werden. Auch die Zeltdachkonstruktion des Olympiastadions in München mag als Beweis dienen. Für den „Olympia-Anker“ wurde zunächst eine Zustimmung im Einzelfall erteilt, 1973 dann ein allgemeingültiger Zulassungsbescheid. Als Druckrohranker für bleibende Verankerungen konstruiert, war der Korrosionsschutz durch den voll überdrückten Verpresskörpers – ohne Längszugspannungen – begünstigt, s. Bild 2.

Bild 3 zeigt schematisch, wie mit den Zugspannungen schließlich Risse im Verpresskörper entstehen, wenn die Zugkraft direkt über Reibung in den Verpresskörper und von diesem wiederum über Reibung in den Boden übertragen wird („Verbundanker“). Weil das Zugglied in der Verankerungslänge des Zuggliedes alleine durch die alkalische Porenlösung des umgebenden Zementsteins vor Korrosion geschützt wird, muss wiederum der Zementstein durch das umhüllende Kunststoffrohr vor Auslaugung durch eindringende Medien geschützt werden. Das Kunststoffwellrohr muss deshalb unter den zu erwartenden Beanspruchungen

intakt bleiben, um den Korrosionsschutz dauerhaft zu gewährleisten. Aus deutscher Sicht gilt diese Unversehrtheit des Hüllrohrs mit der erteilten Zulassung als nachgewiesen, so dass hier die z.B. in der Schweiz geforderten Prüfungen an elektrisch isolierten Ankern nicht erforderlich sind.

## DAUERANKER

→ Korrosive Medien dürfen NICHT zum Spannstahl vordringen

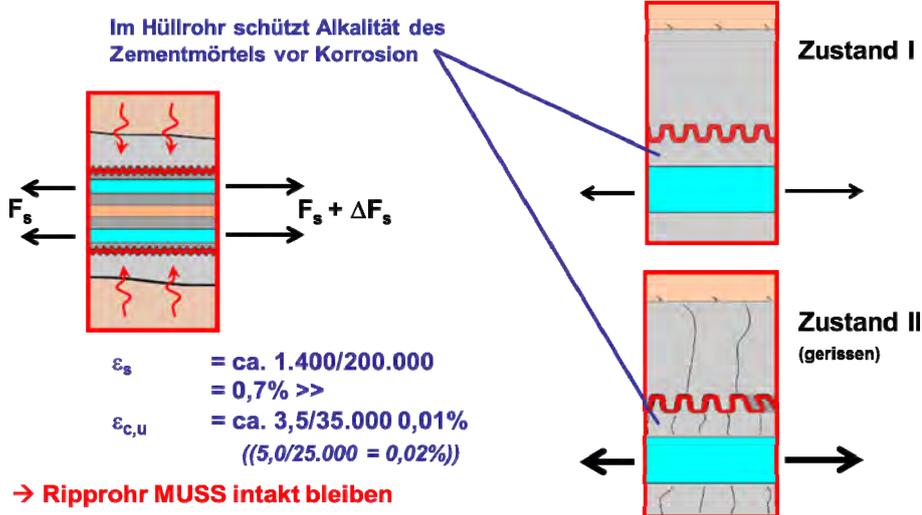


Bild 3: Kombiniertes Korrosionsschutz der Spannstahlritzen (unter Last) im ungerissenen bzw. gerissenen Zementstein innerhalb des unversehrten Hüllrohrs (gewellt)

## 2 Zustandsprüfungen alter Daueranker und messtechnische Überwachung

### 2.1 Allgemeines

Die Funktionsfähigkeit des Korrosionsschutzsystems wird in Deutschland, wie oben beschrieben, über in Zulassungen geregelte Bauweisen sichergestellt. Eine Prüfung in-situ gibt es in der Regel nicht, weil Anker nicht freigelegt werden. In einer Baugrube neben dem Bayerischen Rundfunkgebäude, für den 1958 die ersten BAUER Verpressanker für vorübergehende Zwecke hergestellt wurden, also ohne ein umhüllendes Kunststoffwellrohr, konnten aber diese Anker nach vielen Jahrzehnten besichtigt werden und wiesen einen guten Zustand auf, Bild 4.

Soll der Zustand noch im Betrieb befindlicher Daueranker untersucht werden, muss sich eine visuelle Überprüfung auf den Ankerkopf beschränken. Die Funktionstüchtigkeit des gesamten Ankers und damit des Verpresskörpers kann über Abhebeversuche nachgewiesen werden. Bei der Beurteilung einmalig (nur bei der Abnahmeprüfung) gemessener Ankerkräfte ist zu berücksichtigen, dass die Beurteilungsgrundlage schwach ist. Weil sich Ankerkräfte innerhalb einer Reihe von Ankern entsprechend der geotechnischen Gesamtsituation „einstellen“ werden, müssen einzelne Ankerkräfte vom Mittel abweichen. Eine Langzeitmessung von Ankerkräften über einen längeren Zeitraum dagegen kann die Interpretation des Tragverhaltens der gesamten verankerten Konstruktion deutlich verbessern.



Bild 4: Dr. Karlheinz Bauer und Prof. Dr. Richard Jelinek, Ordinarius für Grundbau und Bodenmechanik an der TH München von 1954 bis 1980, besichtigen die Anker der Baugrube von 1958; rechts ein alter Ankerschacht

## 2.2 Die Daueranker der Hotelanlage „Allgäu Stern“ in Sonthofen

Für den Neubau des „Allgäu Stern Hotel“ (Bild 5) erfolgte 1976 die Sicherung des angrenzenden Hanges durch eine aufgelöste Pfahlwand sowie zwei Stützmauern. BAUER stellte die Rückverankerung dieser drei Bauwerke mit Hilfe des wenige Jahre zuvor erstmals bauaufsichtlich zugelassenen Dauerankers her.



Bild 5: Die Hotelanlage Allgäu Stern in Sonthofen

Während der Nutzung wurden ausgewählte Anker in unregelmäßigen Abständen durch Abhebeversuche auf die vorhandenen Ankerkräfte untersucht. BAUER Spezialtiefbau GmbH hat im Zuge der umfangreichen Instandsetzung der Stützwände im Jahr 2012 eine Zustandsprüfung aller 141 Anker und Neuaufbringung des Korrosionsschutzes der Ankerköpfe durchgeführt, vgl. Bild 6.

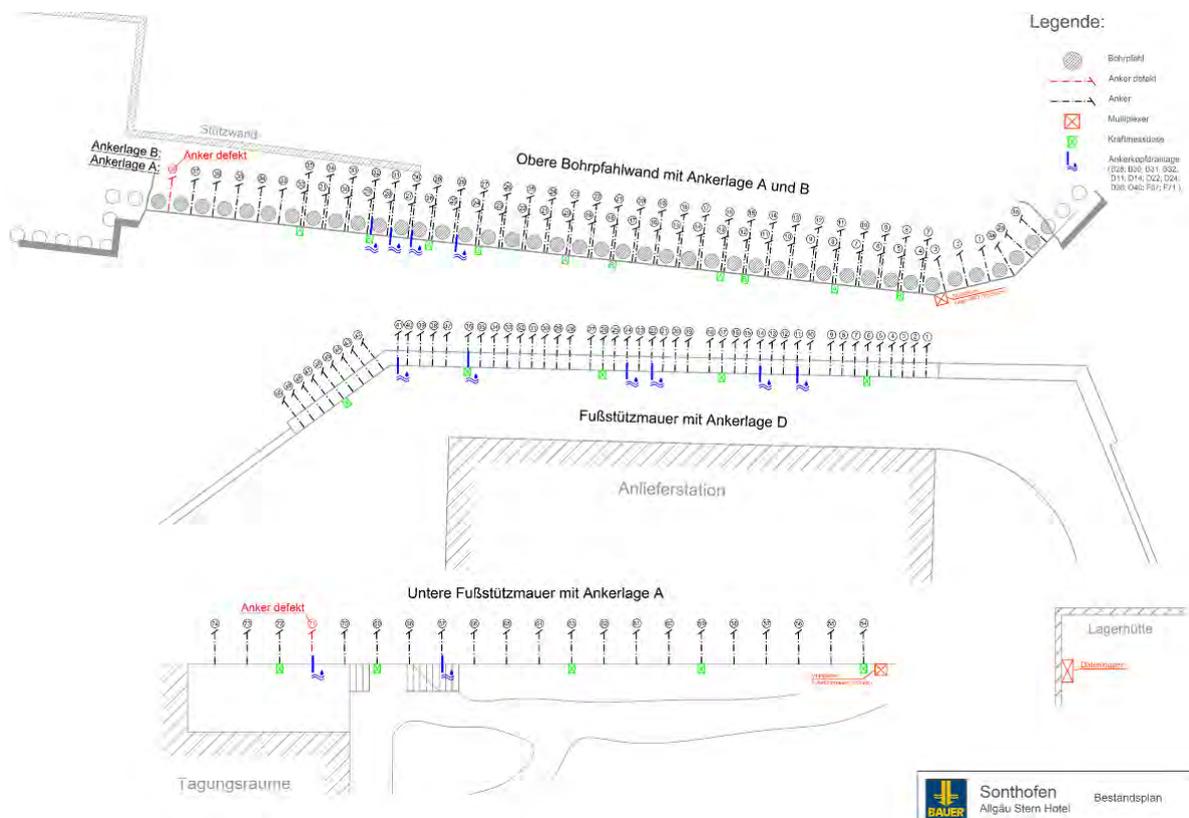


Bild 6: Übersichtsplan mit Lage der Anker

Bild 7 zeigt beispielhaft den Zustand eines Ankerkopfs vor und zwei weiterer Ankerköpfe nach dem Abnehmen der Schutzkappen. Im Weiteren werden die einzelnen Beurteilungs- und Arbeitsschritte zur Überarbeitung des Korrosionsschutzes skizziert.

### Ankerkappen

Die Ankerkappen aus Kunststoff waren eingerissen oder gänzlich zerstört, die aus Stahl angeschlagen, teilweise deutlich deformiert. Ankerkappen aus Kunststoff wurden erneuert, Stahlkappen gerichtet, sandgestrahlt und neu mit Korrosionsanstrich versehen.

### Ankermutter und Stabüberstand

Bei den meisten Ankern war noch Fett vorhanden und wenig Korrosion zu erkennen. Das Fett wurde bei jedem Anker entfernt und mit dem Aufsetzen der Ankerkappe nach dem Sandstrahlen erneuert. Die Ankerüberstände waren teilweise sehr kurz, so dass für das Abheben besondere Vorrichtungen zu konstruieren waren.



Bild 7: Zustand der Ankerköpfe vor dem Abnehmen der Schutzkappen (oben links) und danach (oben rechts und unten)

### Ankerplatten

Alle Ankerplatten wiesen Rosterscheinungen auf. Die Ankerplatten wurden gereinigt, sandgestrahlt und mit einem neuen Korrosionsschutzanstrich versehen.

### Abhebeversuche

139 der 141 Anker zeigten Ankerkräfte nahe der planmäßigen Gebrauchskraft. Die zwei anderen Anker sind nicht vollständig ausgefallen, sondern tragen noch zwischen 50 und 100 kN. Die Ursache wurde nicht ermittelt und auch die zeitliche Entwicklung der Ankerkräfte dieser Anker ist nicht bekannt. An 20 % der Anker wurde das Kriechmaß bei 1,25-facher Abhebelast ermittelt. Alle Anker lagen mit Werten von  $\leq 0,3$  mm weit unter dem zu dem zulässigen Kriechmaß.

Neun Anker der B-Lage (vgl. Bild 6) wiesen relativ hohe Abhebelasten von ca. 700 kN auf. Diese Anker wurden in Absprache mit dem geotechnischen Sachverständigen auf die maximal zulässige Gebrauchslast aus der Bemessung reduziert. Für jeden Anker wurden die Zustandserfassung, die Überarbeitung des Korrosionsschutzes und der Abhebeversuch dokumentiert, vgl. Bild 8.

Rückschlüsse auf einen intakten Korrosionsschutz in der freien Ankerlänge und auf der Verpressstrecke können nur qualitativ über die Aussage „kein Versagen“ getroffen werden. Für die beiden Anker, die sich der Gebrauchslast entzogen haben, kann im Gegenzug gefolgert werden, dass nicht mangelnder Korrosion sondern wohl ein Nachlassen der Verbundkraft im Verpresskörper für die geringen Ankerkräfte ursächlich war. Die bisher zu unregelmäßigen Zeitpunkten ermittelten Abhebelasten einzelner Anker zeigt Bild 8. Mit der Erneuerung des Korrosionsschutzes wurde für die inzwischen fast 40 Jahre alte Stützkonstruktion ein Monitoring-System eingebaut. Insgesamt 20 Anker wurden mit BAUER Kraftmessdosen versehen, vgl. Bild 9 rechts, und über insgesamt 350 Meter Kabel werden die Messwerte an einen entsprechend konfigurierten zentralen Datenlogger transferiert.

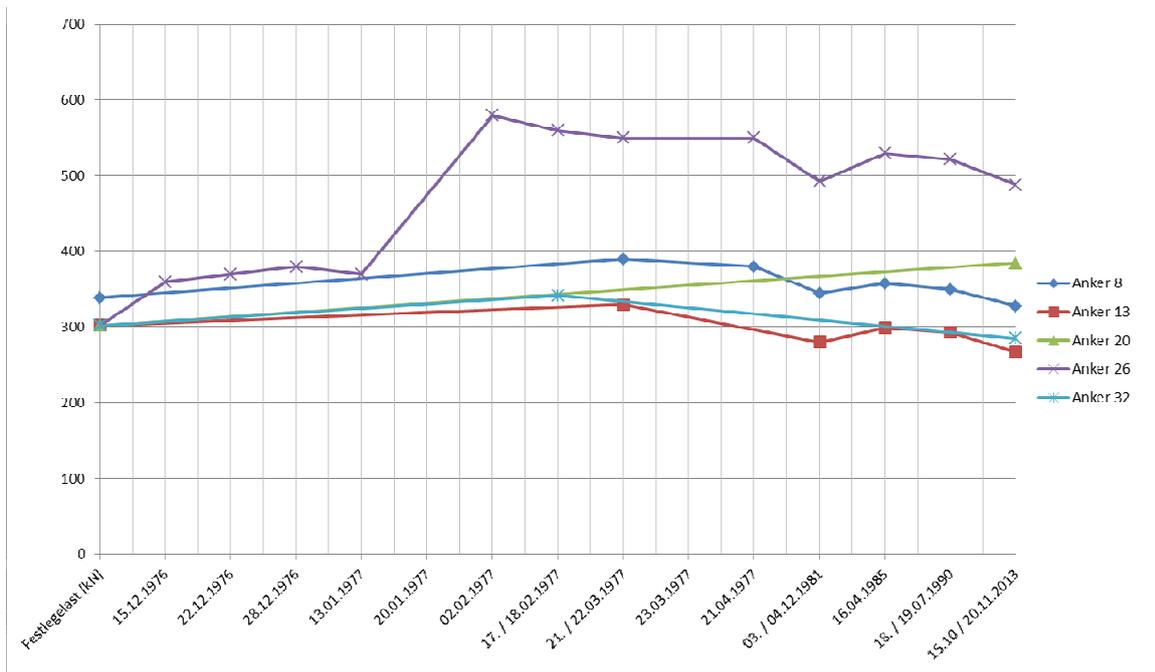


Bild 8: Abhebelasten seit 1976 bis 2013 in der A- Lage



Bild 9: Ankerköpfe nach der Sanierung (links ohne, Mitte mit Ankerkappe, rechts mit Kraftmessdose zum Monitoring)

## 2.3 Online Monitoring der Ankerkräfte

Hangsicherungen, Verbauwände und sonstige verankerte Konstruktionen können durch Kraftmessdosen (KMD) auch langfristig überwacht werden, um eventuelle Lastumlagerungen festzustellen. Ein solches Monitoring ist entweder durch manuelles Auslesen der jeweiligen KMD vor Ort oder – wie in der Grafik dargestellt – automatisiert über einen Datenlogger realisierbar, vgl. Bild 10.

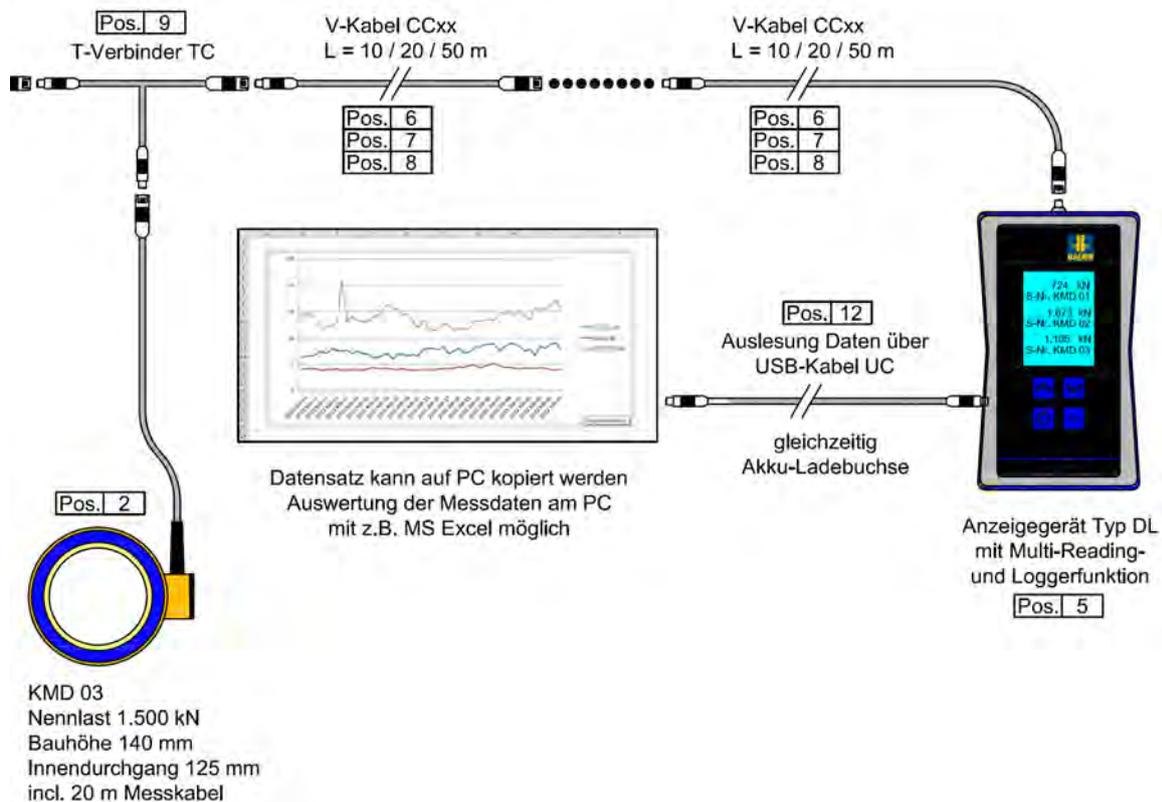


Bild 10: System zur Langzeit-Überwachung von Ankerkräften

Mit Hinblick auf das „Building Information Modeling (BIM)“, in dem zukünftig alle Bauwerksinformationen während Planung, Ausführung und Betrieb in ein 3D-Modell integriert werden sollen, können die KMD-Messdaten über den Logger in geeigneten Intervallen an einen Server übertragen und automatisch in eine Datenbank einpflegt werden. Durch Vernetzung mit anderen Daten wie zum Beispiel Verformungsmessungen können weitere Auswertungen vorgenommen werden; auch automatische Meldungen per SMS oder E-Mail können versendet werden, wenn entsprechend gesetzte Warnwerte überschritten werden.

Als Standard stehen für solche Ankerkraftmessungen Ringkörper-Kraftmessdosen mit den Nennlasten (Maximallasten) von 1.000 kN mit lichtigem Durchmesser 104 mm, 1.500 kN Ø 125 mm und 2.000 kN Ø 160 mm zur Verfügung. Diese sind wartungsfrei, staub- und wassergeschützt (IP67) und über einen weiten Temperaturbereich einsetzbar. Die KMD besteht aus einem thermisch behandelten und korrosionsgeschützten Stahlzylinder, der mit Dehnungsmessstreifen (DMS) in einer temperaturkompensierenden Anordnung bestückt ist. Die zu messenden Kräfte werden durch die Deformation des Stahlzylinders über die entsprechend kalibrierten Dehnungsmessstreifen erfasst. Hierbei wird das erzeugte Mess-

signal (digitalisiert in der KMD) direkt an ein Anzeigegerät gesendet, umgerechnet und dargestellt. Diese Technik der Messdatenerfassung mittels DMS und Weitergabe dieser Messwerte basiert auf jahrzehntealter Technik.

Um zum Beispiel die o.g. Vorteile für eine moderne Qualitätssicherung im BIM-Prozess nutzen zu können, wurde das alte analoge System weiterentwickelt, indem Kraftmessdosen nun in Verbindung mit den „neuen“ digitalen Bussystemen verwendet werden. Grundlage ist die bereits bestehende Technik der BAUER Kraftmessdosen. Neu wird der Messwert bereits in der KMD digitalisiert und über den RS485-Bus übertragen. Die gemessene Kraft wird in der Krafteinheit „kN“ angezeigt. Die in der KMD gespeicherte Seriennummer und der Sensortyp werden ebenfalls am Ablesegerät angezeigt, so dass keine Verwechslungen oder Fehler bei der Zuordnung passieren können.

Die Ablesung erfolgt über das Anzeigegerät Typ D (ein „einfaches“ Handterminal zur Ablesung nur einer Kraftmessdose) oder über das Anzeigegerät Typ DL, das eine gleichzeitige Ablesung mehrerer Kraftmessdosen und eine Datenlogger-Funktion zur längerfristigen Aufzeichnung der Messdaten in variablen Zeitintervallen ermöglicht. Die mit dem Ablesegerät kabelverbundene Kraftmessdose wird mit dem Einschalten des Ablesegeräts mit Spannung versorgt. Die digital erzeugten Messdaten werden zum Ablesegerät übertragen, dekodiert und auf dem LCD (Flüssigkristallanzeige) angezeigt. Datum, Uhrzeit, KMD-Name, KMD-Typ und die Last in kN werden separat für jede angeschlossene Kraftmessdose gespeichert. Eine automatisierte Auslesung der Messdaten mittels PC-Software kann kurzfristig umgesetzt werden, was dann zusätzlich die Datenfernabfrage und Onlineüberwachungen möglich macht.

Bild 10 zeigt das durch die Digitalisierung der Messwerte direkt an der Kraftmessdose vereinfachte Setup des Messsystems auf der Baustelle, bei dem mehrere Kraftmessdosen gleichzeitig über ein Kabel ausgelesen werden können. Das Messkabel kann von KMD zu KMD durchgeschleift werden, um somit unnötige Kabellänge zu vermeiden. Weil die Übertragung digitaler Messwerte widerstandsunabhängig sind, kann das Kabel außerdem beliebig verlängert oder gekürzt werden ohne die Kalibrierung der einzelnen Kraftmessdosen verändern zu müssen. Alle angeschlossenen Kraftmessdosen können von der Position des Datenloggers zentral ausgelesen werden.

### **3 Zusammenfassung und Ausblick**

Den Verpressanker als Daueranker gibt es in Deutschland seit rund 50 Jahren. Die dabei einzuhaltenden Ausführungsregeln auf Grundlage der aktuellen Ausführungsnorm zusammen mit erteilten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen haben sich bewährt.

Für den Korrosionsschutz, der standardmäßig in der Verankerungslänge aus einem einzigen gerippten und mit Zementmörtel verfüllten Kunststoffhüllrohr besteht, ist die Unversehrtheit dieses Hüllrohrs maßgebend. Dieses stellt sicher, dass der Zementstein seine hohe Alkalität beibehält und das Stahlzugglied nicht depassiviert wird. Die guten Erfahrungen an seit Jahrzehnten mit solchen Dauerankern in Betrieb befindlichen Bauwerken rechtfertigen die spezifische Nachweisführung im Rahmen der obligatorischen Zulassungsverfahren. An alten Verpressankern von der BAUER Spezialtiefbau GmbH durchgeführte Zustandsprüfungen

beweisen die Funktionsfähigkeit zusätzlich. Auf die gesonderte Prüfung des Korrosionsschutzes jedes eingebauten Ankers wird deshalb in Deutschland konsequenterweise verzichtet.

Zu immer höheren Ankerkräften hat vor allem die technische Weiterentwicklung beim Spannstahl geführt. Im Jahr 2015 hat der „größte“ zugelassene Litzenwellrohranker der BAUER Spezialtiefbau GmbH 12 Litzen mit einer Querschnittsfläche von je 150 mm<sup>2</sup> und kann die Last bei Streckgrenze von rd. 3 MN aufnehmen. Auch größere Anker sind möglich, deren Maximallast aber wohl durch den Boden, durch die aktivierbare äußere Tragfähigkeit begrenzt werden wird. Hierfür ist dann eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

Neue Entwicklungen in der Messtechnik erlauben eine Langzeitmessung von Ankerkräften und damit eine besser abgesicherte Beurteilung der Standsicherheit geotechnischer Konstruktionen. Im Zuge der Instandsetzung alter verankerter Konstruktionen werden solche Systeme gefordert und eingebaut. Der Einbau „digitaler Kraftmessdosen“ bietet direkte Vorteile in der technischen Durchführung, ermöglicht außerdem ein Online-Monitoring für eine teilweise automatisierte Datenverarbeitung zur Qualitätssicherung oder als konsequenter Schritt zur Integrierung wichtiger Bauteilinformationen in ein zukünftiges Building Information Modeling System.



# Optimiertes Qualitätsmanagement für die Ausführung von DSM- Arbeiten

Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann  
Dr.-Ing. Wolfgang Wehr  
Dipl.-Ing. Paul Pandrea  
Keller Holding GmbH, Offenbach am Main

## 1 Einführung

Es gibt heute eine große Anzahl von unterschiedlichen Baugrundverbesserungsverfahren, deren Unterscheidung durch individuelle Produktnamen der Unternehmen noch zusätzlich erschwert wird. Einen Überblick und eine Klassifizierung der unterschiedlichen Verfahren findet man z.B. im Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Band 2 (Sondermann, Kirsch, 2009, Tabelle 1):

<b>Baugrundverbesserung</b>					
<b>Austauschen</b>	<b>Verdichten</b>		<b>Bewehren</b>		
	Statische Methoden	Dynamische Methoden	Mit verdrängender Wirkung (Umgebungsverdichtung)	Ohne verdrängende Wirkung	
				mechanisches Einbringen	hydraulisches Einbringen
s. Kap 2.1	Vorbelastung  Vorbelastung mit Konsolidierungshilfe  Verdichtungsinjektionen  Grundwasserbeeinflussung	Vibrationsverdichtung <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tiefenrüttler</li> <li>• Aufsatzrüttler</li> </ul> Stoßverdichtung <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fallplatte</li> <li>• Sprengung</li> <li>• Luft-Impuls-Verfahren</li> </ul>	Rüttelstopfverdichtung  Rüttelstopfvermörtelung  Sandverdichtungspfähle  Kalk/Zement-Stabilisierungssäulen  Verdichtungsinjektion	MIP(DSM)-Verfahren  FMI-Verfahren  Injektionen  Vereisung	Düsenstrahlverfahren

Tabelle 1: Übersicht der Baugrundverbesserungsverfahren (nach GBT, 7. Aufl., Bd. 2, Sondermann, Kirsch, 2009, Tabelle 1)

Insbesondere bei den Verfahren der beiden letzten Spalten wird der Boden Teil des Endproduktes und hat somit großen Einfluss auf seine Eigenschaften. Die natürlichen Schwankungen seiner Beschaffenheit schlagen sich als Schwankungen der Produktqualität nieder und stellen eine besondere Herausforderung für Planung, Bemessung und Ausführung dar.

## 2 Deep Soil Mixing (DSM)

### 2.1 Verfahren und Werkzeuge

Nach der Typisierung der Tabelle 1 gehört das DSM-Verfahren zu den Baugrundverbesserungsverfahren mit bewehrender Wirkung, die ohne Verdrängung mit mechanischer Durchmischung des Bodens hergestellt werden. Die Abmessungen des Elements werden wesentlich durch die Geometrie des Werkzeugs bestimmt.

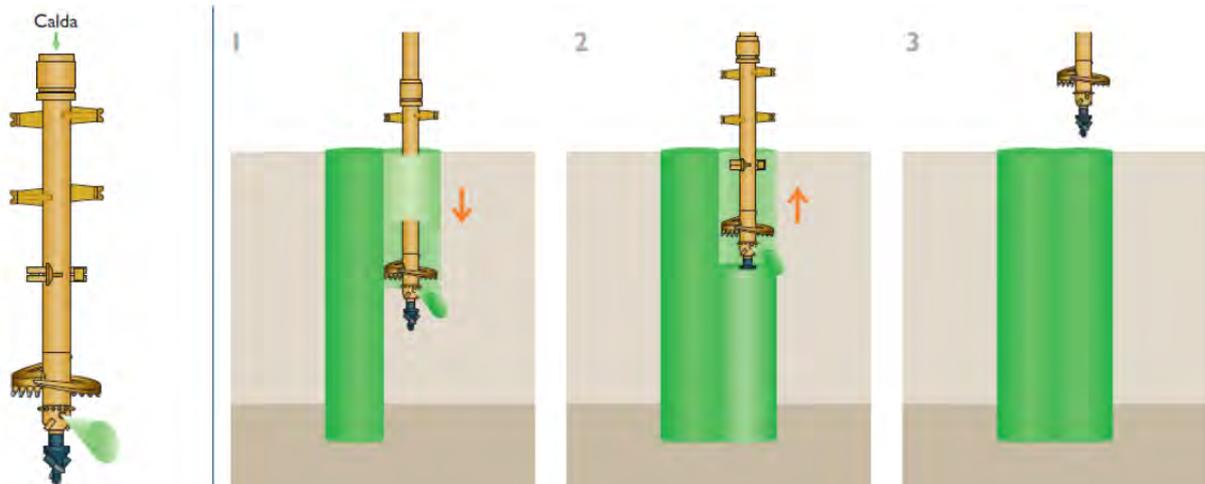


Bild 1: Prinzipielle Herstellfolge DSM-Verfahren

Unterschiedliche Bodenarten erfordern eine Anpassung sowohl des Werkzeugs als auch der Arbeitsweise.

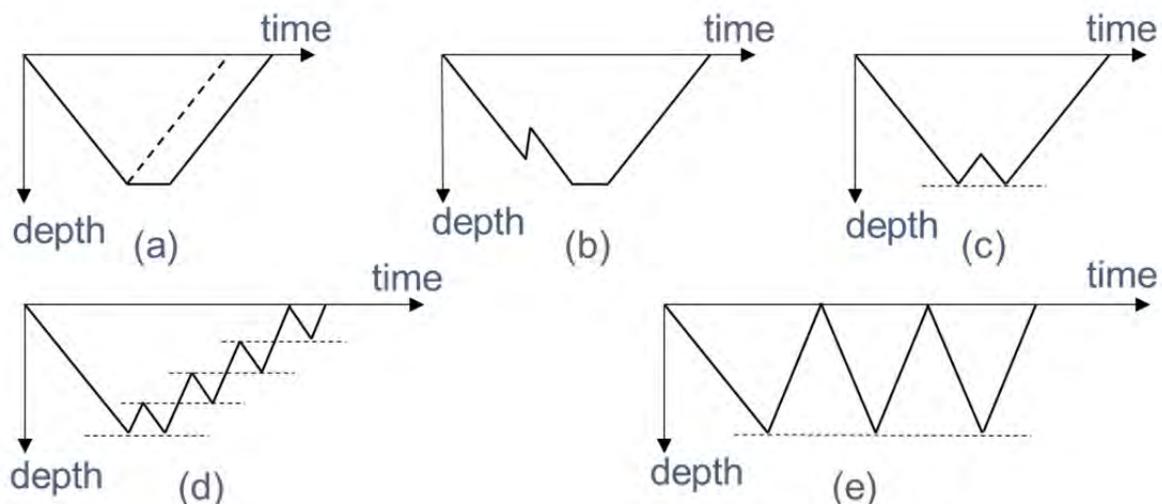


Bild 2: Unterschiedliche Arbeitsweisen für DSM (Ground Improvement, 2<sup>nd</sup> edition, Topolnicki, 2004, Figure 9.27)

Die Variante (a) in Bild 2 kommt bei gut mischbaren Böden (z.B. Sanden) zur Anwendung, während die Varianten (d) und (e) bei bindigen und dadurch schwerer zu bearbeitenden Böden gewählt werden, die den Einsatz höherer spezifischer Mischenergie erfordern.

## 2.2 Qualitätsmerkmale und -überwachung

Wichtige Qualitätsmerkmale sind neben den oben bereits genannten Anpassungen des Werkzeugs und der Arbeitsweise:

- Sorgfältige Einmessung und Kontrolle des Ansatzpunktes
- Vertikalität des Mischstranges und damit des Elementes (insbesondere bei überlappenden Elementen zur Abdichtung)
- Kontrolle der Einfahrtiefe
- Kontrolle der Drehgeschwindigkeit (beim Ein- und Ausfahren)
- Kontrolle der Zugabe des Bindemittels.

Letzteres kann in Anpassung an die Baugrundverhältnisse bereits beim Einfahren (top-bottom) oder aber erst beim Ausfahren (bottom-top) erfolgen, wobei ersteres die Regel ist und letzteres dann angewendet wird, wenn eine hohe Sensitivität oder besondere chemische Wechselwirkungen zwischen Bindemittel und Boden zu erwarten sind. Die genannten Parameter werden heute durchgehend elektronisch und kontinuierliche aufgezeichnet. Darüber hinaus werden durch Feld- und Laboruntersuchungen auch noch Festigkeit und Homogenität überwacht.

Eine wichtige Maßzahl für die erreichbare Qualität und Festigkeit von DSM-Körpern ist neben der eingebauten Menge an Bindemittel die so genannte Blade Rotation Number T. Sie beschreibt die Intensität der mechanischen Bearbeitung durch das Werkzeug bzw. die spezifische eingesetzte Mischenergie, wobei Sie keine exakte Maßzahl, sondern ein Indikator ist.

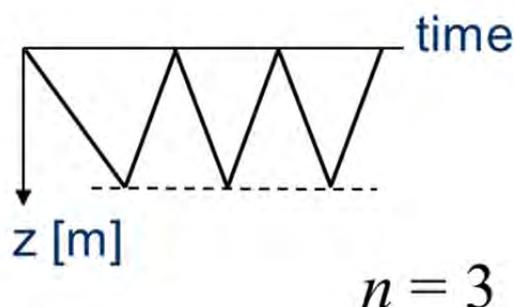
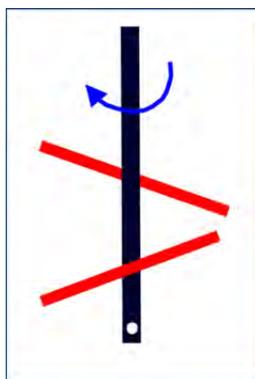
$$T = M \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{R_{pi}}{V_{pi}} + \frac{R_{wi}}{V_{wi}} \right) \left[ \frac{\text{rot}}{\text{m}} \right]$$

$M$  = Anzahl der Scherkanten (Blades), ein durchgehendes Blade bedeutet  $M = 2$

$R_p, R_w$  = Drehzahl des Werkzeugs Einfahren und Ausfahren [rpm]

$V_p, V_w$  = Vorschubgeschwindigkeit beim Einfahren und Ausfahren  $\left[ \frac{\text{m}}{\text{min}} \right]$

$n$  = Anzahl der vollständigen Mischzyklen



Formel 1: Blade Rotation Number T

Die erforderliche Blade Rotation Number T hängt von der Bodenart ab und ist größer für feinkörnige und kohäsive (schwer mischbare) Böden. Richtwerte und Größenordnungen zusammen mit den erforderlichen Zementgehalten und erreichbaren Festigkeiten sind in der folgenden Tabelle 2 angegeben.

Bodenart	Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	UCS [MPa]	T(BRN) [rot/m]
<b>Mudde</b>	250 – 450	0.1 - 0.5	500 – 600
<b>Organischer Schluff/Ton</b>	150 - 400	0.2 - 1.5	500 – 600
<b>Weicher Ton</b>	150 - 350	0.5 - 2.5	450 – 500
<b>Steifer Ton</b>	120 - 300	0.7 - 2.5	450 – 500
<b>Schluff und schluffiger Sand</b>	120 - 300	1.0 - 3.0	400 – 450
<b>Fein- und Mittelsand</b>	120 - 300	1.5 - 5.0	350 – 400
<b>Grobsand und Kies</b>	120 - 250	3.0 - 7.0	300 – 350

Tabelle 2: Zementgehalt, Festigkeiten und erforderliche Blade Rotation Number T für unterschiedliche Bodenarten

Die Festigkeit von DSM Körpern wird auf Grundlage von Probekörpern auf statistischer Grundlage ermittelt. Sie ist, wie man dem folgenden Bild entnehmen kann, nicht normalverteilt, sondern wird wesentlich zutreffender von einer schiefen Verteilung approximiert.

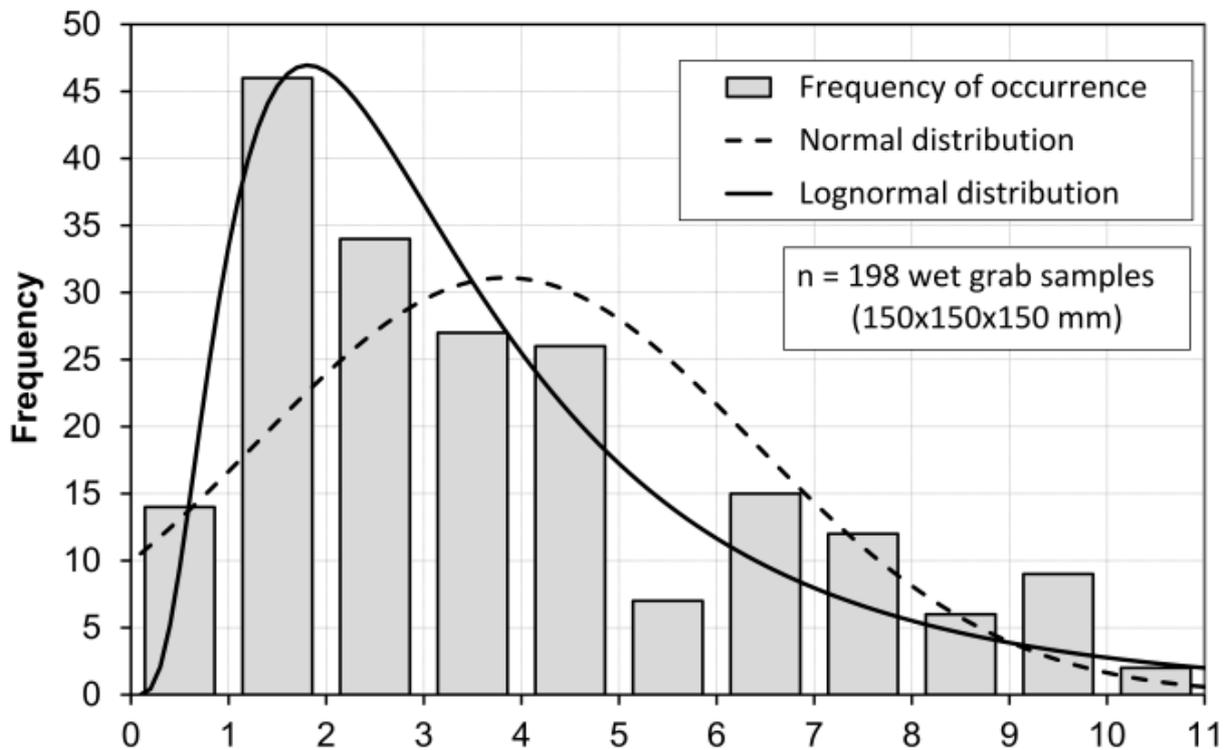


Bild 3: Statistische Verteilung der Festigkeit von DSM-Körpern (Topolnicki, 2015)

Als zweckmäßig hat sich die Anwendung der logarithmischen Normalverteilung erwiesen, wie sie auch in der aktuell veröffentlichten Ergänzung A1 zur DIN 4093:2012 vorgeschlagen wird:

$$f_{ck} = \min \left\{ \begin{array}{l} e^{(\mu - k \cdot \sigma)} \\ 12 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(f_{ci}) \quad \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(f_{ci}) - \mu)^2}$$

$$k = 1,28 \text{ (10\% - Fraktil)}$$

Formel 2: Ermittlung der charakteristischen Festigkeit mit der logarithmischen Normalverteilung (nach DIN 4093:2012 + A1:2015)

### 3 Fallbeispiel – Aeroporto Internacional Salgado Filho

Die beispielhafte Umsetzung des DSM Verfahrens soll im Folgenden an einem Projekt aus Brasilien dargestellt und erläutert werden.

#### 3.1 Lage der Baustelle und Bauaufgabe

Der Flughafen Aeroporto Internacional Salgado Filho liegt bei Porto Alegre im Süden Brasiliens ca. 1.100 km Luftlinie (1.600 km über Land) entfernt von Rio de Janeiro. Seine Kapazität soll durch zusätzliche Parkpositionen erhöht werden als Teil eines landesweiten Investitionsprogramms zum Ausbau der Verkehrsinfrastruktur.



Bild 4: Luftbild des Aeroporto Internacional Salgado Filho



Gesucht war ein Verfahren zur Überbrückung der Weichschicht, das möglichst ohne nennenswerten Anfall von Bohrgut auskommt und gleichzeitig wegen der hohen Plastizität und der damit einhergehenden Risiken (Einschnürung bereits hergestellter Elemente) keine Verdrängungswirkung erzeugt. Beide Anforderungen werden durch das DSM-Verfahren erfüllt.

Auf Grund seiner Eigenschaften (Wassergehalt im Bereich der Fließgrenze, organischer Anteil bis über 10%) stellt der Ton einen Grenzfall für die Mischbarkeit und die erreichbare Festigkeit und somit die Herstellbarkeit insgesamt dar.

### 3.3 Gründungssystem

Als Gründungssystem wurde ein Raster aus DSM-Säulen  $\varnothing$  0,80 m mit einer 1,0 m dicken Lastverteilungsschicht im Designprozess als optimale Anordnung ermittelt und vorgesehen.

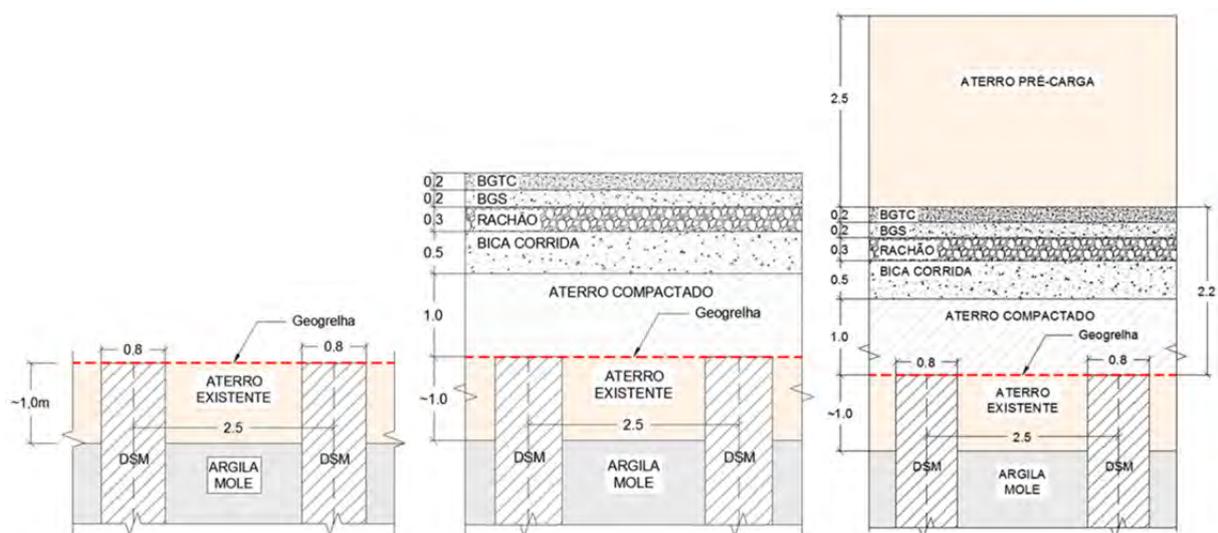


Bild 6: Gründungssystem aus DSM-Säulen, Lastverteilungsschicht und Tragschicht

Oberhalb der Säulen an der Unterseite der Lastverteilungsschicht wurde zusätzlich ein Geogitter zur Verbesserung der Gewölbetragswirkung und Lasteinleitung in die Säulen eingeplant. Aus der Bemessung des Systems ergab sich eine erforderliche charakteristische Festigkeit der DSM-Säulen von  $f_{ck} = 0,78 \text{ MN/m}^2$ .

### 3.4 Vorversuche und Probelastung

Da die weichen Tonschichten, wie oben bereits erwähnt, auf Grund Ihrer Eigenschaften und Zusammensetzung einen Grenzbereich für die Herstellbarkeit der DSM-Säulen darstellen, wurden zunächst umfangreiche Vorversuche durchgeführt. Dazu wurden aus Tiefen bis zu 9 m Bodenproben mit einer Gesamtmasse von ca. 120 kg entnommen. Neben den Laboruntersuchungen (siehe 3.2) wurden auch 130 Probekörper mit den Zylinderabmessungen  $\varnothing$  7,5 cm,  $h=15$  cm hergestellt. Der Zementgehalt wurde in Serien von 300 bis  $500 \text{ kg/m}^3$  variiert ebenso wie die Zugabe von Kalksteinmehl.



Bild 7: Probekörper für die Vorversuche

Diese Probekörper wurden nach 7, 14 und 28 Tagen abgedrückt, um sowohl die Endfestigkeit als auch die Festigkeitsentwicklung sicher abschätzen zu können:

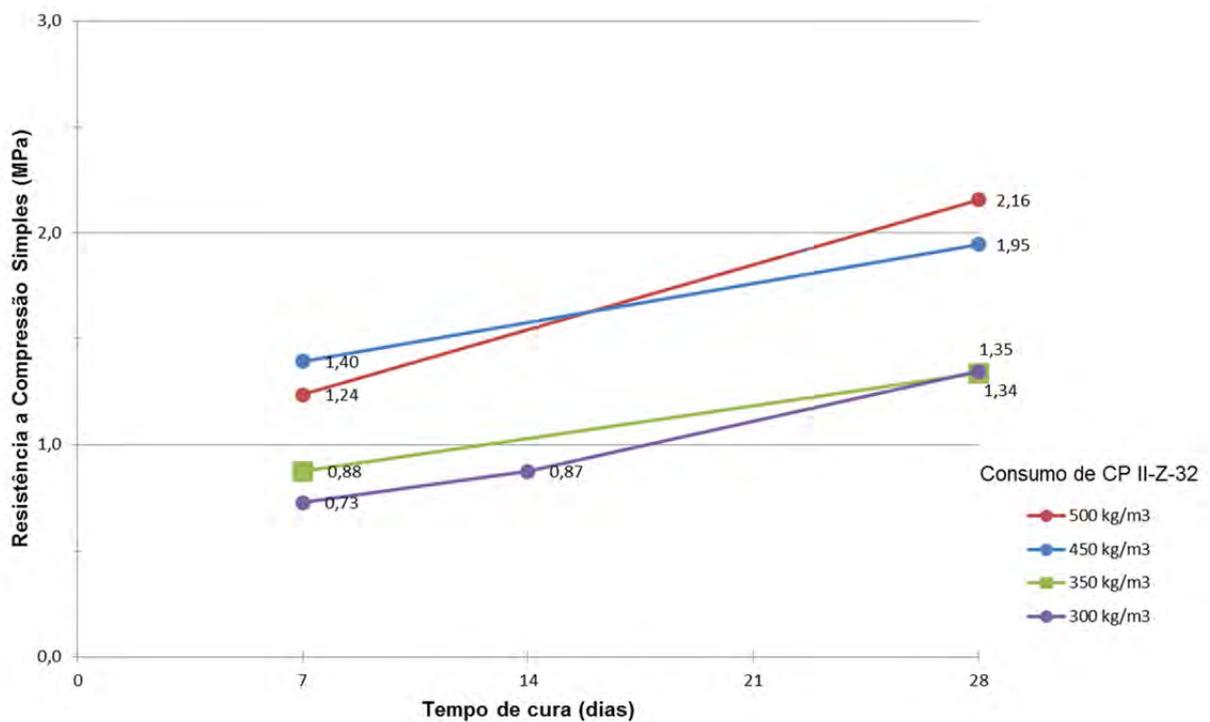


Bild 8: Festigkeit in Abhängigkeit von Abbindezeit und Zementgehalt

Zur Überprüfung des Gesamtsystems bzw. des statischen/geotechnischen Modells wurde ein großräumiger Belastungsversuch auf einer Fläche von 2.700 m<sup>2</sup> ausgeführt:

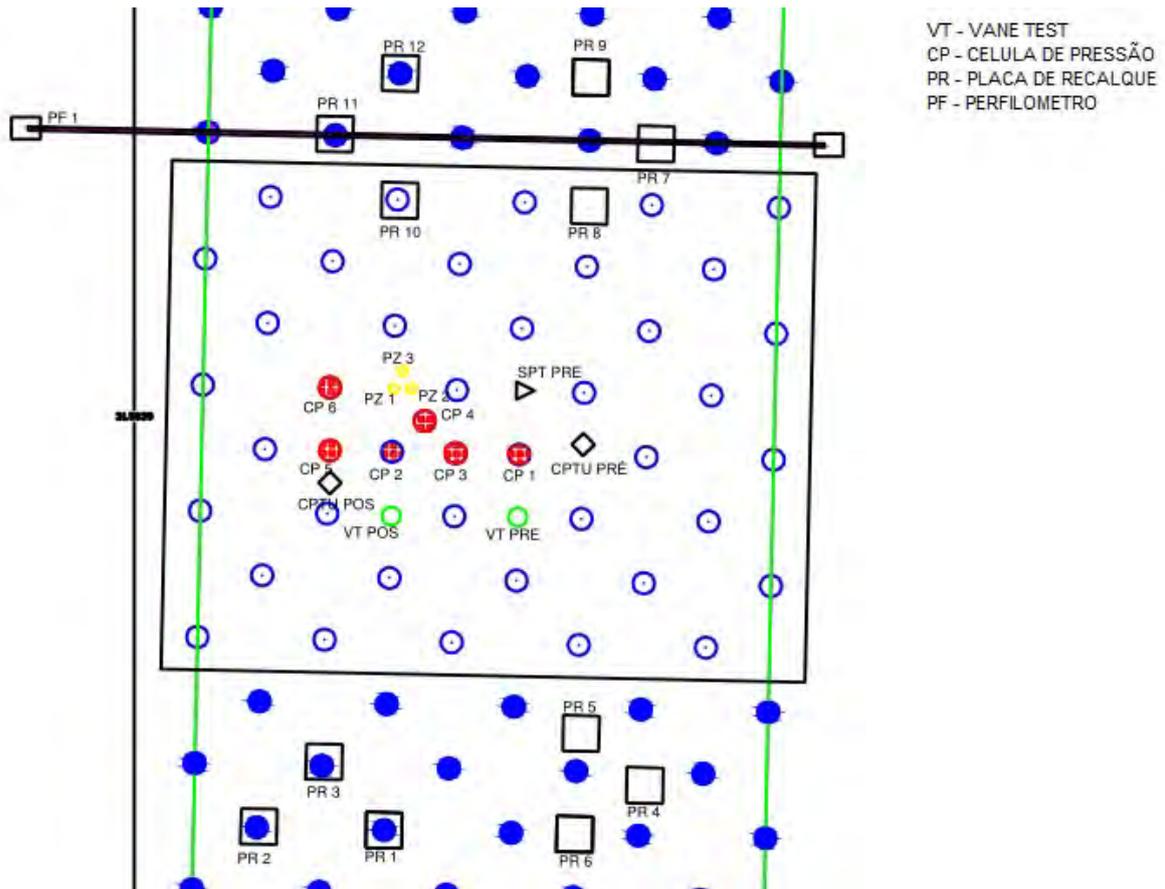


Bild 9: Belastungsversuch mit Instrumentierung

Das Versuchsareal wurde mit zusätzlichen SPT- und Drehflügelsondierungen erkundet und der Belastungsversuch umfangreich instrumentiert mit:

- Schwingsaiten-Piezometer
- Profilmessrohren zur Aufnahme des Setzungsprofils
- Druckmesszellen auf und zwischen den DSM-Säulen
- Setzungspegel

Die Belastung erfolgte durch eine entsprechende Erdschüttung. Die Auswertung der begleitenden Messungen zeigte zum einen lediglich sehr geringe Setzungsdifferenzen zwischen den Säulen und dem dazwischenliegenden Boden (siehe Bild 10) und zum anderen trotzdem eine deutliche Lastkonzentration auf die DSM-Säulen (siehe Bild 11).

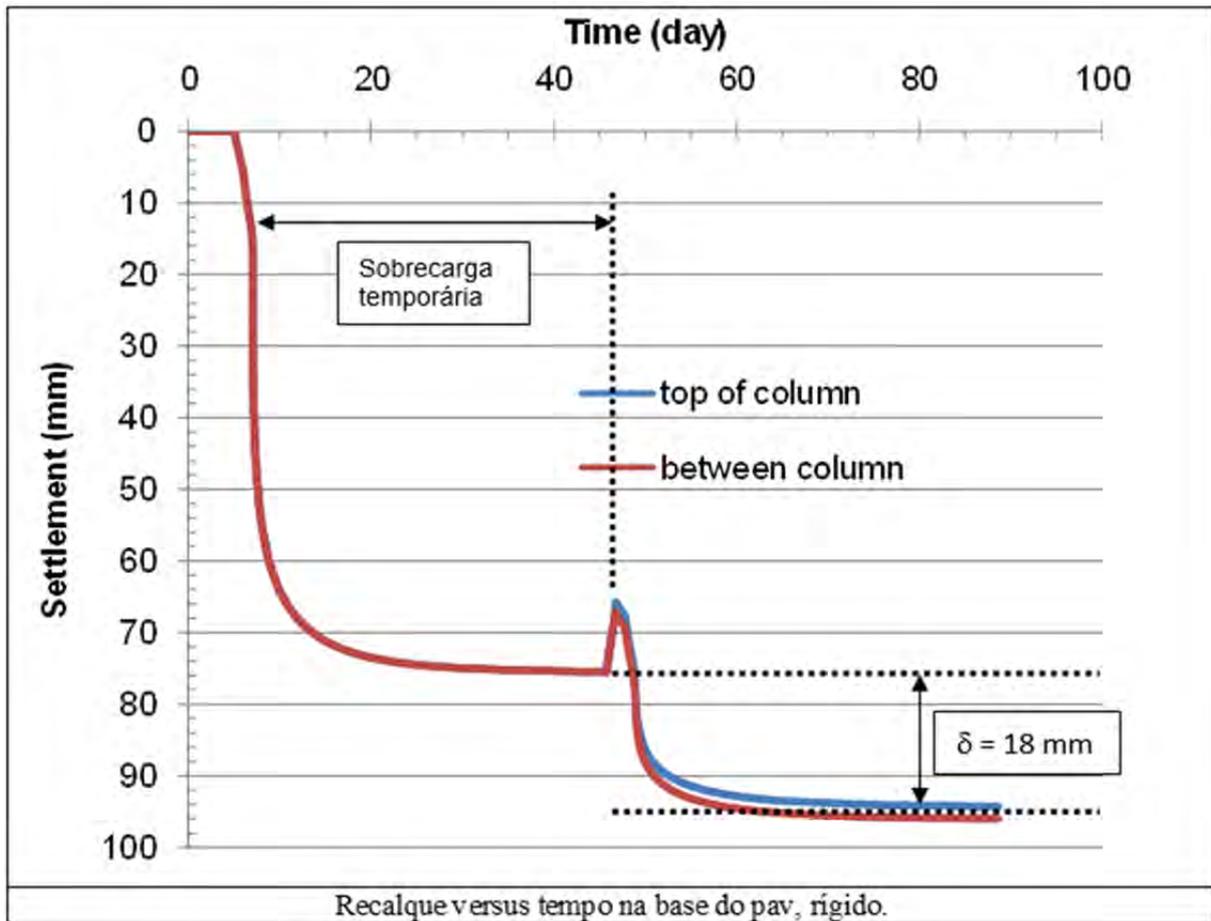


Bild 10: Zeit-Setzungs-Verlauf

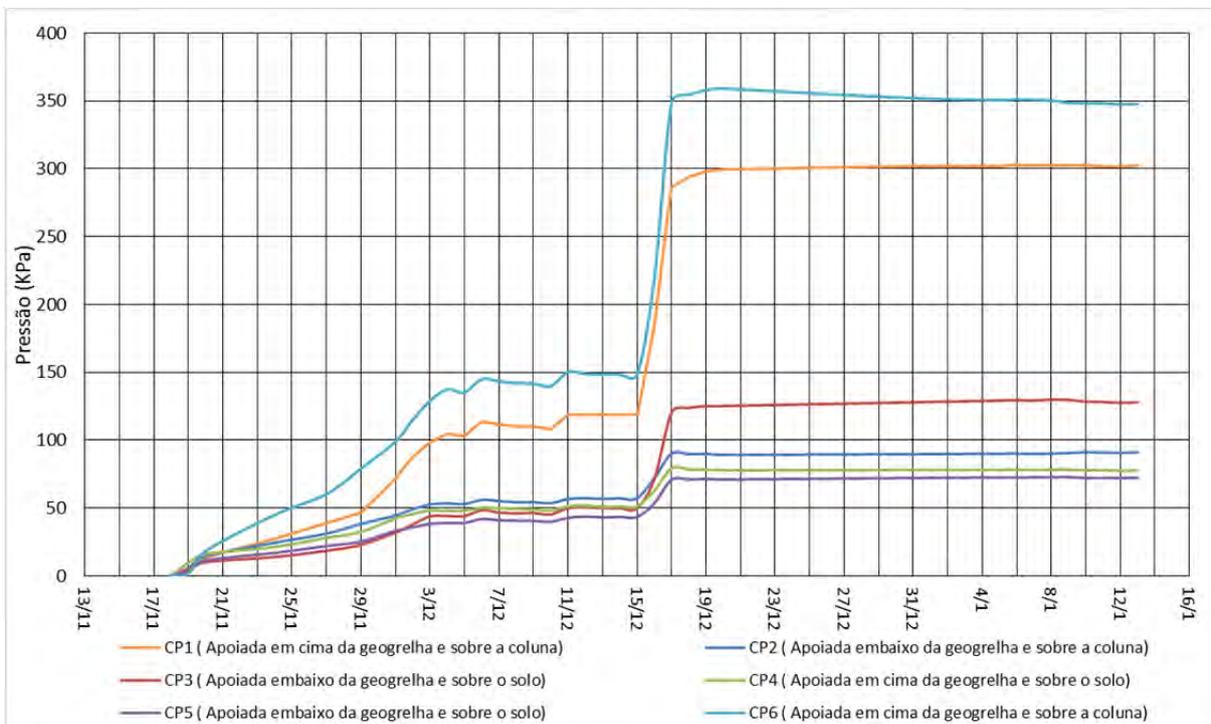


Bild 11: Spannungen (Pressungen) gemessen in den Druckmesszellen

### 3.5 Qualitätskontrolle, Produktionsüberwachung und Ergebnisse

Wegen der kritischen Baugrundverhältnisse und der großen Empfindlichkeit der Qualität der DSM-Säulen auf Schwankungen bei den Herstellparametern wurde die Ausführung der Arbeiten intensiv überwacht. Diese Überwachung umfasste:

- Geodätisches Einmessen aller Ansatzpunkte
- Lückenlose Aufzeichnung aller Herstellparameter
- Entnahme von Proben aus den frischen Säulen (Ausstechzylinder)
- Korrelation der Herstellparameter zu den bekannten Baugrundaufschlüssen
- Laborversuche zur Ermittlung der Homogenität und Festigkeit

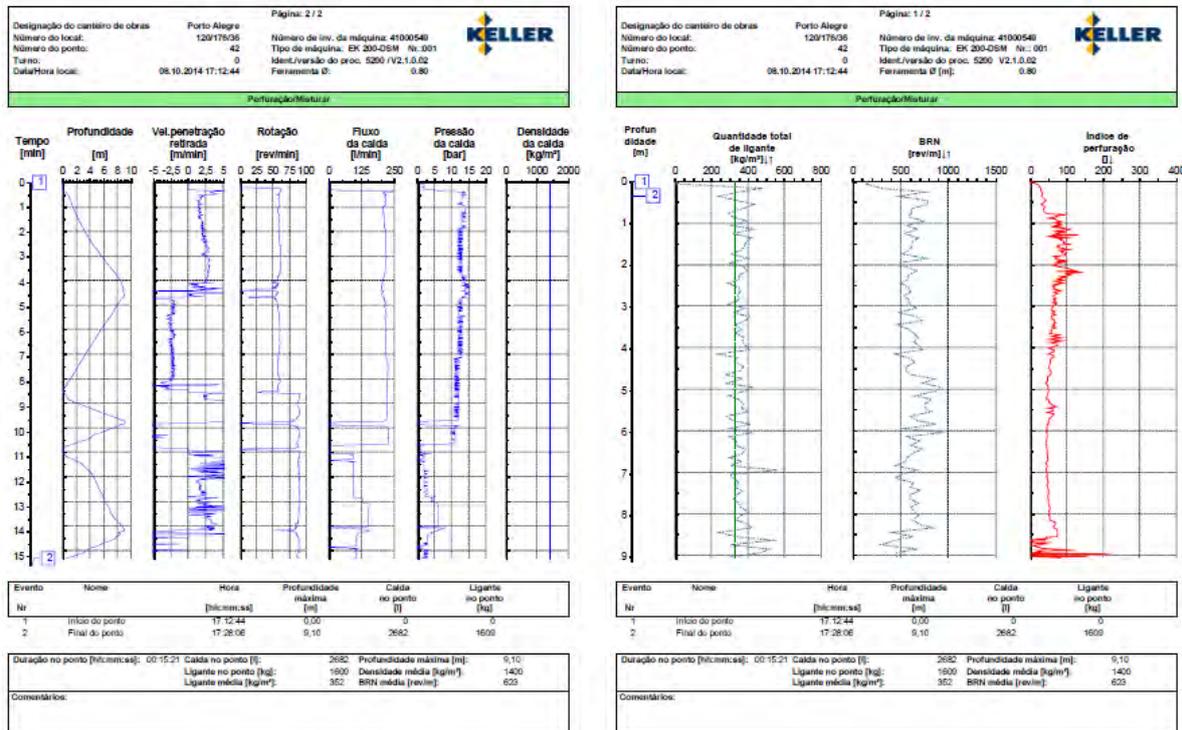


Bild 12: Aufgezeichnete DSM-Herstellparameter

Da die Baustelle von unserem nächsten Büro ca. 1600 km entfernt lag, war die Online-Abfrage der Herstelltdaten von besonderer Bedeutung, um diese den hauseigenen Experten in Echtzeit zur Beurteilung verfügbar zu machen. Dafür kam der „**Quality Production Manager (QPM)**“ zum Einsatz. In diesem System werden die Daten per Mobilfunknetz laufend auf einen Server übertragen und automatisiert aufbereitet. In diesem System können dann unterschiedlichste Abfragen und Auswertungen vorgenommen werden, um die Ausführung sowohl technisch als auch wirtschaftlich überwachen zu können.

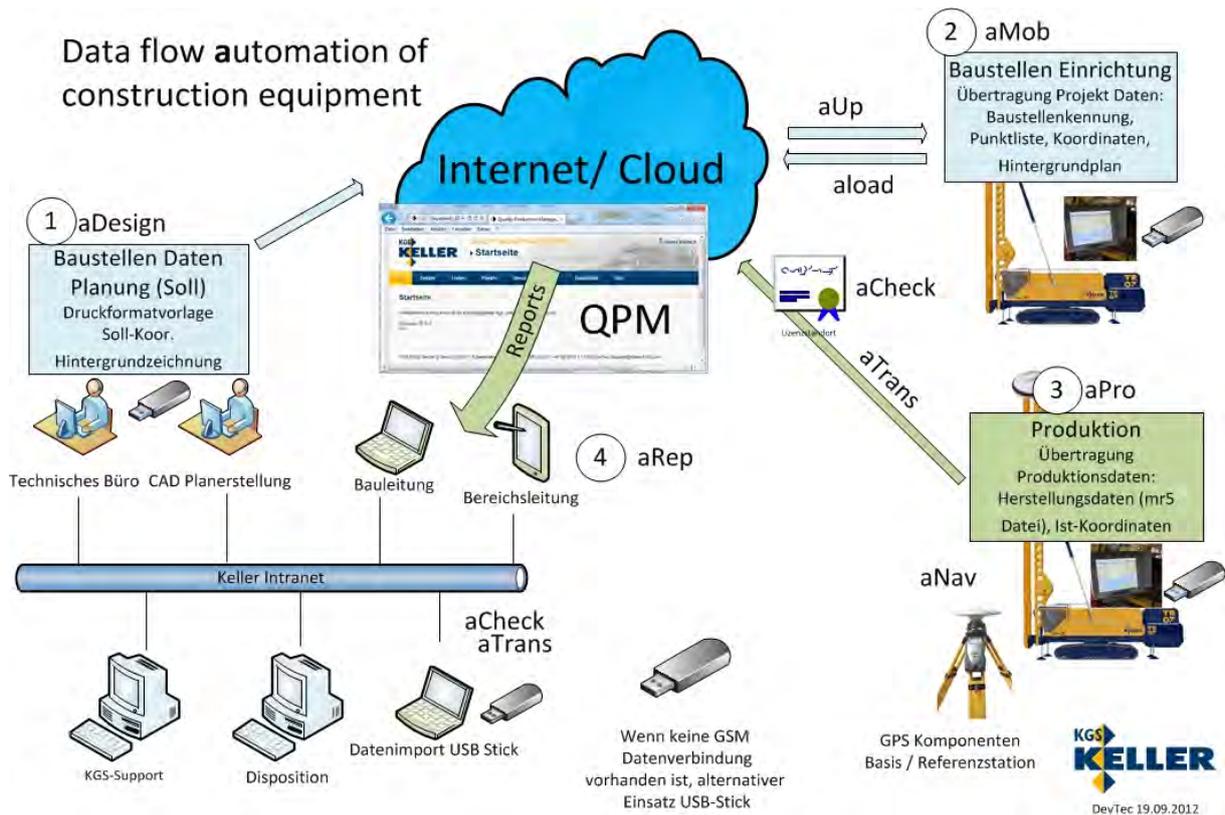


Bild 13: Datenmodell

Diese lückenlose Überwachung erlaubt die Sicherung einer gleichbleibenden Produktqualität und gleichzeitig die Nutzung vorhandener Optimierungspotentiale. Durch die laufende Überwachung der Produktion konnten die Festigkeitswerte aus den Voruntersuchungen bestätigt werden.

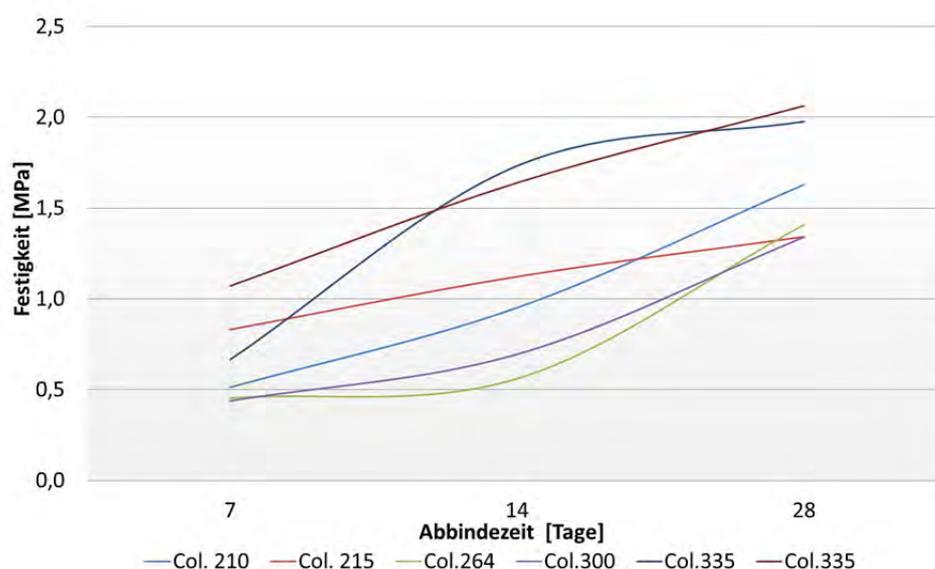


Bild 14: Festigkeitsentwicklung ermittelt an aus frischen DSM-Säulen entnommenen Proben

## 4 Zusammenfassung

Das oben gezeigte Beispiel zeigt, dass sich DSM sicher und mit gleichbleibender Qualität auch in extrem schwierigen Verhältnissen wie sehr weichen Tonen mit Wassergehalten an der Fließgrenze und organischen Anteilen bis über 10% sicher ausführen lässt. Voraussetzungen dafür sind eine sorgfältige Erkundung, ausreichende Vorversuche zur Ermittlung der erzielbaren Produkteigenschaften und Vorbestimmung der Herstellparameter, eine detaillierte und iterative Bemessung unter Berücksichtigung aller Einflussfaktoren sowie Probelastungen zur Validierung der Bemessungsannahmen und –ergebnisse.

Durch die Echtzeit-Überwachung mit dem QPM-System konnte die Blade Rotation Number, die Zahl der Mischzyklen und damit die Ausführungszeit bei Aufrechterhaltung der erforderlichen Qualität während der Herstellung um 10% und der Zementverbrauch um 15% optimiert werden. Gleichzeitig konnte durch die Online-Qualitätsüberwachung der Personaleinsatz und Reisezeiten für die Qualitätsüberwachung (Entfernung Büro-Baustelle 1.600 km) reduziert sowie die Wartungsintervalle durch Geräteferndiagnose maximiert und vorausgeplant werden, so dass eine wirtschaftliche Ausführung gewährleistet werden konnte.

## 5 Literatur

Grundbau-Taschenbuch, 7. Auflage, Band 2: Geotechnische Verfahren, August 2009

Ground Improvement, 2nd Edition, Spon Press, London & New York, 2004

Geotechnical Design and Performance of Road and Railway Viaducts supported on DSM Columns – A Summary of Practice, Topolnicki, 2015

DIN 4093:2012 + A1:2015 - Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Düsenstrahl, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren

DIN EN 14679:2005 + A1:2006 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Tiefreichende Bodenstabilisierung



# Design & Build Greenline Underground Doha

Dipl.-Ing. Guenther Heilmayer  
PORR Qatar, Doha

## 1. Allgemeines

Die Arbeitsgemeinschaft "Greenline Underground" setzt sich zusammen aus den Unternehmen PORR, Saudi Binlادن und HBK. Die Technische Federfuehrung und 50% der Anteile liegen bei PORR Qatar. Auftraggeber ist Qatar Railways, eine Gesellschaft die zu 100% dem Staat Qatar gehoert. Der Auftragswert betraegt ca. 9 Milliarden Qatari Rial, was aktuell etwa 2,3 Milliarden Euro entspricht. Baubeginn war im Juni 2013, die Bauzeit betraegt 60 Monate. Der Auftragsumfang enthaelt Planung, Rohbau, Tunnelbau, gesamte Haustechnik und Fassade – also eine schluesselfertige U-Bahn Linie. Signaltechnik, Gleise und rollendes Material werden in einem gesonderten Auftrag vergeben. Planer fuer unser Projekt sind SSF ( Rohbau Stationen ), D2 (Tunnelbau), Hoare Lea (Haustechnik) und ViCon (BIM). Pruefingenieure sind Ramboll aus Kopenhagen in unserem Auftrag. Insgesamt erwarten wir ohne Werkstattzeichnungen derzeit rund 20.000 Plaene.

Derzeit sind etwa 700 Angestellte und 3900 Arbeiter auf unseren Baustellen taetig.

## 2. Projekt

Die "Gruene Linie" beginnt im Stadtzentrum an der Station "Musheireb", verlaeuft zunaechst in noerdlicher Richtung zur Station "Al Bidda", macht dann eine enge Linkskurve zur "White Palace Station" und geht dann in westlicher Richtung weiter. Es folgen die Stationen "Hamad Hospital", "Switchbox 30/31", "Al Messila", "Al Qadeem", "Al Shaqab", "National Library", "Education City", "Switchbox 30/32" und das Rampenbauwerk an die Oberflaeche. Ausserdem sind 5 Rettungsschaechte und ca 34 Querschlaeage zu bauen. Die beiden je 16,7 km langen Tunnelroehren werden von 6 EPB Tunnelbohrmaschinen von Herrenknecht aufgefahren. Alle Stationen und Bauwerke koennen in offener Bauweise hergestellt werden.



**Switchbox M30 / M31**

Located at the South of the Al Rayyan Road between Jawan Street and Jassim Bin Hamad Street. Future tunnel connection to the Green Line M31 to enable equipment to tunnel into the connection without disruption to the operational railway.

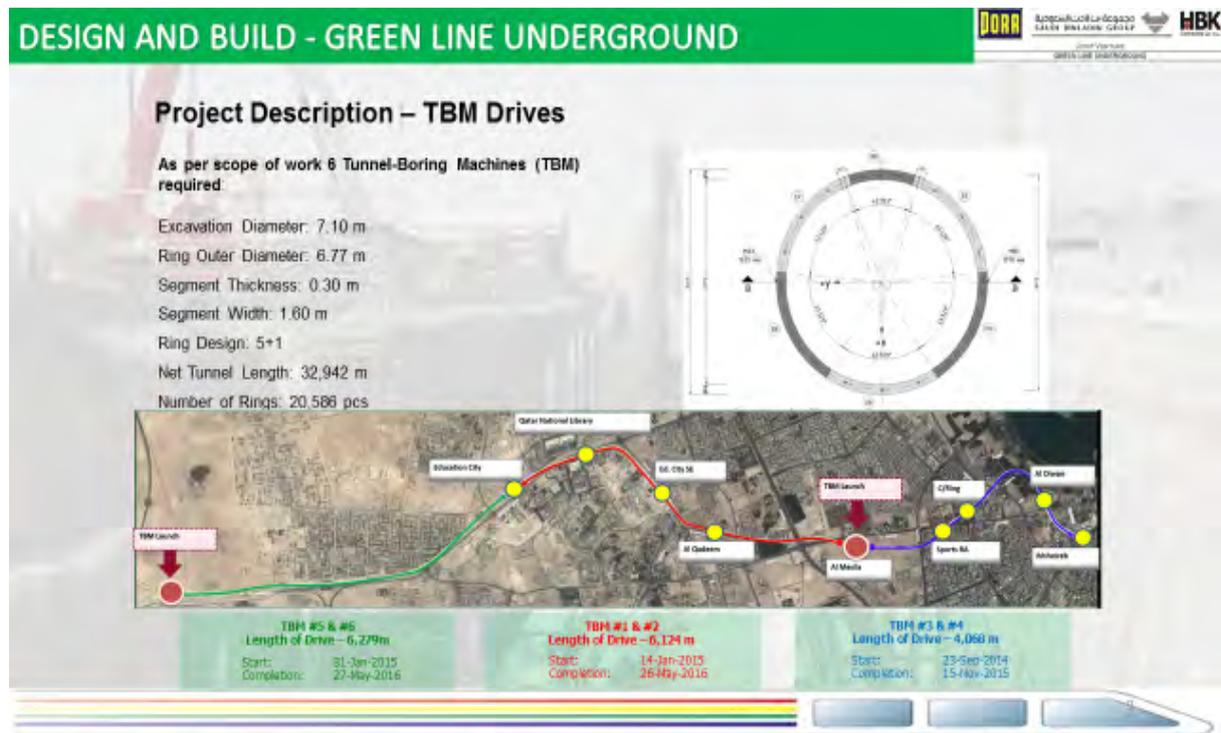
**3. Stationen**

Die Stationen werden in offenen Baugruben, gesichert durch Spritzbeton, Felsanker und bereichsweise vorgespannte Anker, sowie aufgeloste Bohrpfehlwaende, gebaut. Besonderes Augenmerk gilt der Entwaesserung, die wegen der Heterogenitaet des Baugrunds nicht einfach ist. Die Gruendung erfolgt als Flachgruendung, in Teilbereichen mit Zugpfaehlen zur Auftriebssicherung. Wegen der geforderten Lebensdauer von 120 Jahren werden die unterirdischen Bauwerke mit einer Abdichtungsfolie versehen. Die Betondeckung betraegt 90mm und die zulaessige Rissweite 0,15mm, was sehr anspruchsvolle Forderungen sind. Die Planung sieht 2-geschossige Stationen mit Bahnsteigebene und Schalterebene vor, wobei die Bahnsteige in der Regel Mittelbahnsteige sind. Die Laenge der Stationen liegt bei ca 150 m und ist damit auf 3-teilige Zuege ausgelegt. Wegen der anspruchsvollen Architektur wurden relativ schlanke Stuetzen in grossen Abstaenden gewaehlt, was den Einsatz von betonummantelten Schweissprofilen erforderlich macht. Viele Sationen sind fuer eine spaetere Ueberbauung mit 30 - geschossigen Bauwerken zu bemessen.

**4. Tunnelbau**

Die Tunnelroehren haben einen Aussendurchmesser von 6,77 m , der Bohrdurchmesser der TBM betraegt 7,10 m. Der einschalige Ausbau erfolgt durch 6 Segmente mit 30 cm Wandstaerke und 1,60 m Laenge. Die Herstellung der Tuebbings erfolgt durch die Arge in einem extra dafuer errichteten Segmentwerk. Neben der Stahlfaserbewehrung werden PP-Fasern zur Reduzierung von Abplatzungen im Brandfall zugegeben. In besonders beanspruchten Bereichen wird zusaetzlich zur Stahlfaserbewehrung noch Stabstahl eingebaut. Die 6 Erddruck - Schildmaschinen werden von der Station Al Messila bzw. der Rampe („Trough“)

aus gestartet und muessen jeweils rund 6 km Vortrieb bewaeltigen. Die geplante Vortriebsleistung betraegt rund 18 m/Tag. Zur Ver- und Entsorgung der 4 Maschinen bei Al Messila sind taeglich etwa 350 LKW – Bewegungen erforderlich, was im Verkehrschaos von Doha eine Herausforderung fuer sich ist. Die optimale Schneidradkonfiguration ist aufgrund der extremen Inhomogenitaet des Untergrunds in Doha keine leichte Aufgabe und bis heute noch nicht ganz befriedigend geloest. Weitere Herausforderungen sind die extremen klimatischen Verhaeltnisse und die kulturell / religioes bedingten Einschränkungen.



## 5. Geologie

Die Geologie in Qatar ist ueberwiegend durch Kalkstein gepraeagt. In der oberen Lage, etwa 10 -25 Meter stark, befindet sich die sogenannte Simsima Schicht. Sie weist Festigkeiten von 25 – 50 Mpa und lokal bis 120 Mpa auf. Durch Grund- und Regenwasser haben sich in dieser Lage viele Kluefte und Hohlräume gebildet, die maecherorts grosse Kavernen bilden. Je nach Tiefenlage sind sie mit Grundwasser gefuellt und kommunizieren in Kuestennaehelike direkt mit dem Meer. Unter der Simsima Lage folgt die 1-3 Meter starke Midra Shale, die als Stauer wirkt und grosse Tonteile enthaelt. Darunter folgt die Rus Formation, ein weniger fester Kalkstein mit Festigkeiten zwischen 5 – 15 Mpa. Das hier gespeicherte Grundwasser ist gespannt, wobei der Druck teilweise bis 3 Meter ueber Gelaende reicht. Die Tunnel verlaufen aufgrund der vorgegebenen Gradienten wechselnd durch alle drei Schichten. Das Grundwasser ist mit sehr hohen Salz- und Sulfatanteilen behaftet und damit als sehr aggressiv einzustufen. In Verbindung mit den geforderten 120 Jahren Lebensdauer der Bauwerke wird hier eine sehr anspruchsvolle Betonrezeptur erforderlich.

Um Risiken durch die stark heterogene Geologie fuer den Tunnelvortrieb zu reduzieren, wurde ein endmaschiges Erkundungsprogramm aufgelegt. Mindestens alle 100 m, in

manchen Bereichen alle 25 m , wurden Probebohrungen abgeteuft. Ueber der gesamten Tunneltrasse wurde von der Oberflaeche aus (wo zugaenglich) mit geophysikalischen Verfahren der Boden erkundet. Zusaetzlich sind die TBMs mit Bohranlagen zur Vorauserkundung ausgeruestet. Um diese aufwaendige Methode nicht zu oft einsetzen zu muessen, wurden ausserdem die TBMs mit dem sogenannten BEAM System ausgeruestet, das mit Hilfe von Gleichstrom Voraussagen ueber die Porositaet des Baugrunds vor der TBM macht. Die Reichweite der Messungen betraegt 3 Durchmesser, also etwa 21 Meter. Die bisherigen Erfahrungen mit dem System sind gut.

## **6. Arbeitsbedingungen in Qatar**

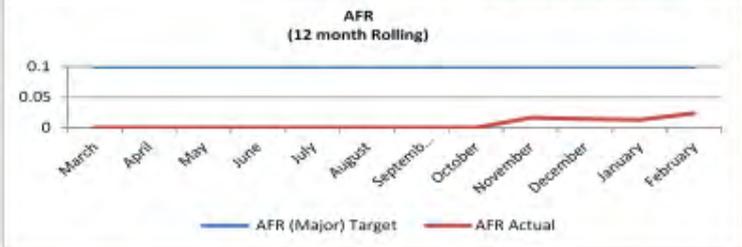
In der internationalen Presse wird sehr einseitig ueber die Arbeitsbedingungen in der qatarischen Bauindustrie berichtet. Nachfolgend sollen einige Fakten , die zumindest fuer die Metrolinien zutreffend sind, dargestellt werden , um die Diskussion zu versachlichen.

Arbeitssicherheit und Unfallschutz spielen fuer Qatar Rail eine Hauptrolle und werden streng ueberwacht. Die gesetzlichen und vertraglichen Anforderungen an die Baufirmen sind erheblich schaefer als etwa in Deutschland. Als Resultat dieser Bemuehungen kann berichtet werden, dass auf dem Projekt Greenline nach bisher 11 Millionen Arbeitsstunden 4 Unfaelle mit Arbeitsausfall groesser 72 Stunden zu verzeichnen sind, dh 0,36 Unfaelle pro 1 Million Stunden. In Deutschland waeren im Vergleich statistisch etwa 300 Unfaelle zu erwarten (BG Bau 2013: 57 Unfaelle pro 1000 Arbeitern/Jahr)! Alle Arbeiter werden selbstverstaendlich kranken- und unfallversichert und auf den Baustellen und im Wohnlager sind rund um die Uhr Aerzte und Krankenschwestern im Einsatz. Der Stundenlohn von Facharbeitern liegt bei etwa 3-4 Euro netto, wobei 3 Mahlzeiten am Tag, Transport und Unterkunft, sowie ein Heimflug pro Jahr gestellt werden. Die woechentliche Arbeitszeit betraegt 48 Stunden, die maximale gesetzliche Stundenzahl ist 60 Stunden pro Woche. Im Sommer darf zwischen 11 und 15 Uhr nicht gearbeitet werden, um die extreme Mittagshitze zu vermeiden. Im Wohnlager duerfen nicht mehr als 4 Mann pro 24m<sup>2</sup>-Raum einquartiert werden, ausserdem sind Bade- und Wohnzimmer, Supermarkt, Kantine, Waschservice, Freizeit- und Sporteinrichtungen und kostenloser Internetzugang bereitzustellen.

Es soll hier nicht der Eindruck vermittelt werden, als ob in Doha paradiesische Zustaende herrschen wuerden – die Arbeit ist hart und anstrengend und noch nicht alle Bauherrn in Qatar setzen die neuen Gesetze so konsequent um wie Qatar Rail. Aber die Dinge veraendern sich, nicht zuletzt aufgrund des internationalen Drucks, deutlich zum Besseren und in manchen Bereichen sind die Arbeitsbedingungen besser als in Deutschland. Es waere angebracht diese Medienkampagne zu versachlichen, da letztlich das Bild der gesamten Bauindustrie davon negativ beeinflusst wird.

# DESIGN AND BUILD - GREEN LINE UNDERGROUND

Contractor Statistics	Contractor Working Hours
Current Month	914'396
Cumulative to date	9'244'728 - 28/02/2015
Total Number of Man Power on Site	3,884
Total Number of Office Staff	754
Man-Hours Since Last Reportable Level 2 -4	158'492 since 26 <sup>th</sup> Feb 2015
Monthly AFR	0.218
Rolling AFR	0.038
NCR's / CAPA	483 Total / 23 Open
Near Misses	28 <sup>th</sup> Feb/ 130 To Date



# DESIGN AND BUILD - GREEN LINE UNDERGROUND

## WORKERS WELFARE AT GLU " SKLAVENARBEITER"?





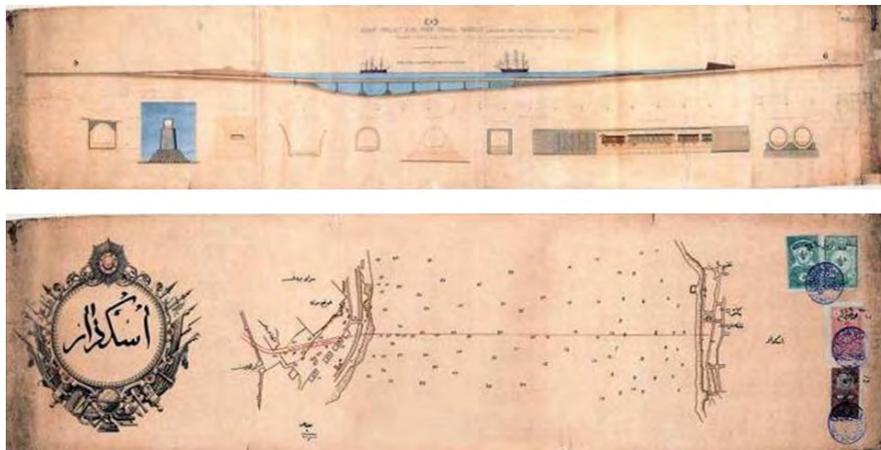
# MARMARAY PROJECT - BOSPHORUS CROSSING TUNNELS AND STATIONS - GEOTECHNICAL ASPECTS

BSc. Civil Engineering; MSc. Soil Dynamics and Hydraulics Nurettin Demir  
Algeria Regional Director of NUROL

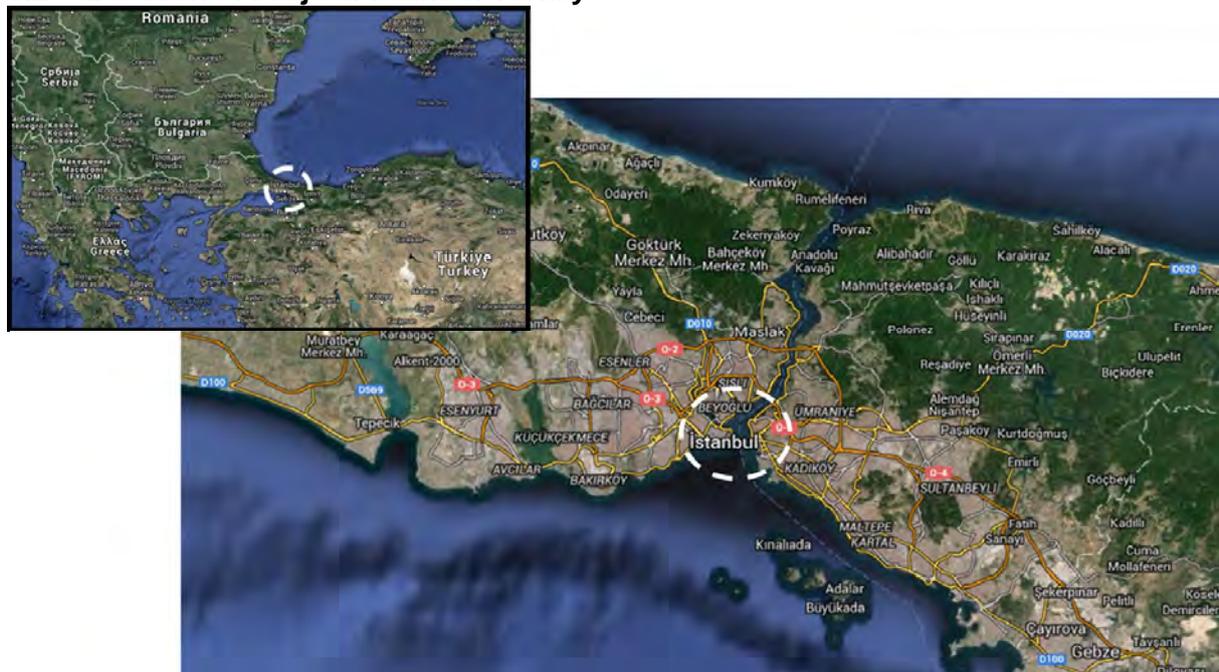
## 1 Marmaray Project - General

### 1.1 First Known Bosphorus Crossing Design– 1860

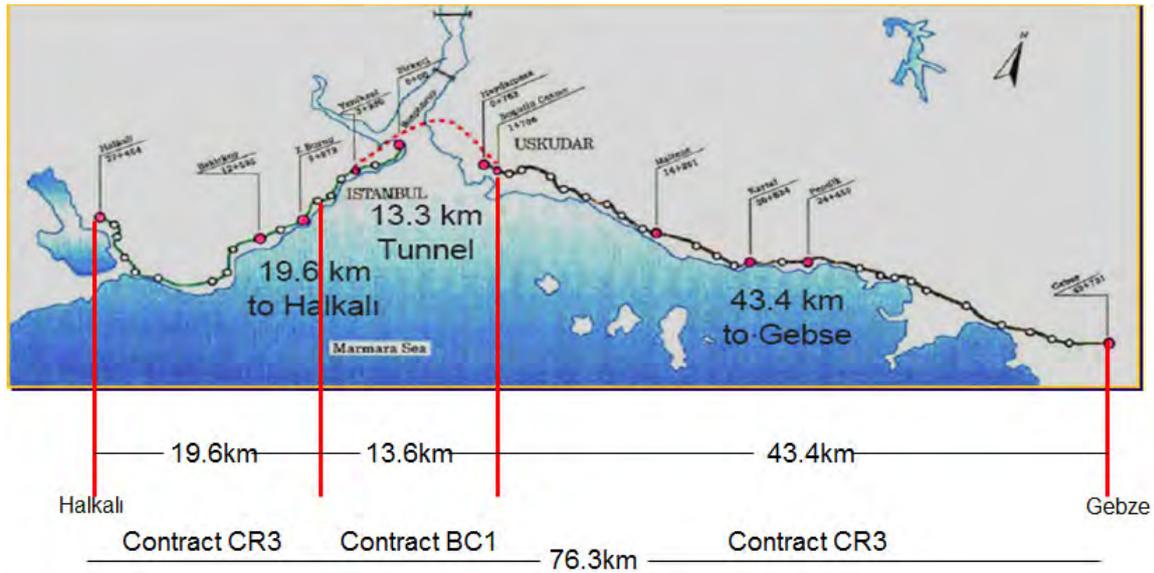
S. Perault → Sultan Abdulmecit



### 1.2 Location of Project: İstanbul/Turkey

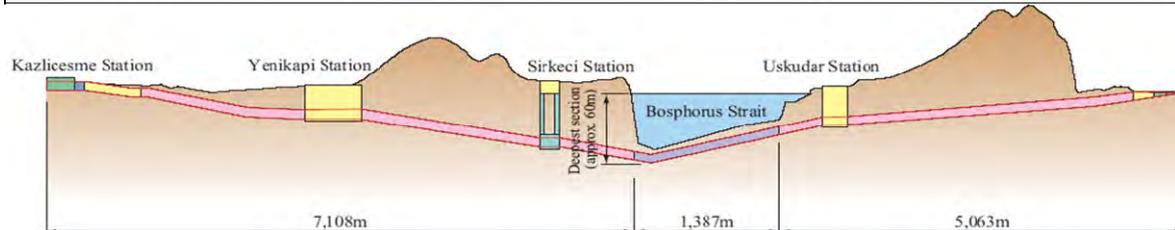


### 1.3 Marmaray Project



- Modern fast rail-track transportation scheme of 76.3 km
- 40 Stations
- Transportation capacity : 150 000 passengers per hour in both directions
- Travelling time: 104 min

### 1.4 Contract BC1 (Bosphorus Crossing)



- Underground route of 13.3 km
- Connecting both sides of İstanbul underneath the Bosphorus at a depth of 60 m
- Lifetime of the Project > 100 years

## 1.5 Marmaray Project – Contract BC1:

Completed by TAISEI-GAMA-NUROL JV

In operation since 29.10.2013

Carrying 2.5 million passenger per month



## 1.6 Contract BC1 Scope

Over the main route:

- Immersed Tube Tunnels : 1 400 m
- TBM Tunnels (8m diameter) : 9 700 m
- NATM Tunnels : 500 m
- Cut-and-cover structures : 500 m
- At-grade / Bridges : 1 200 m
- Total route length : 13 300 m

## 1.7 Contract BC1 – Quantities

Definition	Quantity	Unit
Concrete	835 000	m <sup>3</sup>
Diaphragm Wall (C40)	35 000	m <sup>2</sup>
Pile	23 000	m
Jet Grout	27 000	m
Anchor	95 000	m
Excavation	765 000	m <sup>3</sup>
Backfill	145 000	m <sup>3</sup>
Utility Diversion	12 500	m
Workforce	130 000	man.month

## 1.8 Contract BC1-Geotechnical Applications

1. Soil Investigations
2. Deep Excavations and Support Systems
3. TBM Tunnels
4. NATM Tunnels
5. Immersed Tube Tunnels

## 2 Soil Investigations

### Number of boreholes

Land : 72 / 147

Marine : 30 / 7

*\*Numbers shown as pre-tender/complementary*

### In-situ testing

Standard penetration test (SPT)

Permeability test

Pressuremeter test

Groundwater observation

### Laboratory testing

#### SOIL TESTS

Determination of Moisture Content	ASTM D 2216
Determination of Liquid Limit, Plastic Limit	ASTM D 4318
Determination of Particle Size Distribution (sieve analysis)	ASTM D 422
Determination of Particle Size Distribution (hydrometer)	ASTM D 422
Bulk Density of undisturbed sample	BS 1377
Specific Gravity	ASTM D 854
Unconfined Compression Strength	ASTM D 2166-85
Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (CU)	ASTM D 4767
One Dimensional Consolidation Test with measurement of swelling pressure	ASTM D 2435
One dimensional Swelling Test	ASTM D 4546-90
Quick undrained triaxial compression testing (UU)	ASTM D 2850

#### ROCK TESTS

Unconfined Compression Strength (UCS)	ISRM 1981 ASTM D3148+D2938
Saturated Surface Dry Density	BS 812
Porosity	BS812
Petrographic Analysis	ASTM C-295
Swelling Potential Test	ISRM (1981)
Point Load Strength Test	ISRM (1981)

#### CHEMICAL TEST

Determine Chemical properties of water samples: pH-Value, Chloride Content, Sulphate Content; (incl. Documentation and report) (4 test)	APHA-AWWA, WPCF 20 <sup>th</sup> Edition, 1998, BS 1377: Part 3: 1990, BSM of Test for Soils for Civil Engineering purposes
Determine Chemical properties of soil samples: pH-Value, Organic matter, Water Soluble sulphate content, Acid soluble sulphate content, water soluble chloride content, Acid soluble chloride content; (incl. Documentation and report) (6 test)	APHA-AWWA, WPCF 20 <sup>th</sup> Edition, 1998, BS 1377: Part 3: 1990, BSM of Test for Soils for Civil Engineering purposes

### 3 Deep Excavations and Excavation Support Systems

#### 3.1 Examples

##### 3.1.1 Üsküdar Station: Diaphragm wall + RC struts



##### 3.1.2 Sirkeci North Entrance: Diaphragm wall + RC/steel struts



##### 3.1.3 Sirkeci South Entrance: Tangent piles + steel struts



**3.1.4 Yenikapı Station: Secant piles + soil anhors/nails**



**3.1.5 Yenikapı Ventilation Building: Secant piles + steel struts**

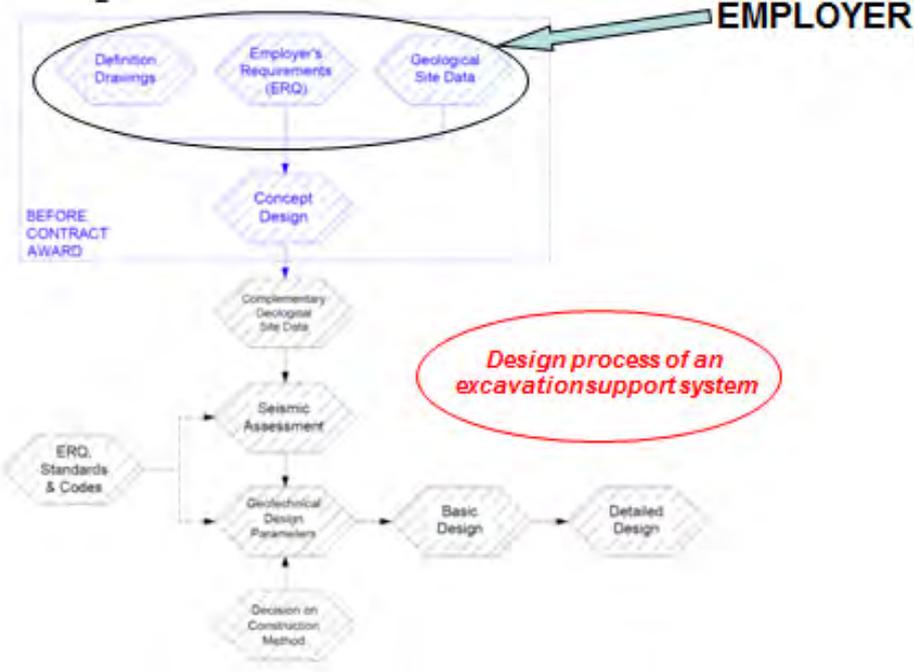


**3.2 Specific Subject: Üsküdar Station**

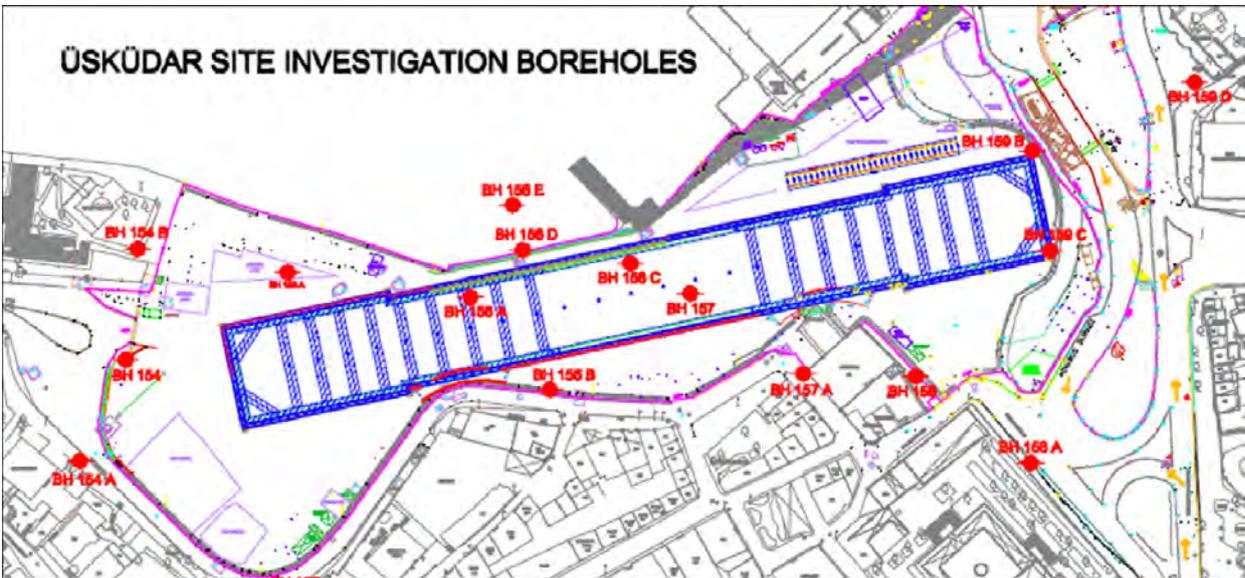


View of Üsküdar Station Excavation from Asian Coast

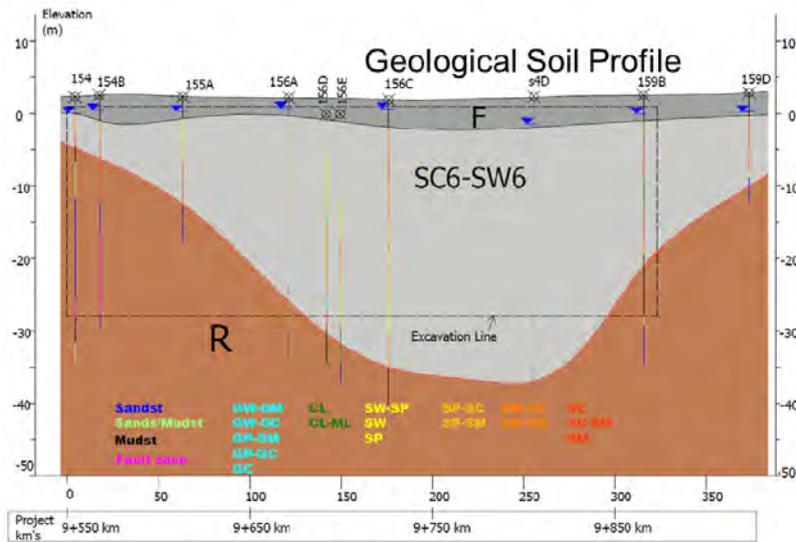
### 3.3 Design Process



### 3.4 Site Investigation Boreholes



### 3.5 Geological Conditions

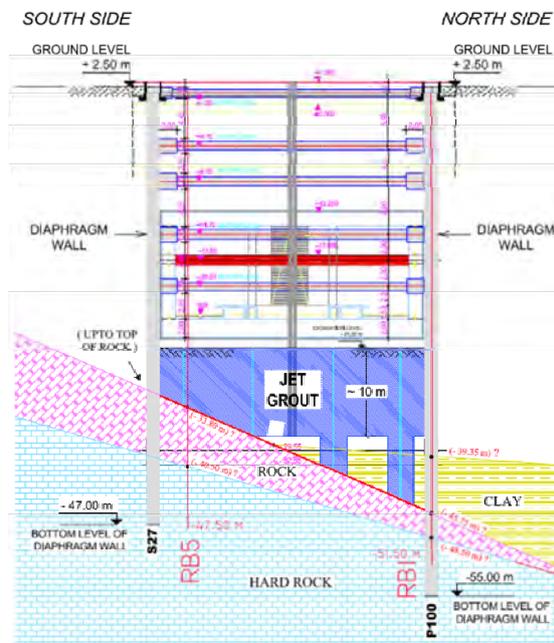
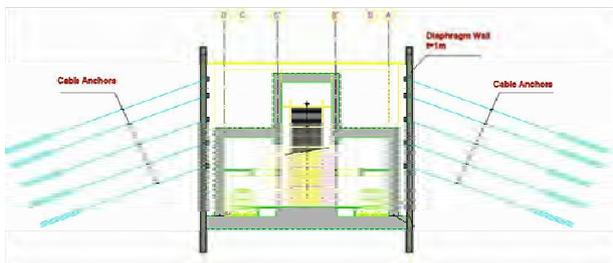


- 3-4 m thick man-made random fill,
- Alluvial silty sands,
- Sandstone, siltstone, claystone and diabase from 8 to 37 m bsl.
- GWT 2 m below the surface level
- High seismic risk within the influence zone of the North Anatolian Fault Zone branch into the Marmara Sea.

### 3.6 Basic Design

Üsküdar Station to be built inside a cut-and-cover box:

- surrounded at the sides by a rigid diaphragm wall
- sitting on a jet grouted foundation (treatment of liquefiable marine deposits and acting as lowest internal bracing)
- supported by interior bracing



### 3.7 Sea Wall (SW)

Sea-wall along shoreline to protect the station against physical actions of sea:

- 63 steel piles of Ø812 mm driven into sea bed,
- total pile length = 1850 m

Jet grouting of silty sand deposits between sea-wall and diaphragm wall against the risk of soil liquefaction

- 115 columns of Ø 70 mm, total length = 2 900 m



Seawall Construction

### 3.8 Diaphragm Wall

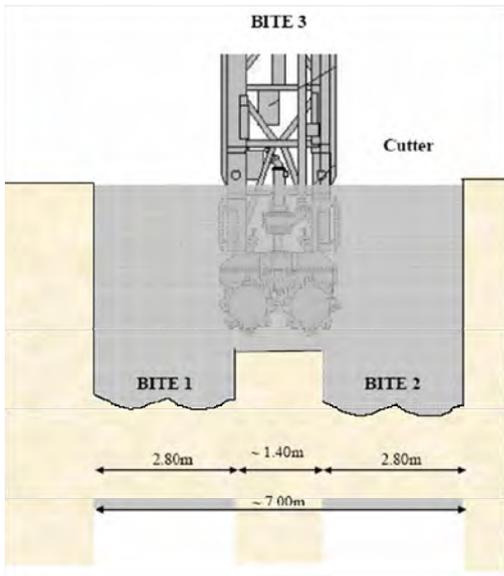
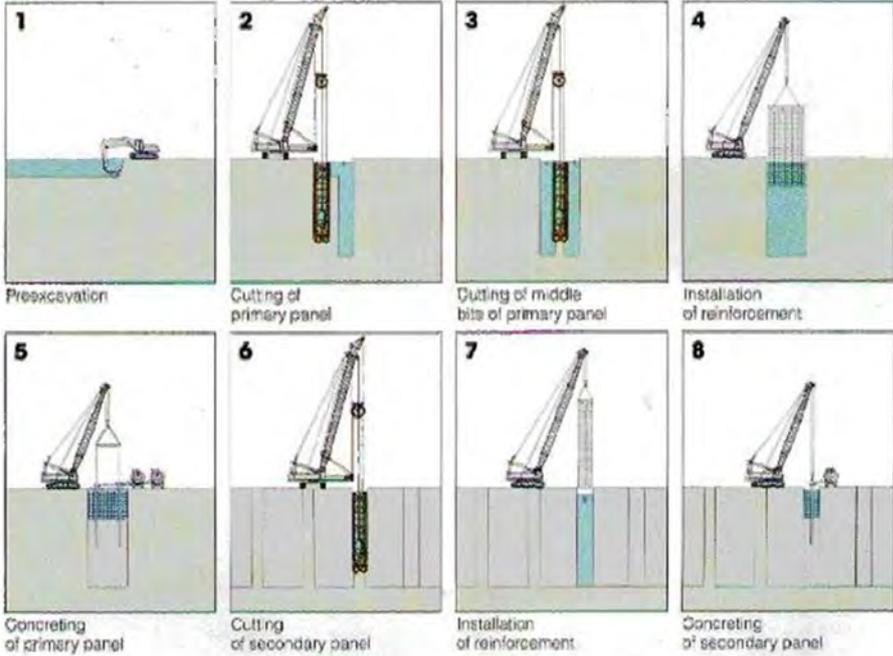
- Perimeter length : 615 m
- Wall width : 1.5 m
- Depth : 37-54 m wrt bedrock level
- Socket length : 7 m into bedrock

Final quantities of work:

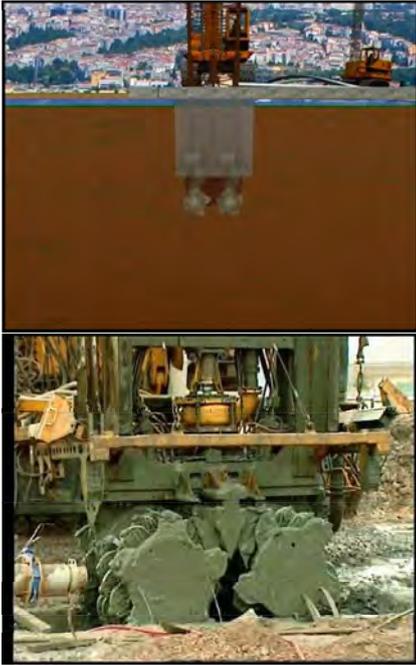
No	Item	Description	Value
1	Diaphragm wall		27 000 m <sup>2</sup>
2	Concrete	C 40	46 000 m <sup>3</sup>

A special C40 tremie concrete: Min. flow of 600 mm, over a lifetime of 7 hours.

Working Sequence



DW Primary Panel



DW Activities

### 3.9 Jet Grout

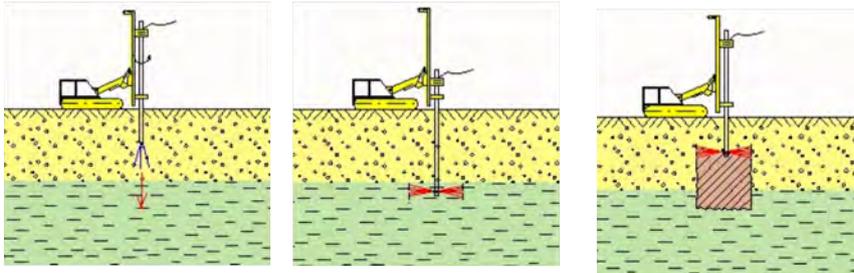
- Lateral support system below the foundation level and
- Improvement of alluvial silty sands against liquefaction risk.

Final quantities of work:

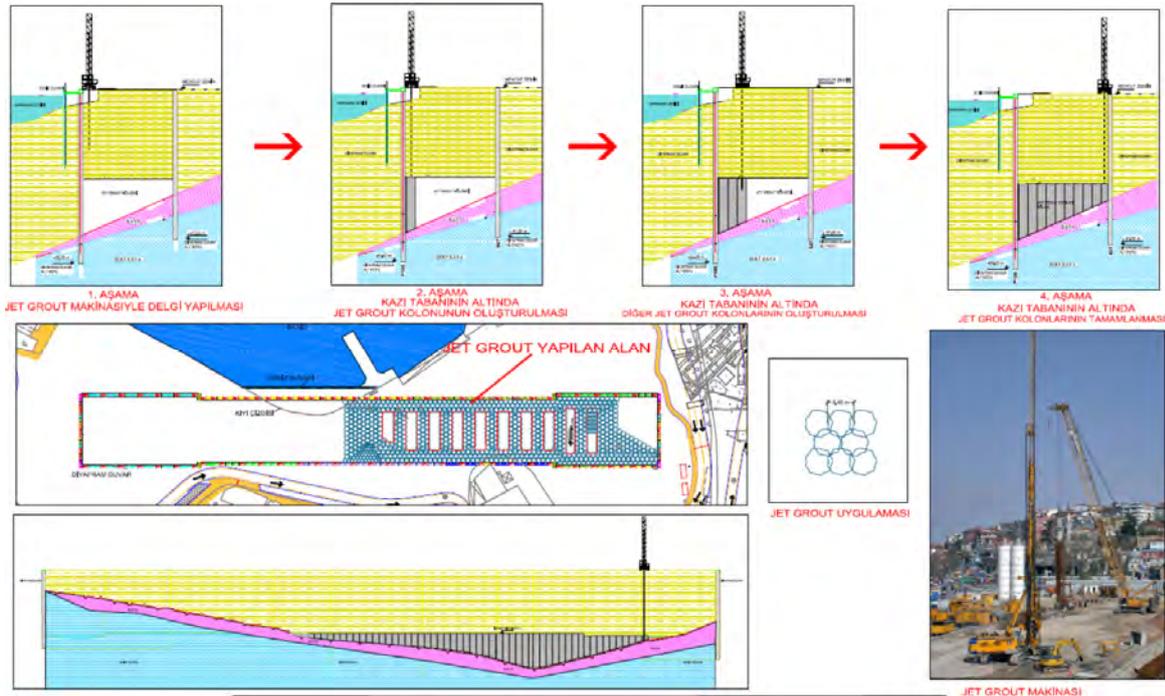
No	Item	Value
1	Number of columns	800
2	Column diameter	3.4 m
3	Total column length	7 000 m
4	Total borehole length	33 000 m
5	Cement	38 000 ton

Jetting:

- High-pressure (380-420 bar) fluid jet is expelled through a very fine nozzle,
- Fluid jet of cementious grout cuts into soil and brakes down soil structure,
- Fine soil is eroded and transported upwards in annulus of drill hole,
- Coarse soil remaining in place mixed with cementious grout to form jet grout column.



- Jet grout column diameter : 3400 mm
- 28 days compressive strength : 6 MPa

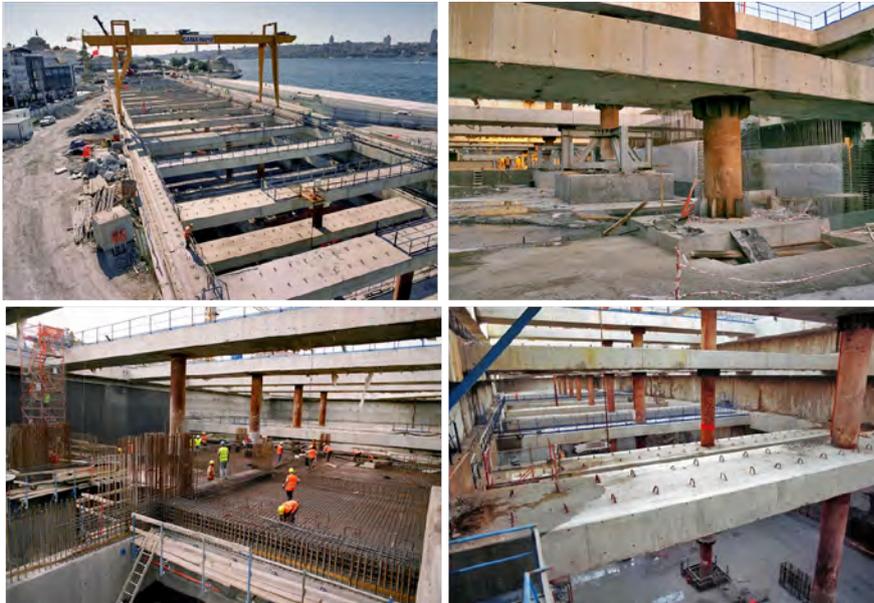


Jet grouting works

### 3.10 Support System

Interior temporary support system:

- Vertical steel king posts of  $\varnothing 914\text{mm}$  on  $\varnothing 1500\text{mm}$  bored RC pile into bedrock
- Peripheral RC waler beams for housing of lateral strut beams
- Lateral RC strut beams against lateral earth and hydrostatic pressures
- Temporary support system on 5 different levels with excavation progress.



Excavation Support System

### 3.11 Incidents



#### 3.11.1 Case 1: Settlements up to 10 cm in Üsküdar Square

- The DW was cut to allow TBM inside the Üsküdar Station box.
- The groundwater started flowing into the station box and the operation was stopped.
- Settlements up to about 10 cm were recorded at the Üsküdar Square.
- Freezing of the GW (a special technique with liquid nitrogen).

### 3.11.2 Case 2: Imaret Building settlements

- İmarethane Building, a historical heritage structure from the Ottoman time
- Compensation grouting with chemical injection underneath foundation to offset the instantaneous settlements.



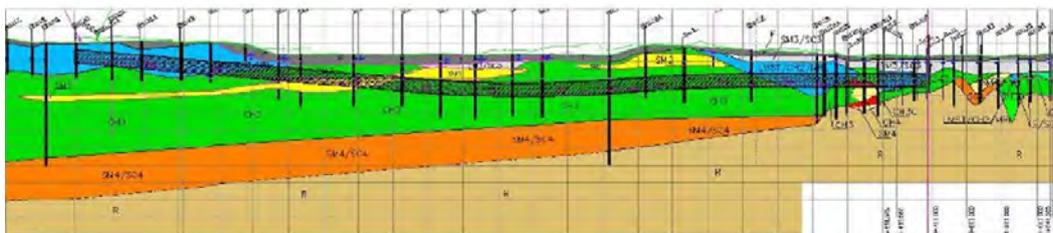
## 4 TBM Tunnels 10 km twin TBM tunnels

Specific Subject: TBM-1 Tunnels between Yenikapı and Yedikule (under highly residential old city)

No	Item	Definition
1	Tunnel Alignment	Between Yedikule and Yenikapı towns on the European side of Istanbul
2	Tunnel Length	2x2,430 m
3	Tunnel Excavation Diameter	8 m
4	Tunnel Lining	Precast concrete segments
5	Distance Between Tunnels	~14 m from axis to axis

### 4.1 Geology and Ground Conditions

No	Item	Definition
1	Overburden	Very shallow (10-15 m)
2	Ground Conditions	Saturated soft former agricultural ground
3	Geology	Clayey soil with sand layers and lenses



Main geological incidents

- Tunnel T2; Ch 1+860 :15l/sec water ingress with sandy material
- Tunnel T2; Ch 2+210-2+220 : High Settlements

## 4.2 TBM Equipment



1	Machine Type	Lovat RME314 Series 21900/EPB Type Mixed Face
2	Excavation Type	EPB (Closed – Pressurized) 8 cm/min max. penet. rate screw conveyor
3	Cut Dia.	Ø7,994 mm
4	Cutting Head Power	2,100 kW
5	Cutting Head Drive	11 nos Hydraulic Motors
6	Torque	Max 2,045 t.m, Min 1,023t.m
7	Propulsion System	25 cylinders of each 255 tons, 6,375 ton
8	Articulation Angle	2° in any direction

## 4.3 Tunneling under EPB Method

EPB Machine operates:

- closed-face-mode,
- semi-closed and
- open mode.

Closed-face-mode: continuous thrust on the excavation face  
(essential for control of settlements)

Tunneling proceeds in two phases:

- tunnel boring and
- tunnel lining

**Tunnel boring:**

- Drive of cutting-head for stages of 1.5m
- Muck (excavated material) → cutting head → cutting chamber
- Muck → screw conveyor → continuous conveyor

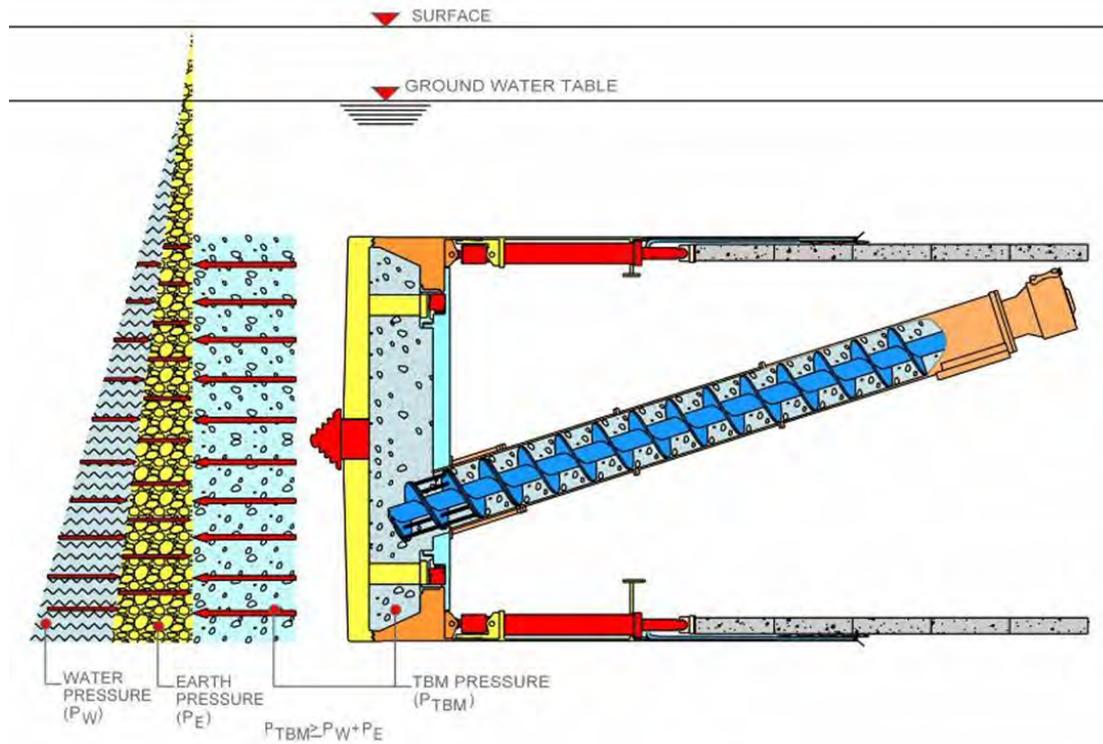
**Tunnel lining: segment erection and segment fixing.**

- Segment erection: inside the trailing shield by segment erector.
- Segment fixing: bolting and backfill grouting.
- Backfill grouting: A special mix into peripheral voids btw ground and segment whilst tunnel boring advances.
- Grout passes through the trailing shield to the tunnel annulus.

## Earth Pressure Balance Method (EPB)

EPB used for tunneling in unstable ground to minimize surface settlements.

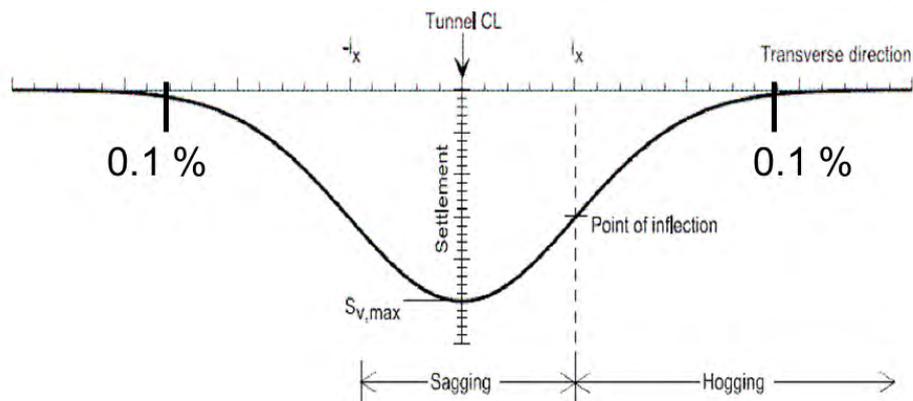
EPB method: As the TBM excavates and advances, material passes through the cutting-head openings into the sealed cutting-head chamber where it is temporarily retained to maintain pressure on the tunnel face



### 4.4 Occurrence of Settlement/Heave on the Ground

Face stability in EPB depends on excavated soil removed vs. discharged soil.

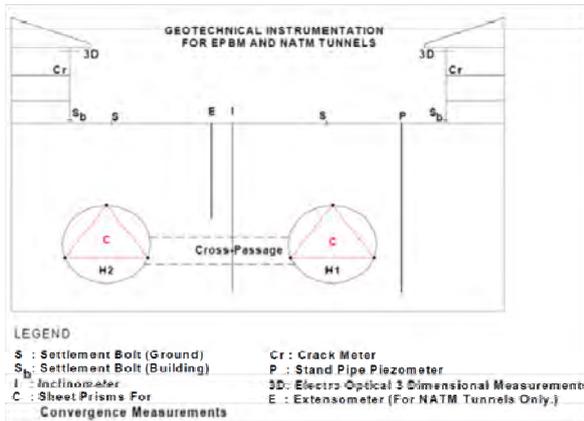
Tunnel induced settlement ≡ A bell-shaped curve (Gaussian Error Function).



Volume of settlement trough ≡ Total volume of "lost ground" (volume loss) during tunneling.

Zone of potential influence ≡ Area encompassed by settlement contours of 0.1% inclination

#### 4.5 Deformation Monitoring Scheme



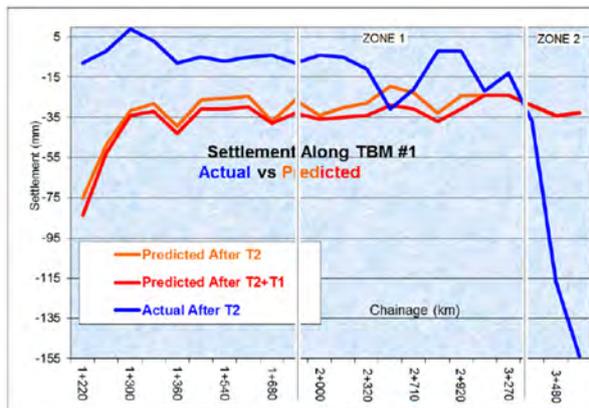
No	Instrument	Monitoring Item	Measuring frequency	Nos
1	Ground sett. bolt	Ground settlement	D-W-M	585
2	Building sett. bolt	Ground settlement	H-D-W-M	1956
3	3D bolt	Disp.	D-W	293
4	Inclinometer	Disp.	D-W	83
5	Extansometer	Disp.	D-W	32
6	Piezometer	Water level	D	79
7	Piezometer	Water pressure	D	18
8	Conv. bolt	Conv.	D	473
	H: Hourly	D: Daily	W: Weekly	
	M: Monthly			

Monitoring data continuously compared with pre-determined threshold values:

Warning limit : more frequently monitoring

Alarm limit : stop, inspect, apply remedial measures, resume

#### 4.6 Predicted vs. Actual Settlements



Predicted settlements are on the safe side except two zones.

#### 4.7 Volume Loss Measurements

Settlement prediction Volume loss:

- Assumed = 1%.
- Actual = measured in 15 sections

No	Section	Chain.	Predic.	Tunnel T2	Tunnel T1-
1	Calib. Section	1+322	1	0.16 heave	0.08
2	CP2	1+406	1	0.50 heave	0.10
3	CP3	1+606	1	0.10	0.15
4	CP4	1+801	1	0.77	0.77
5	Calib. Section	1+913	1	0.34	
6	CP5	2+005	1	0.21	0.37
7	CP6	2+202	1	0.10	0.52
8	CP7	2+395	1	0.12	0.50
9	Sump Pit	2+485	1	0.17	1.04
10	CP8	2+587	1	0.78	1.33
11	CP9	2+735	1	0.29	0.98
12	CP10	2+857	1	0.12	1.36
13	CP11	3+047	1	0.90	5.3
14	CP12	3+238	1	0.75	1.29
15	CP13	3+427	1	3.3	0.23

Significant deviations occur at the last 300 m owing to the prevailing discontinuous and complex geological conditions.

## 4.8 Built Environment

Settlement Limits							
No	Type of Structure	Settlement Parameters	Safe Working Range	Warning Level	Cautious Working Range	Alarm Level	Special Precaution Range
1	Historical Buildings	Inclination		1/666 (1.5‰)		1/500 (2‰)	
		Total Settlement		5 mm		10 mm	
2	Masonry/Timber Buildings	Inclination		1/666 (1.5‰)		1/500 (2‰)	
		Total Settlement		15 mm		20 mm	
3	RC/Steel Buildings	Inclination		1/666 (1.5‰)		1/500 (2‰)	
		Total Settlement		20 mm		30 mm	
4	Tracks (40-60 km/h) Between 2 trackline (1.5 m)	Inclination		1/400 (2.5‰)		1/300 (3.3‰)	
		Dif. Settlement		3,75mm		5 mm	
5	Main Roads/Main Utilities	Inclination		1/333 (3‰)		1/250 (4‰)	
		Total Settlement		50 mm		75 mm	



## 4.9 Tunneling Progress

1	Total Tunnel Length	2x2 430 m
2	Total Working Days	459 days
3	Average Monthly Progress	318 m
4	Maximum Monthly Progress	603 m
5	Average Daily Progress	16.5 m
6	Maximum Daily Progress	31.5 m

Monthly advance rates of more than 600 m have been achieved successively during tunneling of T1

## 4.10 CONCLUSION

- i. Potential interferences with the built environment to be identified and incorporated into design process
- ii. P&P measures on the built environment to be implemented in advance
- iii. Existing wells identified and backfilled before tunneling
- iv. Expected settlements must be predicted on the basis of the experience and the particulars of the geology
- v. Operational instructions prepared
- vi. Experienced and competent staff, shift leaders and operators employed
- vii. Equipment selection must be based on operational experience in compliance with the particulars of the Project rather than the commercial concerns
- viii. Adequate guaranties, for the scope and duration, obtained from the Supplier
- ix. Water-tightness of the segments that excessive grouting may be required in addition to the regular systematical contact grouting behind the tunnel lining
- x. A Task Specific HSE Plan must be prepared on the basis of a RAMP and strictly adhered to assure a high HSE performance

## 5 NATM Tunnels

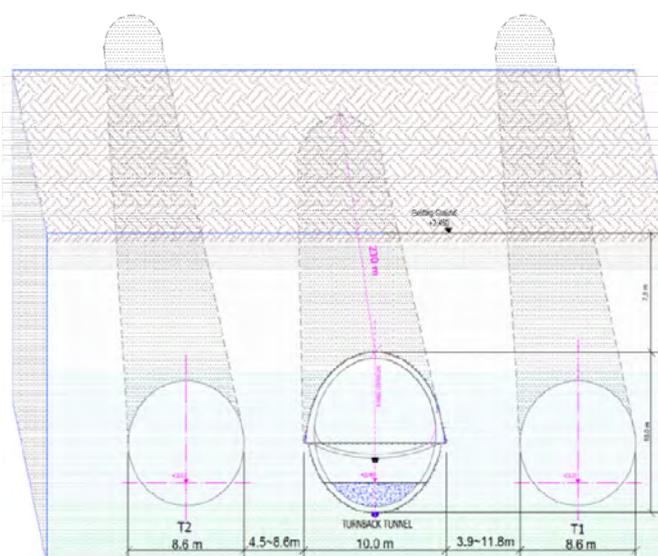
### 5.1 Specific Subject: Turnback Tunnel (TBT)

TBT : One-way tunnel for maneuvering of commuter trains

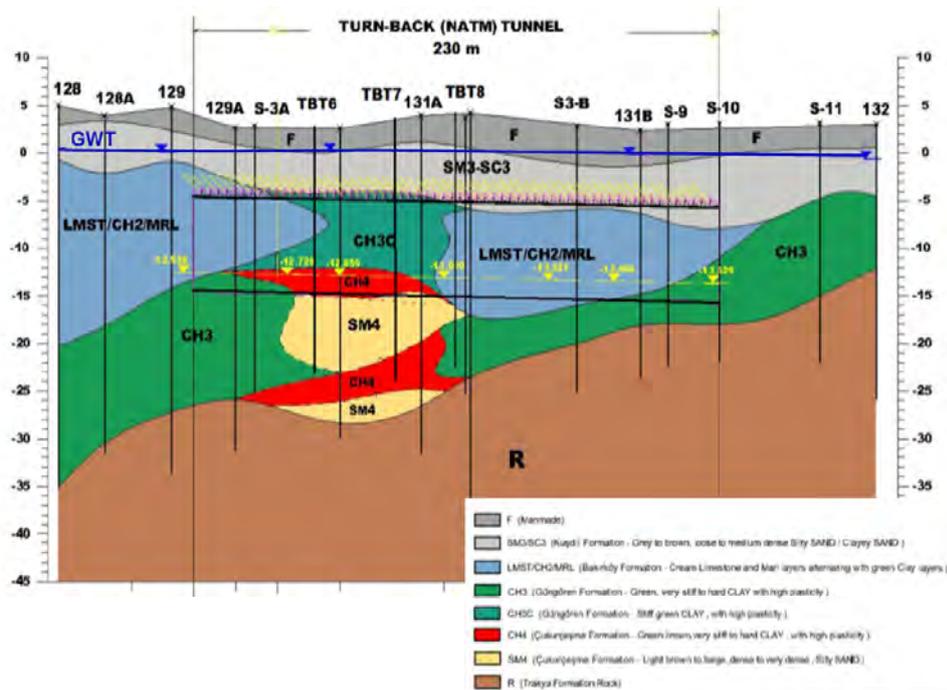
Length : 230 m

Exc. Diameter : 10 m elliptical shape

- The tunnels are within the influence zone of each other
- The ground is highly disturbed by TBM tunneling
- Archeological findings exist above the crown of TBT



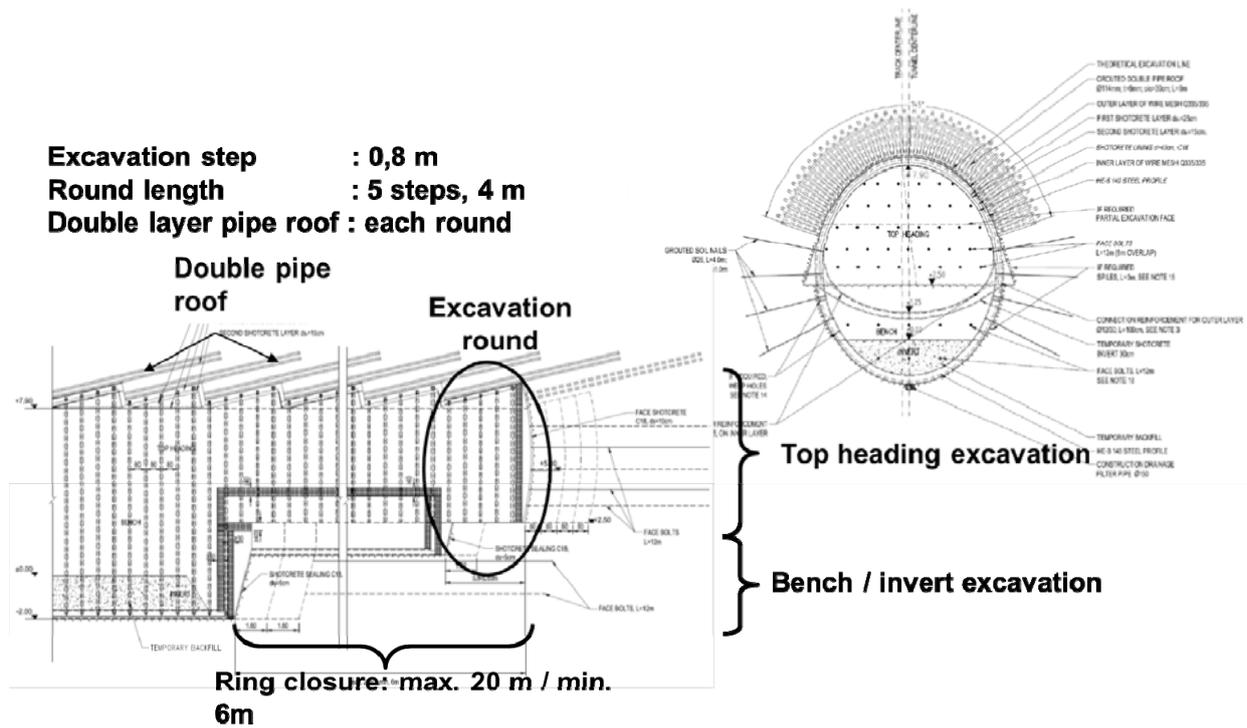
## 5.2 Geological conditions



## 5.3 Challenges and Design Development

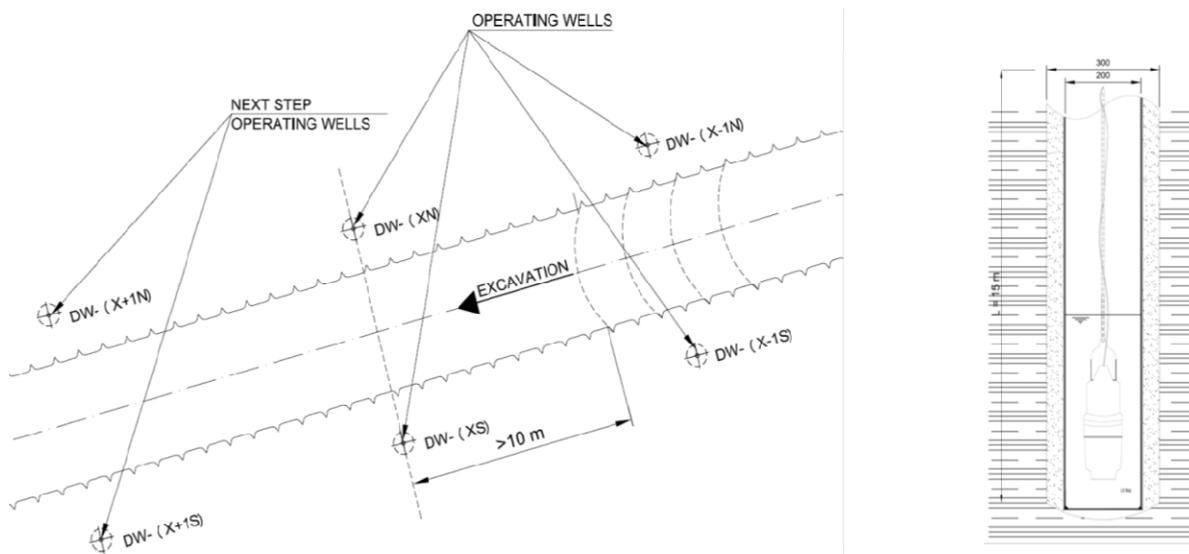
- Cover thickness: 8 – 10 m. No arching effect on tunnel crown
- Layers:
  - Man-made random fill at the top
  - Silty clayey and sandy layers
  - Heterogeneous clayey layers underneath
- Soil layer above the tunnel crown has a very high settlement potential
- Sandy soil layers have been encountered at the invert zone of the tunnel, which may trigger off quick sand effect during tunneling.
- Ground has been disturbed before TBT by the drive of two TBM tunnels and TBM tunnels remain within the influence zone of TBT
- New Austrian Tunneling Method (NATM) adapted.
- Settlement analysis and geotechnical risk assessment to avoid irrational precautions
- Practical and reliable tunneling method with equipment readily available in local market.

## 5.4 Support System of TBT



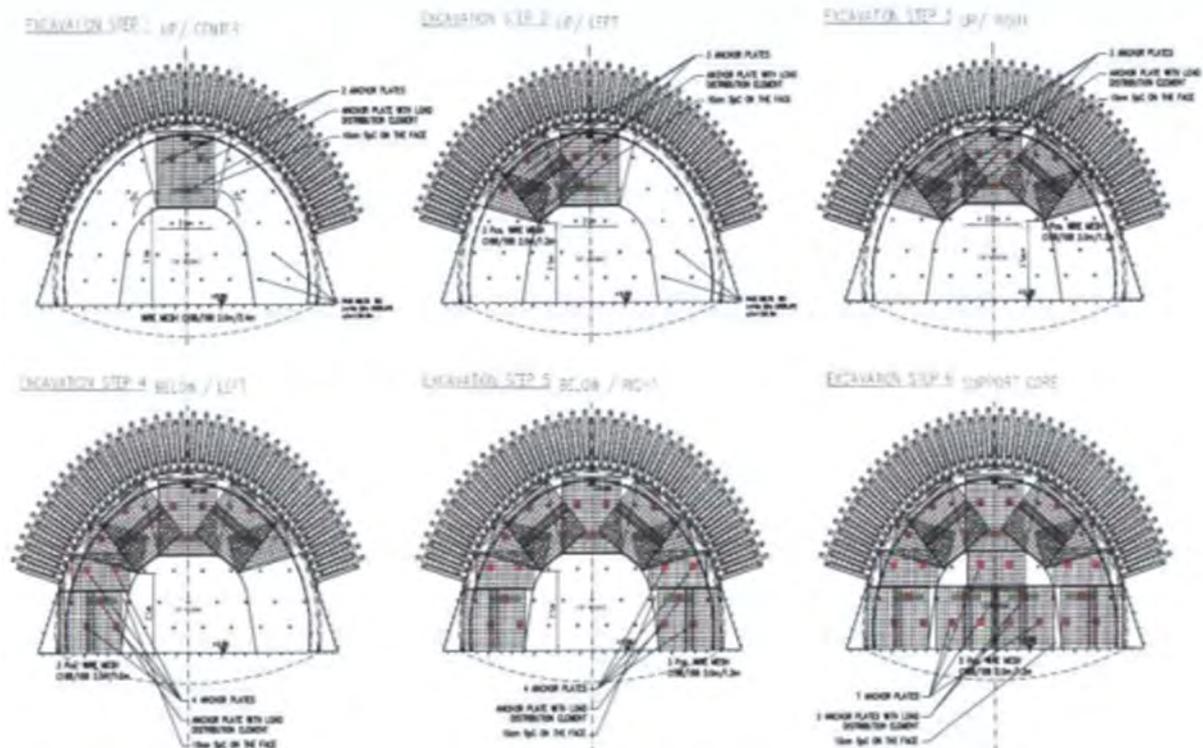
## 5.5 Dewatering

- External dewatering by filter wells of the sand layers prior to excavation
- Prevention of water pressure and internal erosion on the tunnel drive
- Surface settlements due to dewatering to be considered

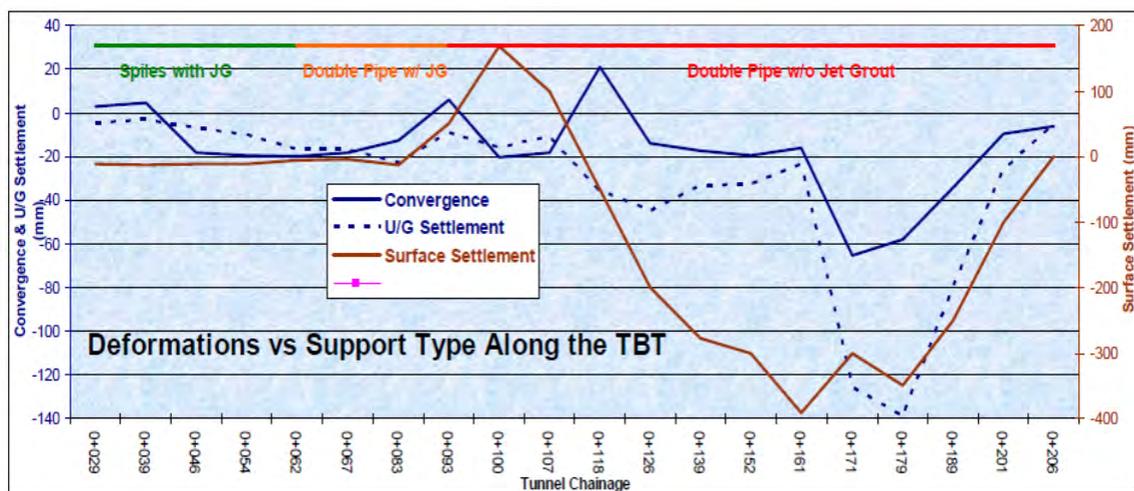


## 5.6 Face Support

- Dewatering from excavation face
- Partial excavation face
- Face sealing with reinforced shotcrete

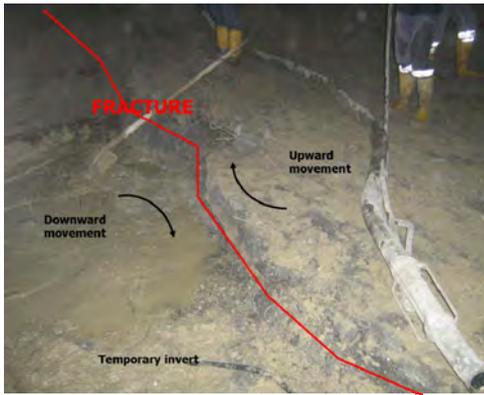


## 5.7 Tunnel Induced Deformations



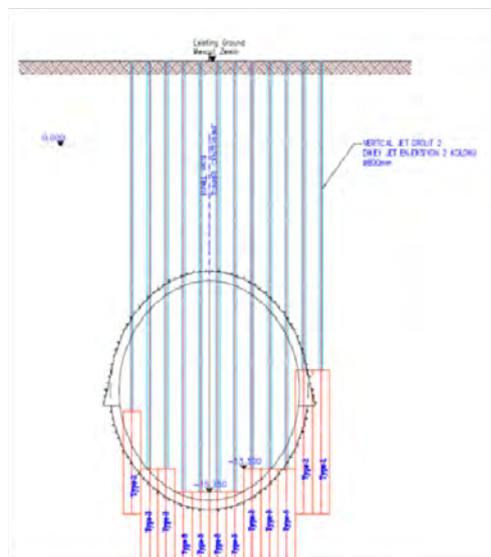
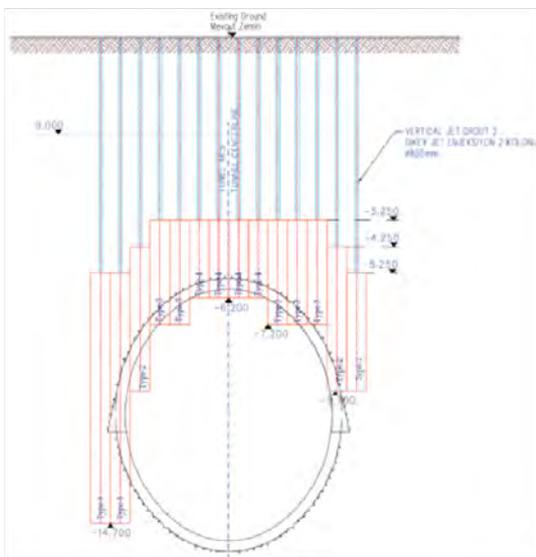
Despite the heavy support system:

- Excessive ground settlements up to 500mm endangering batching plant facilities
- 25 m crack on temporary invert, risk for catastrophic cave-in



Tunnel Induced Deformations – Invert Fracture

## 5.8 Ground Improvement



- i. Ground improvement at the crown of TBT to secure tunnel stability
- ii. Treatment of sandy layers against a risk of quick sand during tunnelling

### 5.8.1 Jet Grouting Type II

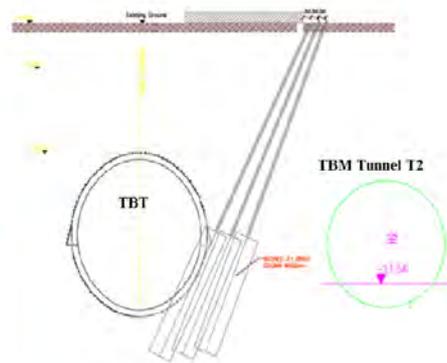
- Jet grouting type II implemented:
  - i- Ground improvement at the crown of TBT : successful
  - ii- Treatment of sandy layers : unsuccessful\*

\*Because of dangerous pressure build-ups and deformations on the nearby TBM tunnels

No	Item	Description
1	Duration	154 days
2	Area of treatment	100 m x 12 m
3	Number of columns	2 219
4	Column diameter	0.80 m
5	Column length	2.25 – 12.30 m
6	Total column length	10 640 m
7	Total borehole length	27 176 m
8	Free borehole length	16 536 m
9	Cement	2 800 ton

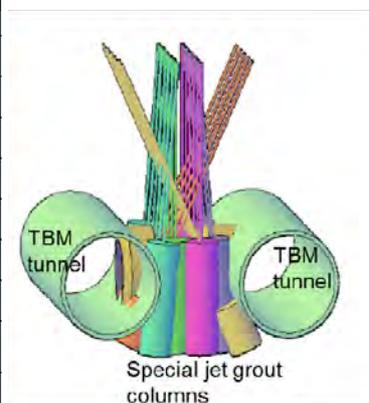
## 5.8.2 Special Jet Grouting along TBT

No	Item	Description
1	Duration	42 days
2	Area of treatment	35 m x 5 m
3	Number of columns	73
4	Column diameter	1.6 m
5	Column length	7.65-8.75 m
6	Total column length	534 m
7	Total borehole length	2 030 m
8	Free borehole length	1 496 m
9	Cement	1 364 ton



## Special Jet Grouting inside the Cross Passages

No	Item	Description
1	Duration	58 days
2	Area of treatment	4x11mx10m
3	Number of columns	139
4	Column diameter	2.5 m
5	Column length	2.5-8.0m
6	Total column length	460 m
7	Total borehole length	2 617 m
8	Free borehole length	2 156 m
9	Cement	2 875 ton



## Special Jet Grouting – Method Statement

- A rotary drilling assisted with flushing water through a borehole large enough to allow backflow of the unused grout
- Prior to grout jetting, soil is disaggregated with water pre-jetting
- The disaggregated soil is displaced with the grout and the unused grout is flushed out to the surface through annulus of the drilling rod
- The arrangement for the backflow of the unused grout prevents build-up of uncontrolled pressure, which might otherwise be destructive on the adjacent structural elements

## Assessment of the Results

- The water bearing sandy layers have been consolidated without any problem
- No significant deformations have occurred on the adjacent structures

### Comparison: Type II vs Special

- Pre-jetting to disaggregate the soil prior to jetting and
- Backflow of the unused grout through the annulus of the large size borehole.

TYPE	DRILLING	PRE-JETTING (cutting with air-coated water/grout)	JETTING
<b>SPECIAL JET GROUTING</b> <b>With Backflow</b>			
<b>TYPE II JET GROUTING</b> <b>Without Backflow</b>			

### 5.9 Conclusion

- Ground and site conditions are not suitable for NATM tunnelling.
- Serious risks for tunnel failure (as evidenced in another project)
- Project requirements and statutory obligations dictated TBT by NATM
- Rational, robust design with;
  - safe excavation steps
  - appropriate support system
- Observational method to adopt the design to actual site conditions
- Skilled / competent manpower under supervision of experienced technical staff
- Continual risk assessment and mitigation planning (RAMP) at all stages
- TBT successfully completed
- An unprecedented example for specific NATM tunneling works.

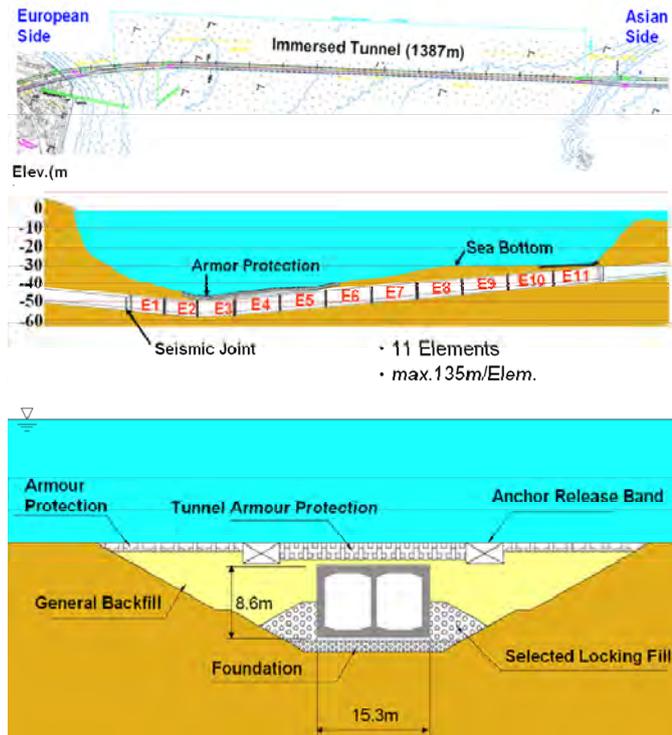
### 6 Immersed Tube Tunnel

- Marmaray Project connects European and Asian sides of İstanbul through an immersed tube tunnel (IMT) below Bosphorus at 60 m depth.



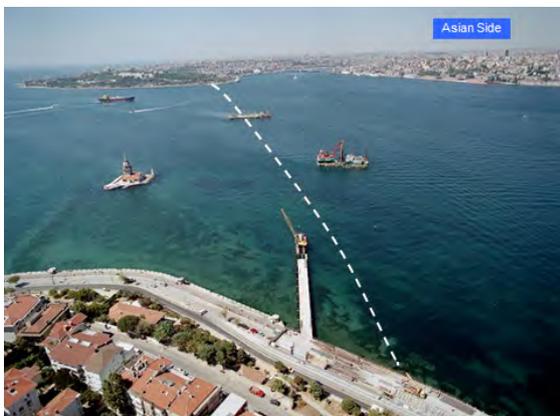
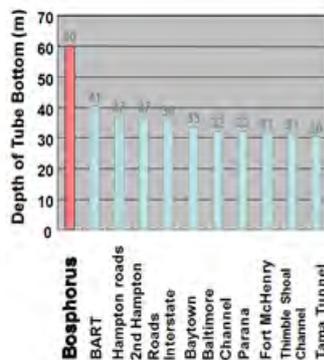
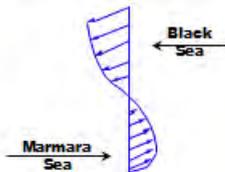
## 6.1 Immersed Tunnel – General Information

- 100 years of service life
- 11 pre-fabricated tunnel elements
- Dimensions: 15.3 x 8.6 m (typical cross sectional)
- Structural system: RC
  - Classic RC typical section
  - Sandwich endshells
- Seismic joints: at connection of TBM tunnels for damping off 3-dimensional seismic movements.



## 6.2 Unprecedented Bosphorus Crossing

1. Maximum depth: 60 m
2. Rapid current
  - Upper layer (N to S): ~2.5 m/sec
  - Bottom layer (S to N): ~1.0 m/sec



### 6.3 Tunnel Element Fabrication

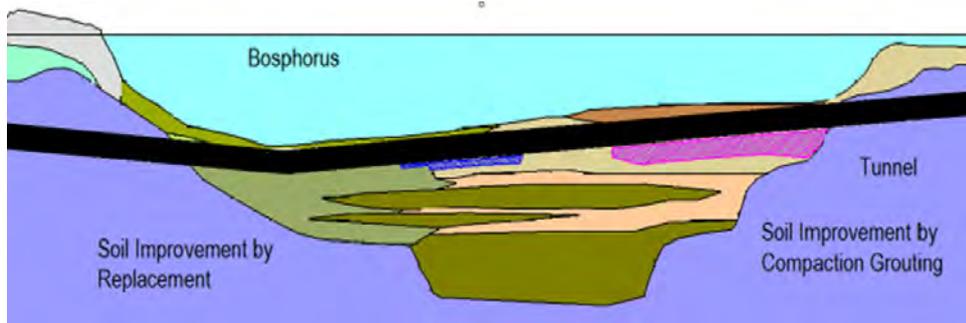
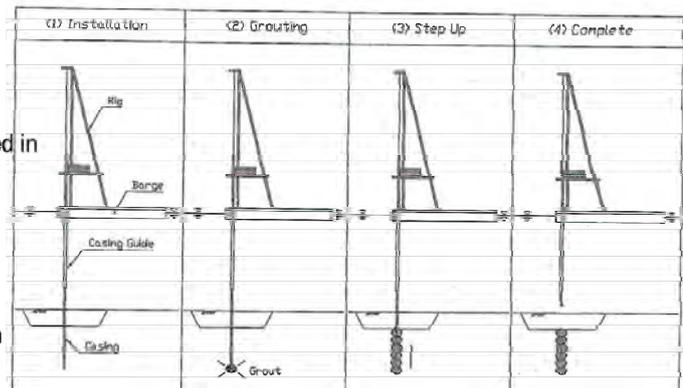
Element fabrication in two stages:

- Fabrication in dry dock
- Fabrication in jetty at floatation



### 6.4 Soil Improvement

- Liquefaction risk in 2 sections:
- Treated by compaction grouting and soil replacement.
- More than 2750 grouting columns performed in a section of around 500 m.
- Grout material remains as a homogeneous mass and expands in size resulting in a displacement and densification of the surrounding soils.
- The results are verified by cone penetration tests (CPT) based on cone and skin friction resistance.





- The steel barge is equipped with drilling, injection and lifting equipments.



- Grout is injected by using grout plant installed on Compaction Grout Plant Barge.

## 6.5 Dredging

- The purpose of dredging is to form a trapezoidal shape trench at sea bed for installation of IMT
- A barge dredger with a 27 m<sup>3</sup> grab size is used for dredging operation.
- A preliminary bathymetric survey is performed prior to dredging in order to determine sea bed profile.
- Dredging proceeds with respect to data obtained from a sonar system installed on dredger.
- Finally, a bathymetric survey is re-done in order to identify completeness of dredging.



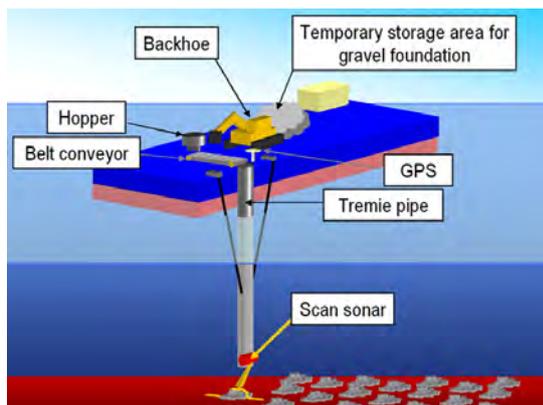
- Dredged soil is carried in barges, pushed by boats, and disposed into a depression are existing in Marmara Sea.



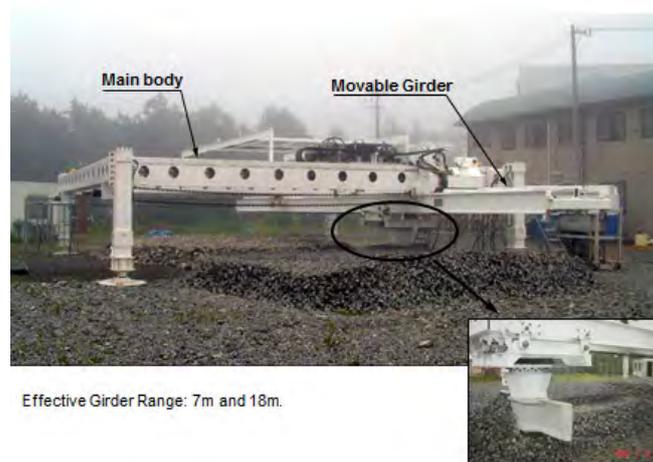
- Soil deposits identified as contaminated with industrial disposals coming from the Golden Horn were removed separately, refined at shore, transported and dumped into a specially prepared confined disposal facility (CDF).



## 6.6 Gravel Foundation

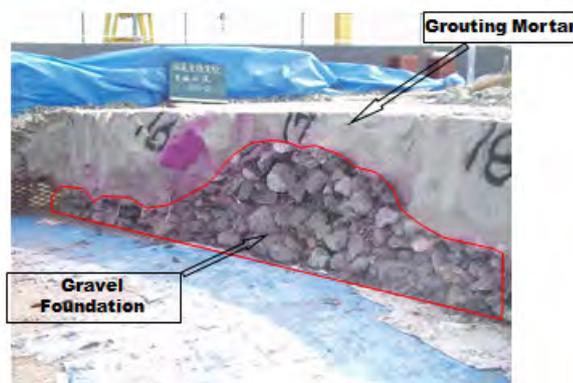


- After final dredging, a gravel foundation is formed to support IMT elements.
- The work consists of cleaning of trench, gravel placement and grading.
- Selected gravel material is dumped into position through a tremie pipe extended from a barge and layer is levelled by means of a blade attached to a steel frame.
- Gravel foundation profile was then checked by a bathymetric survey.



## 6.7 Underbase Grouting

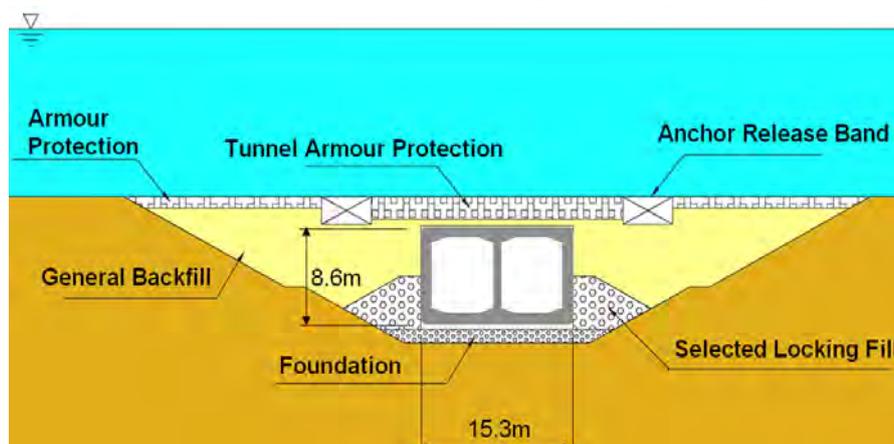
- After positioning of an IMT element, underbase grouting is required for filling space between bottom of the element and gravel foundation.
- The grouting is made inside the element through the pipes and valves installed during fabrication.
- A 3-component plasticized special grout mix is applied for underbase grouting.
- Mixing is made at the nozzle and the grout mix becomes a gel like viscous liquid such that washing out inside the water is prevented.
- Another key feature of this gel like material is that it does not penetrate into the gravel foundation such that drainage is not disturbed.
- After completeness of underbase grouting, jacks are released and retrieved by diver operation.



Checking of underbase grouting by full scale model

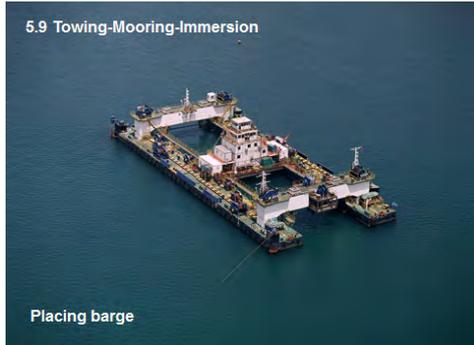
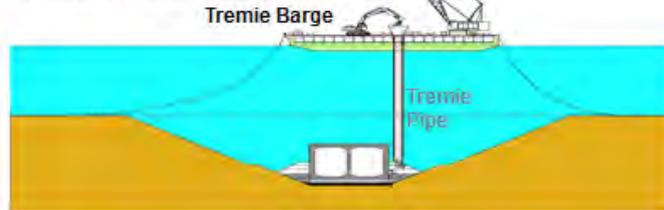
## 6.8 Backfilling

- Backfilling of IMT consists of locking fill, general fill, armour protection and anchor release band.
- All type of material is selected rockfill and mainly dumped through a tremie pipe from a barge whereas the large boulders for anchor protection are placed on top of the backfill by means of a special handling crane.
- The locking fill is crushed rock type material up to particle size of 200 mm in order to prevent lateral displacement of the elements.
- A final bathymetric survey is performed after completion of each layer to verify.



Backfilling will be done by using dredger with a tremie pipe;

- To ensure accurate backfilling under tide,
- To avoid impact on the tunnel element,
- To prevent marine contamination.



### Mooring for Immersion

**For every element**

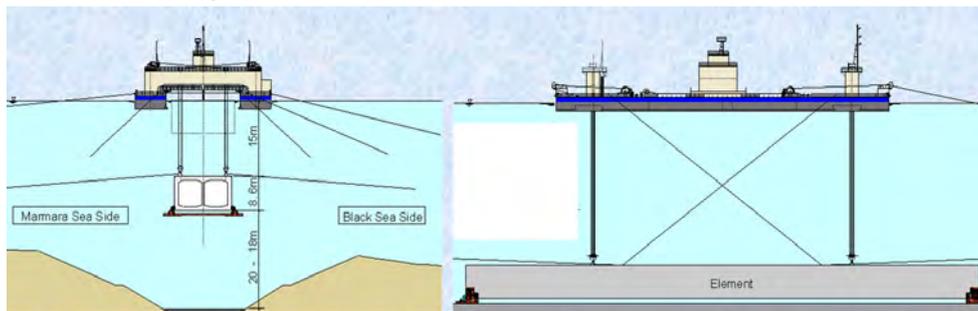
- Positioning of the placing barge is controlled by 13 anchors; some for mooring only and some for handling also.
- Anchors are placed and tightened to the calculated coordinates to make the placing barge parallel to Bosphorus so that element can face strong upper current with its cross section.
- As the immersion continues, then current velocity decreases gradually.
- Then, barge with the submerged element is rotated by changing anchor locations and wire lengths to match with design position.

The map shows a central point representing the barge with 13 lines radiating outwards to various anchor locations. The anchors are labeled: Handling anchor 1, Handling anchor 2, Handling anchor 3, Handling anchor 4, Handling anchor 5, Handling anchor 6, Handling anchor 7, Handling anchor 8, Handling anchor 9, Handling anchor 10, Handling anchor 11, Handling anchor 12, and Handling anchor 13. There are also labels for 'Windlass A', 'Windlass B', 'Mooring anchor 1', 'Mooring anchor 2', 'Mooring anchor 3', 'Mooring anchor 4', 'Mooring anchor 5', 'Mooring anchor 6', 'Mooring anchor 7', 'Mooring anchor 8', 'Mooring anchor 9', 'Mooring anchor 10', 'Mooring anchor 11', 'Mooring anchor 12', and 'Mooring anchor 13'. A 'K12 tower' is also indicated.

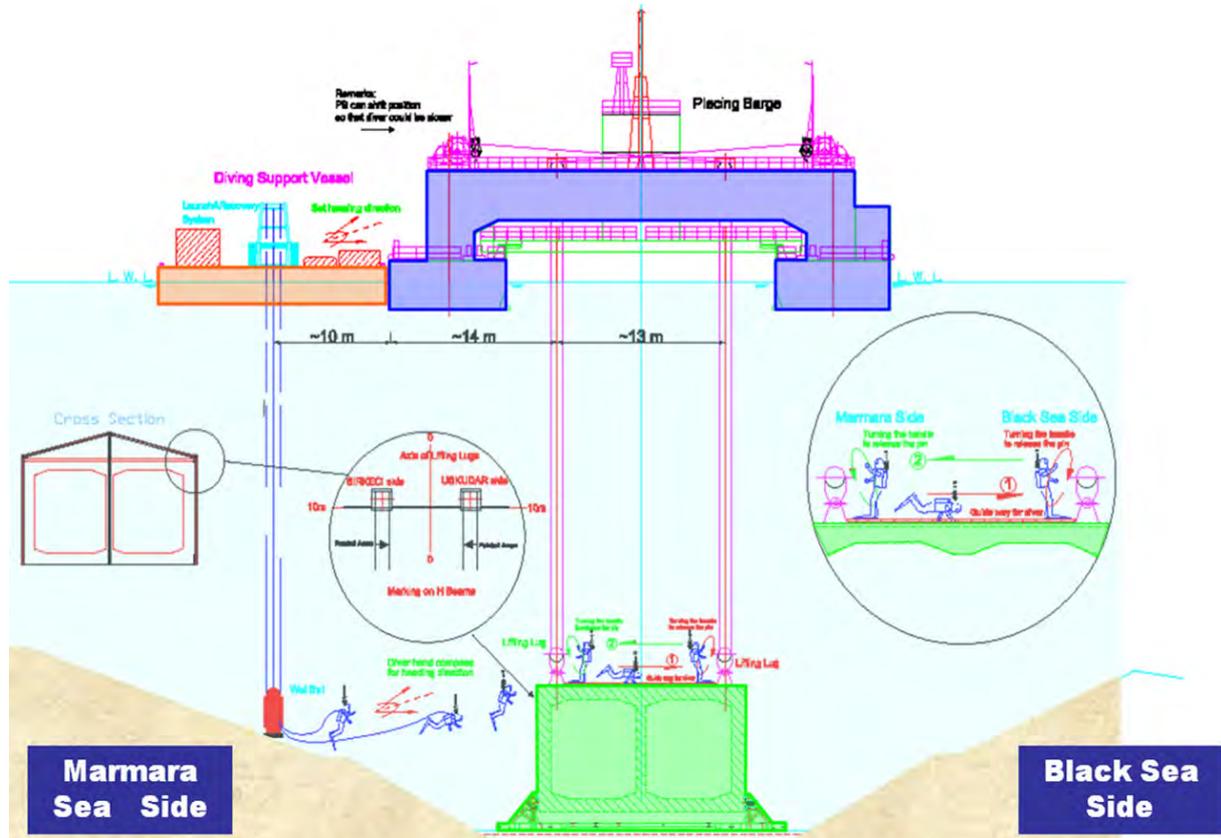
84

### Immersion

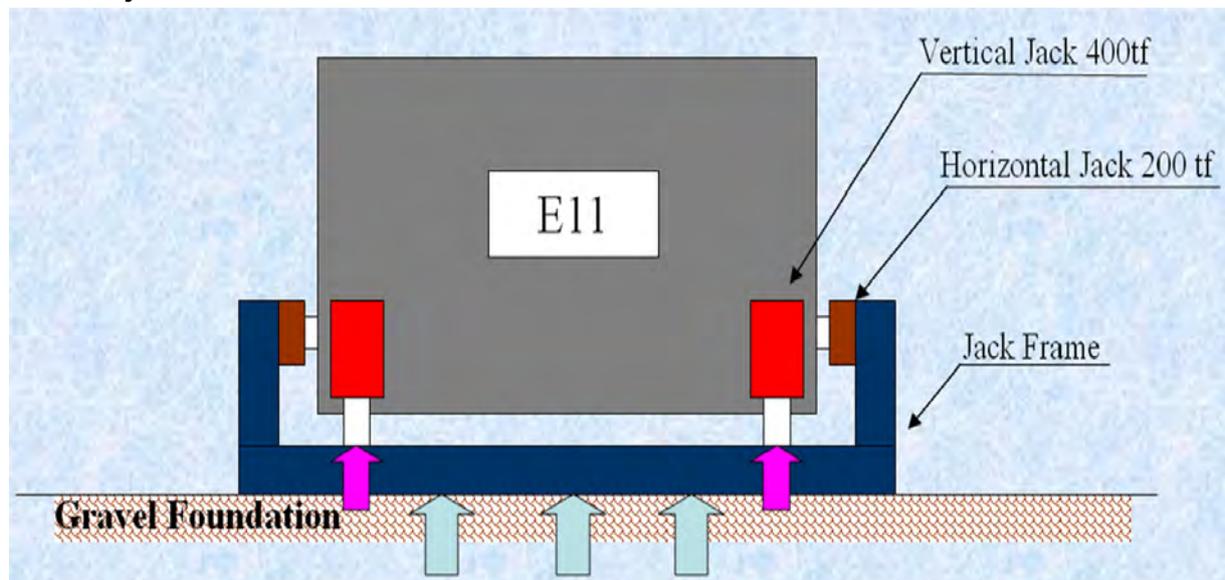
- When the barge is moored into the required location, immersion starts by taking water into the ballast tanks and continues down to ~-15 m.
- Then, the placing barge is rotated to its original position and immersion continues.
- Immersion is completed roughly in the tolerances by placing the tunnel over the gravel foundation supporting with vertical and horizontal jacks.



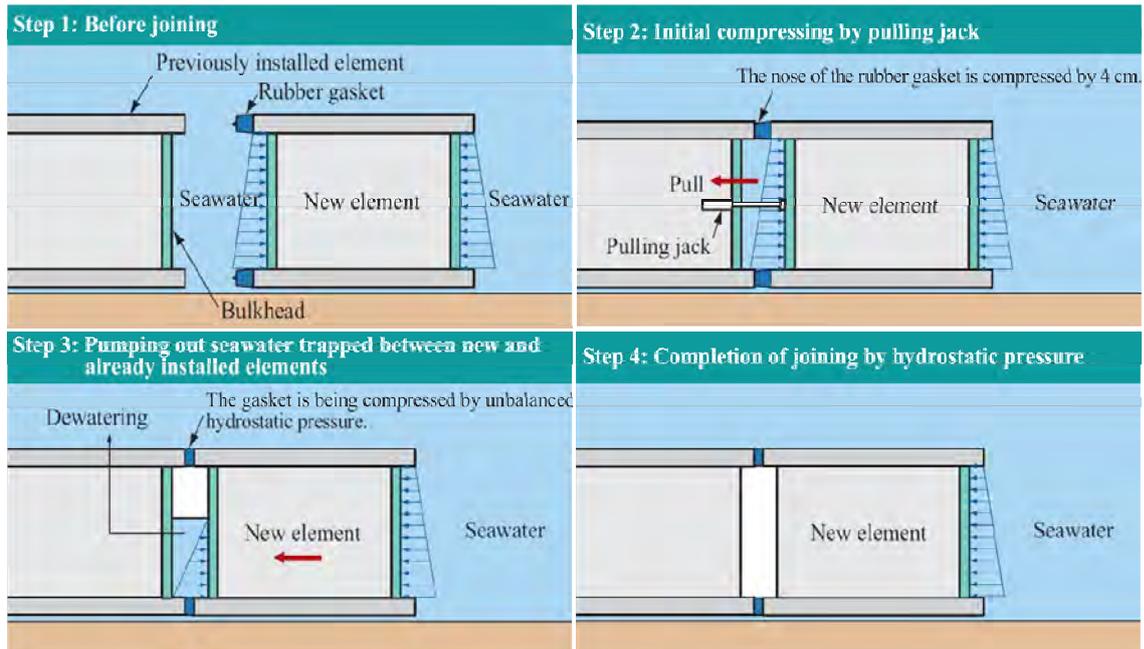
Finally wires connected to the lifting lugs are released by diver operation and placing barge is released (for every element).



### Final Adjustment of Element



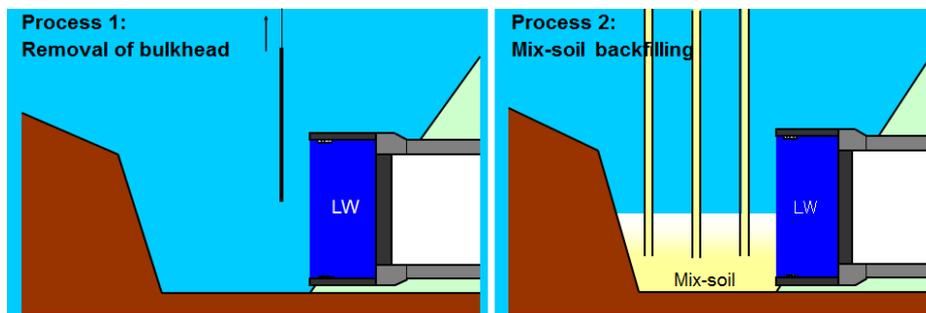
## Hydraulic Connection



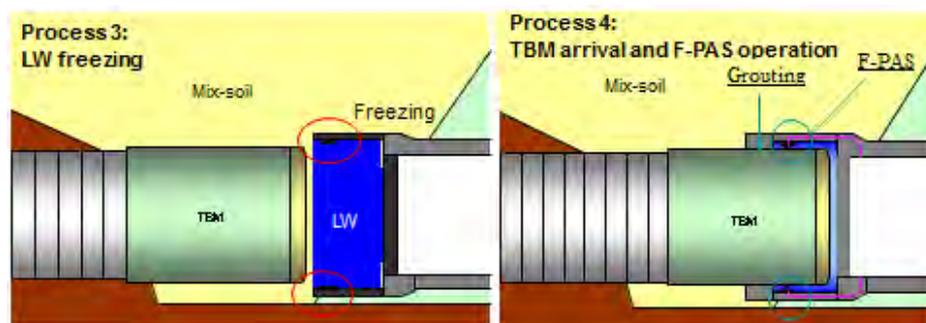
## 6.9 TBM Docking

### Backfilling of Shores

The space between the elements E1 and E11 and the sloping sea bed on shores of the European or Asian sides is filled with selected mix soil material. This cementitious material is relatively impermeable with a strength of about 1MPa.

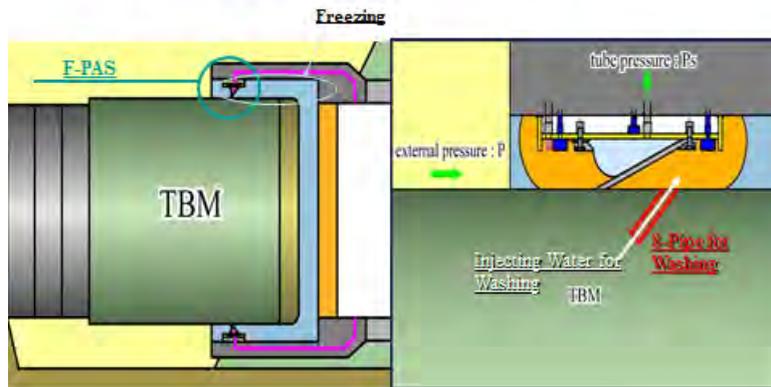


### LW and F-PAS operations

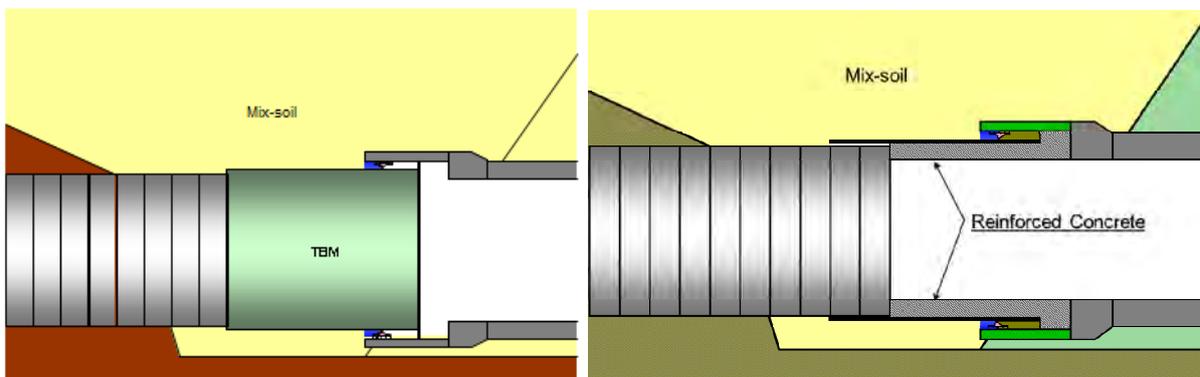


- In the fabrication harbour, sleeve pipe is filled with LW material which is a type of liquid glass and this material is frozen prior to immersion.
- TBM penetrates into LW and waterstop packings are exploded so that removal of the end-shell bulkhead becomes possible without flooding.

Process 5:  
Detailed F-PAS operation



Process 6:  
Removal of bulkhead of IMT Tube and TBM



**6.10 Completed Immersed Tube Tunnel**



# **Crossrail C310 Thames Tunnel, geotechnical and tunnel construction challenges in urban tunnelling with variable ground conditions**

Dipl.-Ing. Andreas Rädle, Stephan Assenmacher  
Hochtief Murphy JV, London  
Ester Sophia Karl  
Hochtief Engineering GmbH, Essen

## **Summary**

The Contract C310 is part of the current biggest infrastructure project of Europe “Crossrail” which is a major new cross-London rail link project and comprises the construction of the North Woolwich Portal, Plumstead Portal and the twin tube Thames Tunnels with a length of approximately 2.6km. Two Mix-Shield TBMs (Diameter 7.12m) are driving through differing challenging ground conditions (Thanet Sand, Gravels, Flint and Chalk) below the ground water table. The two tunnels are underpassing several listed buildings, sensitive structures, operational railway tracks with low overburden and close to existing subway tunnels in an urban environment. Several additional measures as compensation grouting, micro piles and an intensive monitoring have been carried out to ensure a safe tunnelling process. During the drive underneath the River Thames, the tunnels will only have an overburden of approximately 12m. The effect of pressure variation due to the tidal River Thames has to be taken into account for the control of the face support pressure. The excavated and the dissolved soil were pumped to a treatment plant where a dewatering process with filter presses was used with great success. After finishing the two main tunnels four cross passages were opened using a sprayed concrete lining. To reduce the water inflow in the chalk aquifer fissure grouting has been executed prior to construction of the cross passages.

## **1 Project overview Crossrail**

### **1.1 Project Crossrail**

Crossrail is currently the biggest infrastructure project in Europe which has been developed to serve London and the southeast of England. The project includes the construction of twin-bore tunnels on a west-east alignment under central London and the upgrading of existing National Rail lines to the east and west of central London. The new rail track, as shown in Figure 1, starting in Shenfield/ Abbey Wood in the east of London and ending in Reading / Heathrow Airport in the west of London, includes the construction of nine central area stations, providing interchange with London Underground, National Rail and London Bus services, and the upgrading or renewal of existing stations outside central London. Altogether there will be 118km of new rail tracks, including 42km of tunnels and 40 train stations. After completion in 2018, Crossrail expects 200 million passengers per year (Tauriainen, Rädle, Ingram 2013).



Figure 1: Overview on Crossrail Project (Crossrail and C310)

**1.2 Contract C310 Thames Tunnels (Bored tunnel drive H)**

HOCHTIEF Murphy Joint Venture (HMJV) is responsible for the construction of two tunnels underneath the River Thames with the contract name C310 Thames Tunnel. The contract C310 comprises the construction of the Plumstead and the North Woolwich Portal, as well as the twin bored tunnel with a length of approximately 2.6km. Contract commencement date was early March 2011 and in November 2011 the construction of the tunnel portal in Plumstead started. The main tunnelling works started in January 2013 and the anticipated completion of the tunnelling work including cross passages and pump sumps is September 2014. Completion of the whole works is expected by mid June 2015. C310 is a challenging project, both technically and operationally, due to its location and difficult geotechnical conditions.

The two TBMs will drive through varying ground conditions (Thanet Sand, Alluvium, and Chalk) below the water table (see Figure 2). During the drive underneath the River Thames, the tunnels will have an overburden of approximately 12m. The effect of pressure variation due to the tidal River Thames has to be accounted for in the control of the tunnelling operations. The tunnel will pass underneath several listed buildings, operational railway tracks, utilities, close to existing subway tunnels and will pass through Woolwich Box Station (Tauriainen, Rädle, Ingram 2013).

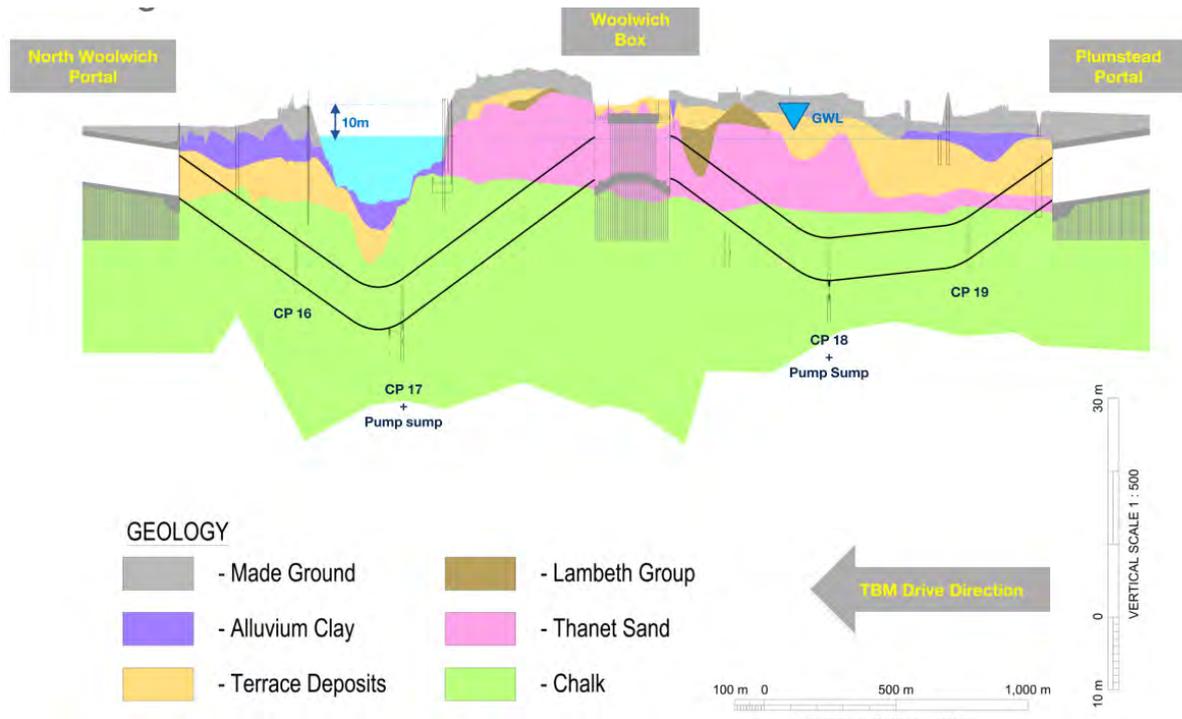


Figure 2: Longitudinal Section of Contract C310 Thames Tunnels C310)

## 2 Geotechnical and hydrogeological conditions

### 2.1 Geotechnical situation

The site geology consists of the Chalk group with intermediate flint layers overlain in parts by Thanet Sands and in parts by floodplain Terrace Gravels, Alluvial layers (Clay, Silt and Peat) and Made Ground.

Tunnelling started from Plumstead Portal south of the River Thames in the river terrace gravels which are typically described as medium dense to very dense, grey brown or dark grey, slightly silty, slightly clayey, fine to coarse sand and fine to coarse sub-angular to rounded flint gravel. The sand and gravel proportions varied from very gravelly sand to sandy gravel.

The underlying Thanet Sands were met shortly after TBM launch. These are predominately sequences of dense to very dense, fine-grained sands, with higher proportions of clay and silts in the lower part. The unweathered formation is grey to brownish grey, and at the surface it weathers to a pale yellowish grey. The genuine flint belongs to the basal Bullhead Bed which is a conglomerate comprised of rounded coarse flint gravels and nodular flints in a matrix of dark greenish grey, clayey fine to coarse grained sand.

The chalk horizon will be met after 100m from the launch site and will lead to mixed face conditions. Chalk is generally considered to be a soft/weak rock, very pure white limestone formed from the skeletal remains of submicroscopic algae. However, unlike many limestones, chalk is very widespread as a consequence of its entirely planktonic origin. Two features commonly found in Chalk are flints and marl seams. Flint is a microcrystalline silicarock that occurs as dispersed, usually black nodules or as tabular bands or sheets.

Flints represent very strong, brittle inclusions in contrast to the comparatively weak host Chalk matrix. Marl seams are horizons with increased concentrations of clay.

Two different chalk layers were hit by the C310 tunnel, the Chalk of the Haven Brow Beds and the Cuckmere Beds. The Chalk is very weak at the top of the layer, highly weathered and described as low density white Chalk improving in both strength and density with depth. Generally the Chalk is described as medium density chalk.

Approximately 80% of the tunnel length is located within the chalk horizon. Only 150m to 300m before reaching and after leaving the portals and Woolwich Box the tunnel face is located in the Quaternary and Palaeogene soils. (Crossrail 2007)

**2.2 Groundwater conditions**

In the area of C310 the hydrogeology is controlled by two aquifer systems made up of the Upper Chalk and the overlying floodplain Terrace Gravels. Since the gravels or the Thanet Sands lie directly on the pervious chalk, the two aquifer systems are in hydrostatic contact and have achieved equilibrium.

On the south and north side of the River Thames the aquifers of Chalk, Thanet Sands and Terrace Gravels are sometimes confined by overlying Alluvium (clay, silt and peat). In parts of the river, the Alluvium is non-existent and hence the chalk-gravel aquifer is connected directly to the River Thames.

A response to the tidal motion of the River Thames was observed, depending on the distance to the river. The maximum groundwater level is set at 104.5 m above tunnel datum (mATD) whereas the minimum is set at 96.5 mATD. The variation of  $\pm 4$ m to the average groundwater level of 100.5 mATD can be found in close proximity to the River Thames. The rest of the tunnel alignment has a pre-set variation of  $\pm 1$  m. Based on this information HOCHTIEF developed the water level diagram in Figure 3 and defined three design water levels which were used for the support pressure calculations. These water levels are not the water levels of the Thames but the expected pore pressure in the chalk/gravel/sand aquifer.

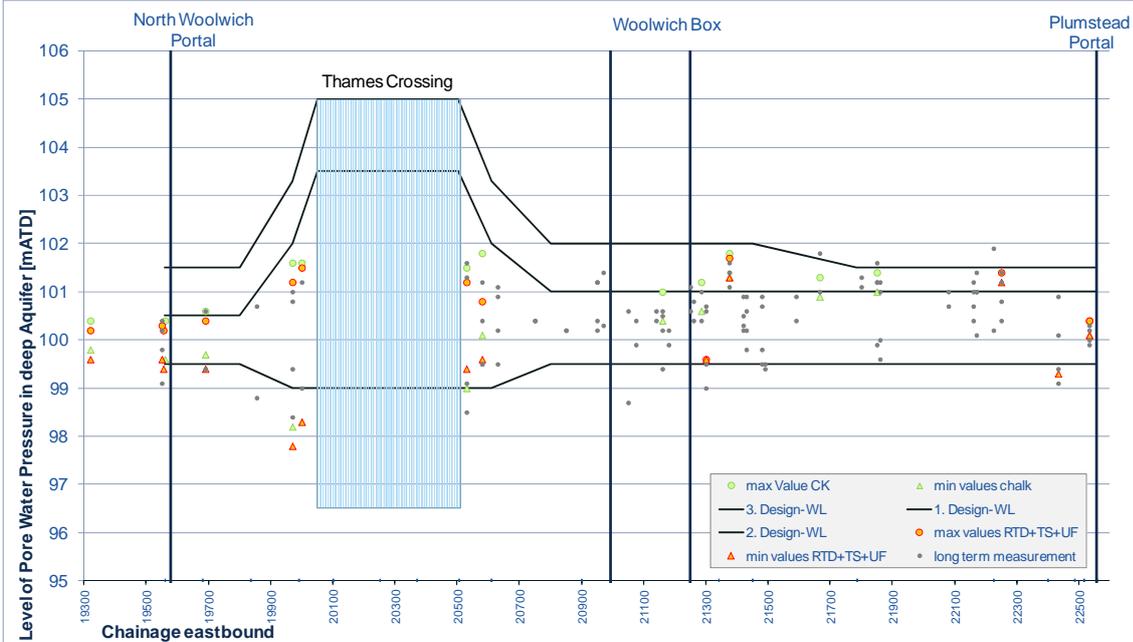


Figure 3: Diagram of expected pore water pressure in Gravel/Sand/Chalk aquifer for support pressure calculation

An additional item which needs to be considered in the calculations is the time dependence of the damping of the pore pressure. In the boreholes adjacent to the river the measured delay was approximately 0.5 hour.

### 3 TBM tunnelling underneath sensitive urban structures

#### 3.1 Launching in close proximity of North Kent Railway Line

Directly after cutting through the diaphragm walls at Plumstead Portal for duration of approx. 36 calendar days the TBMs were excavating in Network Rail's zone of influence close/adjacent to operational North Kent Line, underneath White Hart Road Bridge and Cathedral Substation. In this area the tunnel cross section is located within Mixed-Face Conditions (Gravel, Thanet Sand and Chalk) with low overburden of approx. 7 to 10m for the first 150m of tunnelling.

Real-Time Monitoring devices consisting of ATS and prisms on the railway and hydrostatic levelling cells on the bridge and substation were installed. The HMJV monitoring system, Advanced Tunnel Drive Steering (ATDS), was collecting any movement and/or potential settlement on an ongoing 24/7 basis and showing the data in real time.

#### 3.2 Underpinning White Hart Road Bridge

Approximately 40m from the launching point of the TBMs White Hart Road Bridge is located (see Figure 4). To mitigate possible settlements caused by the tunnelling operations of the closer passing TBM 1, the foundations of the bridge required supporting by means of underpinning.



Figure 4: White Hart Road Bridge

To strengthen/support the foundation of White Hart Road Bridge, a micro-pile and soil anchor scheme was the preferred method for the underpinning of the bridge. The scheme comprised

of a set of three piles at approx. 500mm c/c along the length of the abutment. These sets consisted of two raking piles - supporting vertical loadings and one soil anchor - which were designed to control any subsequent horizontal movement. To ensure no load was transferred into the piles during the tunnelling operation, the piles were permanently cased to the invert level of the proposed tunnel, thus transferring the load of the bridge into the chalk strata below the tunnel invert (see Figure 5).

The soil anchors were stressed to provide the required reaction force to prevent lateral movement of the bridge foundations. The ground anchors were de-stressed and removed as the tunnelling operations have been ceased; hence they were classed as temporary.

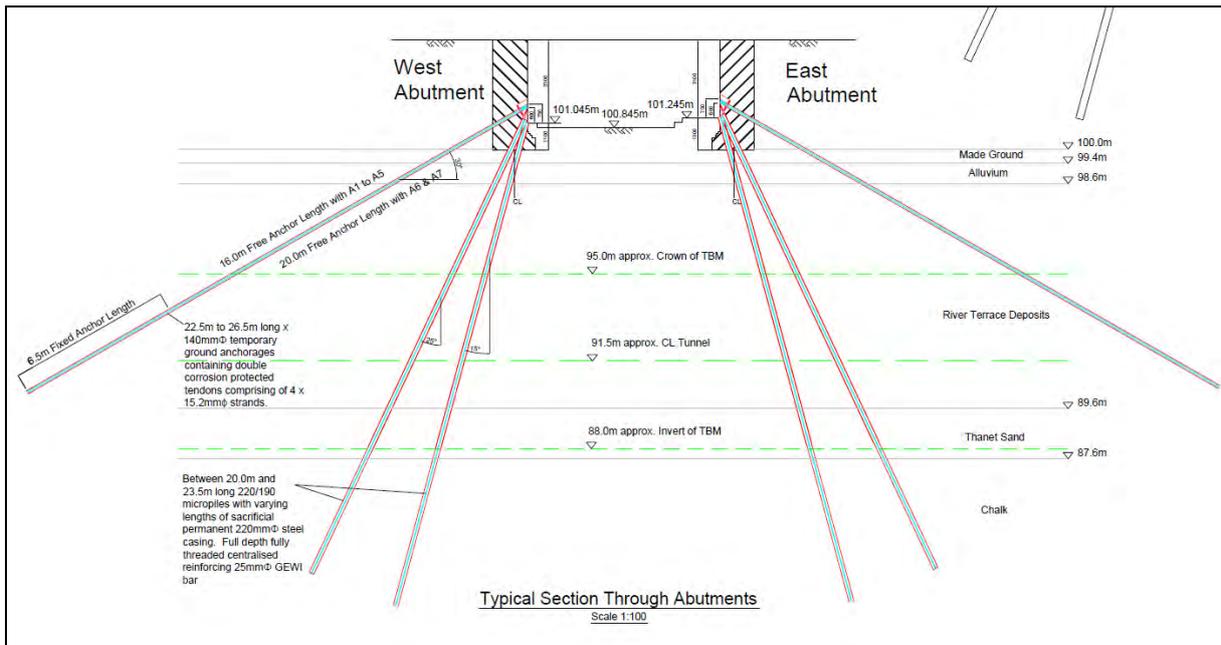


Figure 5: Additional mitigation measure at White Hart Road Bridge

During the passing of TBM 1 no significant movement of the bridge or its foundation were observed. All measured movements were less than 2mm, however the north eastern wing-wall of the bridge, which is not connected to the bridge itself, was noted to have settled 6mm during the time that the TBM was at a standstill at this location for more than 12hrs due to a grouting issue. The bridge was monitored with a number of hydrostatic levelling cells that fed real time data to ATDS so this movement could be observed and monitored in real-time by HMJV. This demonstrated that the employed scheme was effective and the correct chosen method.

### 3.3 Compensation grouting for Cathedral Substation

The existing building Cathedral Substation (Network Rail Substation) is located west of White Hart Road and White Hart Road Bridge and north of the running North Kent Line. For Cathedral Substation the requirement for compensation grouting to prevent settlements caused by tunnelling is driven by the need to protect the highly sensitive equipment within the building. Movement criteria have been agreed with Network Rail and Crossrail after contract award.

The distance between the tunnel crown and the floor was only 6m and compensation grouting was designed for River Terrace Deposits and groundwater with three layers of TAM

(tube-a-manchette) (see Figure 6). During installation of the TAM Drillings prior to tunnelling no settlements occurred due to the chosen drilling technique (duplex heading technique with full casing and subsequent immediate grouting of each hole) and the designed pre-heave of approximately 3mm have been achieved. Both TBMs have successfully underpassed and by use of reactive compensation grouting the movements of the building maintained in the allowable limits (between +5 and – 10mm).

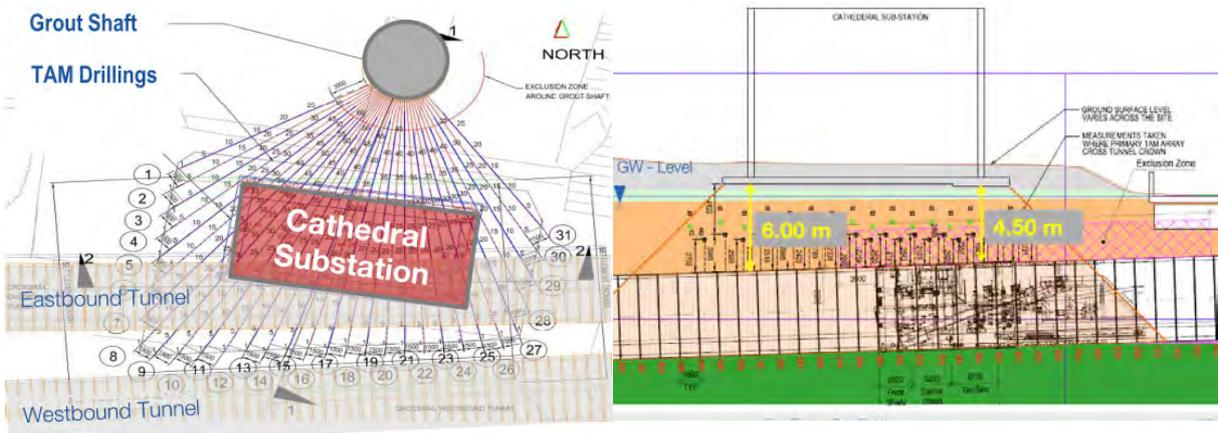


Figure 6: Compensation Grouting for Cathedral Substation

**4 TBM tunnelling underneath Thames River**

**4.1 Tidal fluctuation**

Tunnelling underneath the River Thames was one of the challenges of the TBM drive. The overburden to the river bed was minimum only 10 to 12m.

Due to the proximity to the sea, the Thames Water Level and therefore the adjacent ground-water level, is highly affected by the tides. The duration of one tide cycle is about 12 hours, meaning that two cycles with two minimum and two maximum peaks take place per day. Between low tide and high tide the Thames Water Level alternates over 8 m, causing relevant face pressure changes of approx. 0.8 bar. Therefore the support pressure has to be constantly reviewed and adapted.

An additional item is the time dependence of the damping. In the boreholes adjacent to the river the measured delay was approximately 0.5 hour. This time effect will be covered by an increase of the pore water pressure by 2.5 m for low Thames Water levels and the damped value is used to calculate the corresponding theoretical support pressure.

Detailed operational tables for the supporting pressure for the regular tunnel drive were derived from the detailed calculations. For each ring position and respective tunnelmeter the corresponding pressures for the three different water levels have been compiled and interpolated between the calculation cross sections. Based on those tables an automatic calculation and correlation of the support pressure to the tide measurements (illustrated damped water level) within the TBM Data Process Management System TPC takes place and the theoretical support pressure is displayed.

The damped water level for the calculation of the theoretical support pressure is capped at a minimum of 99 mATD although the minimum design river water level is 96.5 mATD. The reason for this is to maintain a conservative assumption. During low Thames Water Level it has to be assumed that through the damping effect some water could remain in the ground, which leads to a higher pore water pressure than the actual water pressure created by the river level.

**4.2 Interventions before and after Thames Crossing**

Before starting the TBM drive there was an intensive discussion on the frequency, the location, the requirements and the procedure for interventions in the working chamber. Based on experiences from the project CTRL 320 the abrasion of the cutting tools was evaluated as low although the flint embedded in the chalk is highly abrasive.

Due to the high pore water pressure below the River Thames supporting pressures of more than 3 bars were required for a full face support. To avoid interventions under such high pressures, interventions were planned before and after the crossing of the River Thames. At these locations the geotechnical ground model predicted a structured medium density chalk with a small amount of thin fissures. This good chalk quality allows an optimisation of the interventions. A procedure of tunnel face inspection and monitoring has been developed to allow a reduction of the required air pressure in the working chamber stepwise to 1 bar (Figure8). Especially the water inflow has been monitored continuously.

In addition to the interventions required for the TBM drive additional three interventions were made to investigate the chalk characteristic at the locations of the planned cross passages.

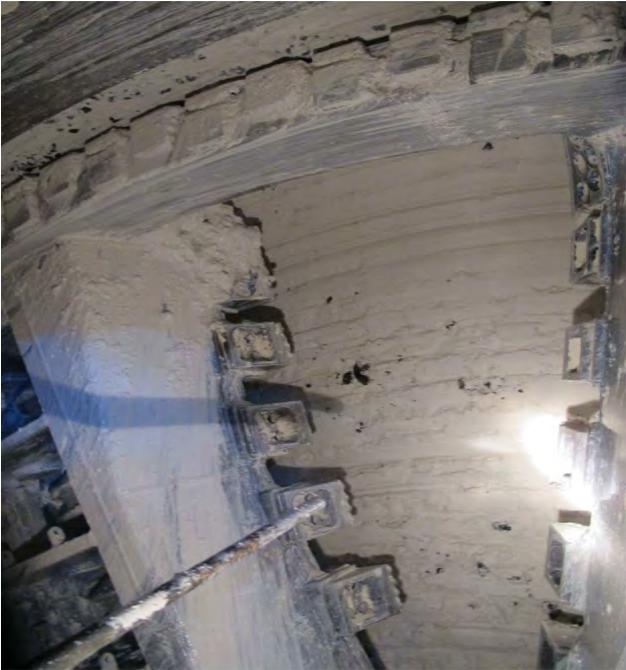


Figure 7: Tunnel face during intervention in chalk

## **5 Soil treatment**

### **5.1 Separation for the slurry shield**

Due to the use of a slurry shield TBM a plant is necessary to filtrate the spoil out of the slurry to recycle it. This task is handled by the STP (Slurry Treatment Plant). To manage the excavated material by a maximum tunnelling advance up to 80mm/min a slurry flow rate of 1600m<sup>3</sup>/h needs to be treated. This material consists of Terrace gravels, Thanet sands and Chalk with a various amount of flint stones (5 to 25%).

In a first separation step, a scalping unit as a rotating drum with an integrated screen cuts off all the material with a size bigger than 8mm. This material drops straight on a belt conveyor and is transported to the dump. All the slurry and the grains, which passed the openings in the screen, are split in three parallel lines including a desanding and desilting section. In each line two big cyclones with a separating cut of 70µm and 12 small cyclones with a separating cut of 40µm are installed. After passing the desanding and desilting section the slurry will be reused in the slurry circuit.

### **5.2 Chalk separation**

Based on experience with a Mixshield TM in chalk the support fluid was replaced with water to achieve stability. The chalk dissolves very quickly after excavation and mixes with the water in the working chamber and the slurry pipes. The particles of the excavated chalk spoil, which are up to a 100 % smaller than 40µm, require a special handling.

In former projects the dissolved chalk was handled with centrifuges and afterwards the water content was reduced by adding a high amount of cement. In this project an alternative method was used to suit the agreed spoil management and disposal: aim was that the moisture content of produced spoil from the treatment plant shall not exceed 35 %. The last separation step was the treatment of the waste mud by carrying out a filtration process with the filter presses. Before the slurry was pumped into the chambers of the filter presses, a defined amount of lime milk was added. The settings for lime milk concentration and lime dosage were calculated utilizing the values of outflow of waste mud tank measured by a flow-and densimeter. The purpose of lime milk for the filtration process was to accelerate the process itself and also to reduce the stickiness of the filter cake surface to improve the discharge of the filter cakes.

The filtration process includes the steps of closing, feeding, inflating (only membrane filter presses), core blast, opening and demoulding. There are six filter presses, where each allows a treatment of 14.5 t/h of dry mud. Four of them were normal chamber filter presses with a maximum closing pressure up to 250 bar, supplied by two hydraulic jacks. Another two were membrane chamber filter presses, which were conducting an additional squeezing/inflating process after the normal feeding process. Due to this additional process, the closing pressure was with 400 bar much higher than with the normal chamber filter presses. The excess mud treatment started with the closing of the 100 chambers of a filter press and was followed by the mud feeding. Thereby a volume of approximately 7300 litres of limed mud out of the storage silo was pumped into the chambers. The solid particles in the slurry were collecting itself on the surface of the filter cloth and creating a, so called, filter cake. At the same time the water flowed through the cake and the cloth into the plates, where it was led via small channels to a drain into a tank. In consequence of the increasing thickness of

filter cake, the pressure in the filter presses went up to 7 bar. At this pressure set-point the feeding pumps were regulated to maintain the pressure at this level for a certain time until the filtration process was finished. Before the core blast sequence started, the inflating mode was carried out by the two membrane filter presses. During this mode, the volume of the chamber was reduced by inflating membranes in the plates utilising 14 bar water pressure. Due to this compression, residual water contained in the cake was removed. The pressure was held over a certain time until the process was ended by a required criterion.



Figure 8: Filter press and chalk “plates” after dewatering

After finishing this mode the liquid core in the presses needed to be removed. This was necessary to prevent the liquid mud falling down on the dry filter cakes. Therefore compressed air was passed through the centre of the filter press to discharge the material into a small tank, where it is pumped back to the limed mud silo. Before the hydraulic pressure was released, to allow an opening of the plates, the membranes got drained. Then in a defined order compressed air was pushed in hydraulic jacks on both sides between the plates to provide enough space for dropping the filtrate cakes. The discharge of the cakes was done by gravity and supported by shaking of the plates. The cakes falling down in a provided box for collection with a wheel loader were mixed up with material from the belt conveyor and loaded on a lorry (see Figure 8).

### 5.3 Cross Passages

For optimization the excavation and support concept for the cross passages was changed from SGI Support Elements to Sprayed Concrete Lining. To reduce the permeability of the Chalk and to reduce the water inflow to a manageable level fissure grouting in the area of the future cross passages was carried out within the Chalk. The fissure grouting was executed for two of the four cross passages from the finalized tunnel and for the remaining two cross passages from the ground surface.

Due to the high asymmetric loading on the segmental lining underneath the River Thames (embedding of segments, water pressure and ground treatment) and the low ratio of the diameter of the TBM Tunnel versus the diameter of the cross passage, it was necessary to install a temporary steel support structure at each cross passage opening location prior to the commencement of the cross passage excavation. The support structure remained in-situ until the cross passage works were completed.

In preparation of the excavation the success of the grouting was proofed with probe drilling and the segments were removed. After excavation and the completion of the sprayed concrete primary lining a waterproof membrane and a cast in situ secondary lining were installed.

For the opening of the segmental lining within the tunnels the alternative use concrete segments with a shear bicone (combined steel and polyamide dowels) in the circumferential joints in lieu of the original designed steel opening sets in the area of the opening was proposed. To enable the alternative design to work, a higher design concrete strength and combined reinforced segments (steel and steel fibre reinforcement) have been developed for five fixed rings in the area of the opening which also integrate a “soft keystone” to simplify the opening and removal works.

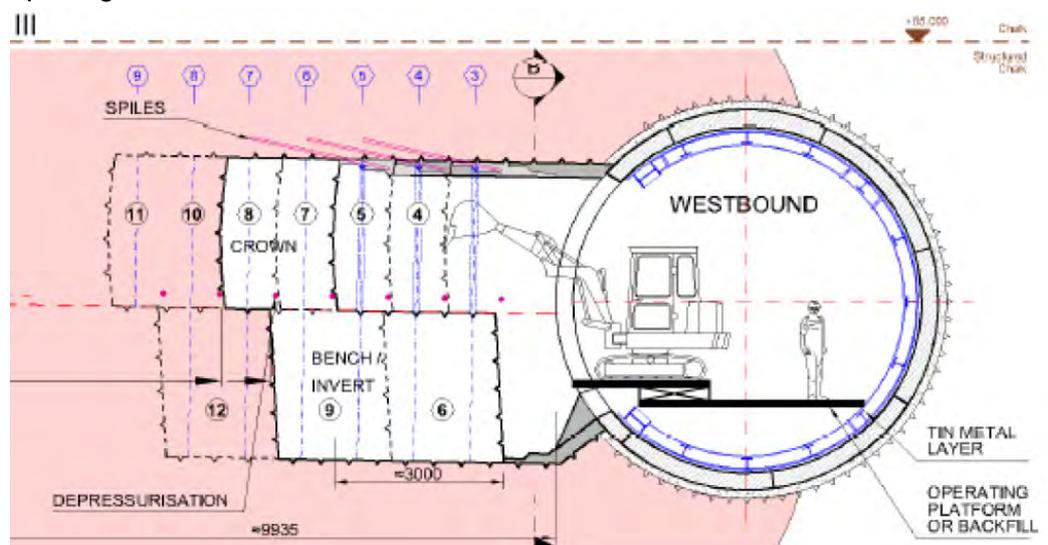


Figure 9: Construction Procedure for Cross Passages

## 6 Literatur

CIRIA 574: Engineering in Chalk

CROSSRAIL (May 2007): Geotechnical Sectional Interpretative, Report 4: Isle of Dogs to Plumstead, Volume 1: Text. Report No. 1D0101-GOG00-00520, Rev. B

[www.crossrail.co.uk](http://www.crossrail.co.uk)

Rengshausen, R., Tauriainen, R. and Rädle, A.[2013]. “Crossrail, C310 Thames Tunnel, TBM and Spoil Treatment Selection Process, TBM-S with Slurry face support (Slurry TBM) versus TBM-S with Earth Pressure Balanced face support (EPB TBM)”, Geomechanik, Vol. 01/2014

Tauriainen, R., Ingram, A. and Rädle, A.[2013]. “Cooperative contract basis for fair and proactive solutions of technical challenges in urban tunnelling with low overburden – Practical examples for lining design and opening of the cross passages”, Tagungsband STUVA 2013



# Stuttgart 21: Nachweiskonzept der Gründung des unterirdischen Bahnhofs, numerische Modellierung und Kalibrierung

Dr.-Ing. Roberto Cudmani  
Smoltczyk und Partner GmbH, Stuttgart

## 1 Einführung

Das übergeordnete Bahnprojekt Stuttgart–Ulm beinhaltet die Neuordnung der Bahnknoten Stuttgart (Teilprojekt Stuttgart 21) und die Neubaustrecke Wendlingen–Ulm (NBS). Mit einer gesamten Länge von 57 km bzw. 60 km ist das Bauvorhaben der Deutsche Bahn AG der größte Ausbau des öffentlichen Schienenverkehrs in Baden-Württemberg seit dem letzten Jahrhundert. Das Teilprojekt Stuttgart 21 beinhaltet sechs Planfestellungsabschnitte, PFA 1.1 bis 1.6. Der im Fokus dieses Beitrags stehende Planfestellungsabschnitt PFA 1.1 "Talquerung mit Hauptbahnhof" verläuft zwischen der Jägerstraße im Norden und der Sängerstraße im Süden (Bild 1). Der rund 880 m lange und bis zu 80 m breite Durchgangsbahnhof, der den bestehenden Kopfbahnhof ersetzen soll, besteht aus der neuen Bahnhofshalle sowie den DB-Tunneln Nord- und Südkopf. Am Nordkopf schließt der neue Durchgangsbahnhof an den Tunnel Bad Cannstatt und den Tunnel Feuerbach an. Am Südkopf schließt der Bahnhof an den Fildertunnel an, der die Verbindung mit der Neubaustrecke Wendlingen-Ulm (NBS) stellt.

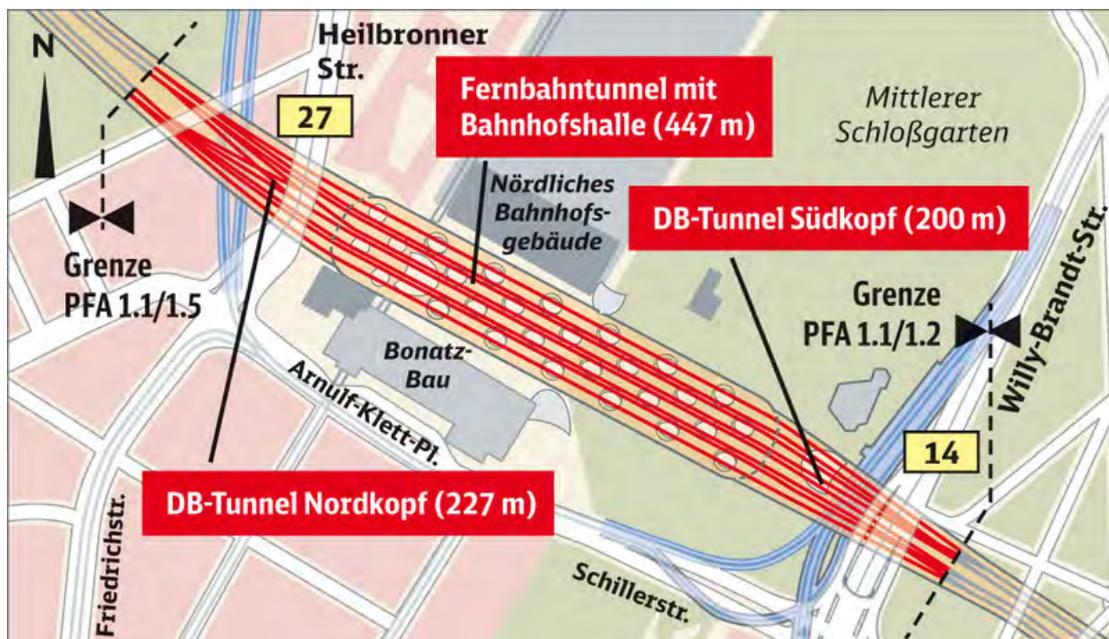


Bild 1: Planfestellungsabschnitt 1.1: Talquerung mit Hauptbahnhof, Lageplan (Quelle: [www.bahnprojekt-stuttgart-ulm.de](http://www.bahnprojekt-stuttgart-ulm.de))

Das fugenlose Schalendach mit seinen 27 kelchförmigen Stützen und Lichtaugen, die eine natürliche Beleuchtung der Bahnsteige ermöglichen sollen, ist das zentrale architektonische Element der Bahnhofshalle (Bild 2). Das Schalentragwerk, das sich über eine Länge von ca.

446 m erstreckt, ist eine druckbeanspruchte Gewölbeschale aus Stahlbeton mit Einzelspannweiten von 36 Metern und Höhen von 10 bis 12 Metern. Die Lasten aus dem Schalendach werden über die einzelnen Kelchstützen und die Außenwände des Troges in eine Bodenplatte bzw. durch Ortbetonrammpfähle abtragen.

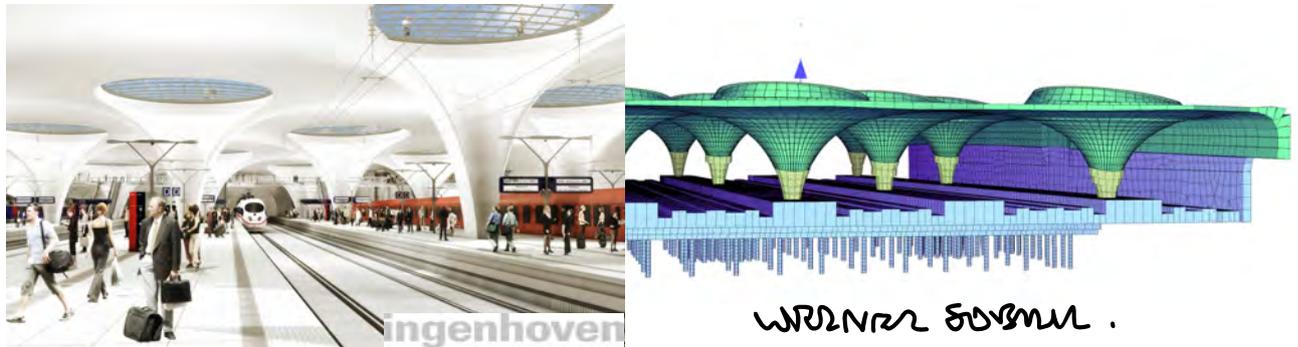


Bild 2: Bahnhofshalle: Animation (links), Modell der Bahnhofshalle (rechts)

Neben dem Neubau des Fernbahntunnels mit Bahnhofshalle umfassen die Baumaßnahmen im Wesentlichen auch noch die folgenden Neubauten: den Düker Hauptsammler West mit Fernheiz- und Medienkanal Kurt-Georg-Kiesinger-Platz, den Düker Cannstatter Straße, den Düker Hauptsammler Nesenbach, den Medienkanal Schlossgarten, den Umbau der S-Bahn sowie den Abbruch verschiedener baulicher Anlagen. Eine detaillierte Beschreibung der im Rahmen des PFA 1.1 geplanten Baumaßnahmen ist [1] zu entnehmen.

Die Ausführungsplanung der Bahnhofshalle wird von der Planungsgemeinschaft Ingenhoven Architects GmbH und Werner Sobek Stuttgart GmbH (WS) erstellt. Bei der geotechnischen Planung und Beratung des Bauherrn (DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH) sind die Smoltczyk und Partner GmbH (S&P) und die CDM Smith Consult GmbH (CDM) tätig. Das Bauvorhaben wird von der Ed. Züblin AG ausgeführt. Die Ed. Züblin AG ist auch für die Ausführungsplanung des Nord- und Südkopfs verantwortlich.

Eine wichtige Aufgabe der geotechnischen Planung und Beratung ist die Entwicklung und Umsetzung eines Gründungskonzepts für die Bahnhofshalle. Dazu gehören der Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit der Gründung sowie die fachliche Überwachung und die Bewertung von Pfahlprobelastungen. Mit diesen Themen beschäftigt sich dieser Beitrag.

## 2 Baugrundbedingungen

Der Baugrund im Bereich der Bahnhofshalle besteht aus heterogenen Auffüllungen, die von quartären feinkörnigen und grobkörnigen Talablagerungen und Hangschuttmassen von den Talflanken unterlagert werden. Es folgen die verwitterten, bereichsweise vollständig zu Ton und Schluff zersetzten Schluff-Tonsteine des Gipskeupers (Bleiglanzbank-Schichten, Dinkelrote Mergel, Bochinger Horizont, Grundgipsschichten). Unter der Schichten des Gipskeupers folgen die Ton-, Dolomit- und dolomitische Tonsteine des Lettenkeupers, die dem mineralwasserführenden Muschelkalk aufliegen. Im Bereich des zukünftigen Bahnhofs

wurden auch Dolinen und Erdfälle, d.h. Bereiche die sich durch Lösung und Ausspülung der Oberfläche der gips- und kalkhaltigen Gesteine des Gipskeupers, des Lettenkeupers und des Muschelkalks bzw. durch Einsturz von Hohlräumen gebildet haben, angetroffen. Die Hohlräume, die nach den Erfahrungen von Maßnahmen in der Nachbarschaft vorhanden sein können, sollen durch Vorabmaßnahmen erkundet und ggf. verfüllt werden. Die Trogkonstruktion bindet bereichsweise in die quartären Bodenschichten und in den Gipskeuper ein (Bild 3).

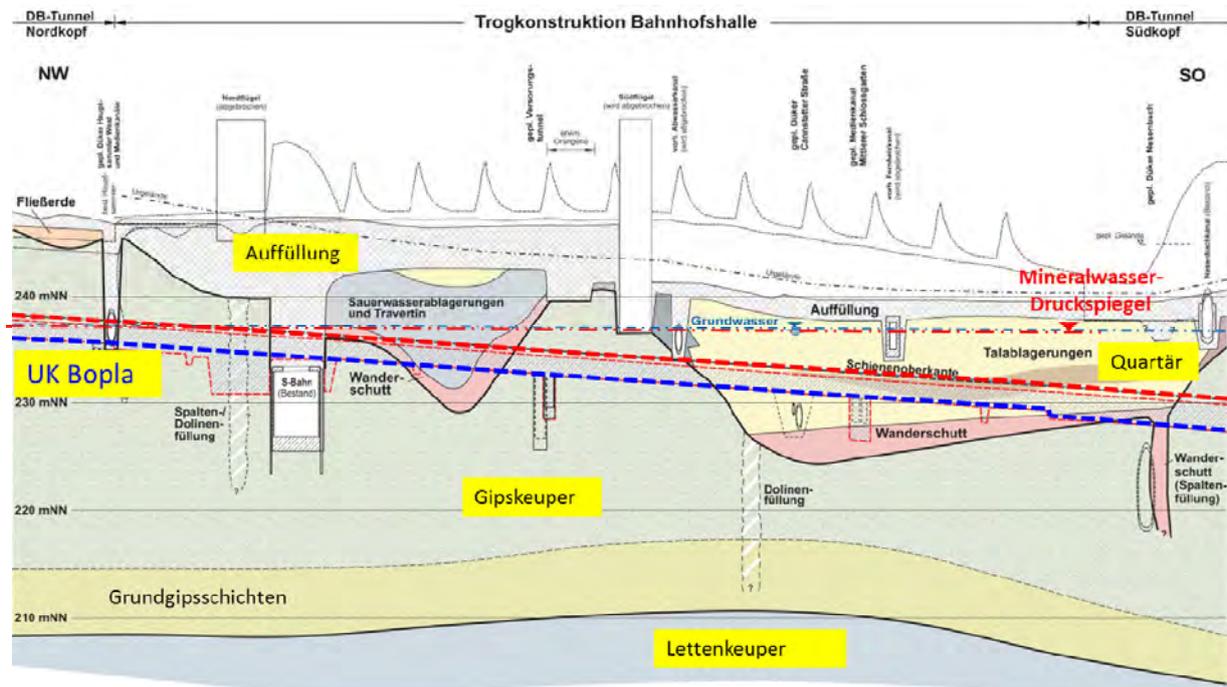


Bild 3: Baugrundbedingungen im Bereich der Bahnhofshalle

Einen maßgeblichen Einfluss auf die Planung und Ausführung des neuen Stuttgarter Bahnhofs hat der Schutz der Mineralwasserquellen der Stadt Stuttgart. Die mineralwasserführende Schicht ist der Obere Muschelkalk. Der Muschelkalkaquifer ist gespannt. Im Bereich des Bahnhofs liegen der Mineralwasserspiegel und der quartäre Grundwasserspiegel in etwa auf gleicher Höhe. Der neue Bahnhof liegt in der Innenzone des Heilquellenschutzgebietes der Stadt Stuttgart, in der die Grundgipsschichten als „Trennschicht“ vorhanden sind. Zu den einzuhaltenden wasserrechtlichen Auflage gehört daher, dass die Gründungselemente in einem sicheren Abstand von der Oberfläche der Grundgipsschichten enden müssen, um die dichtenden Wirkung dieser Schicht nicht zu beeinträchtigen.

Im Bereich des Bauabschnitts BA 16 (vgl. Kapitel 3), worüber in diesem Beitrag referiert wird, liegt die Gründungssohle im Mittel bei der Kote 231 mNN. Der mittlere niedrige Grundwasserstand (MNGW) und der zweihundertjährige Hochwasserstand (HGW200) liegen bei ca. 235,5 mNN bzw. 236,5 mNN. Somit bindet die Gründungssohle ca. 4,5 m bis 5,5 m in den quartären Grundwasseraquifer ein.

### 3 Geplanter Bauablauf

Für die Herstellung der Bahnhofshalle wird der Grundwasserspiegel mittels offener Wasserhaltung abgesenkt. Wegen des Heilquellenschutzes ist eine großflächige GW-Absenkung nicht gestattet. Aus diesem Grund ist geplant, die Bahnhofshalle sowie den Nord- und Südkopf in Teilbaugruben (Bauabschnitten), herzustellen. Derzeit sind der Nordkopf in die Bauabschnitte BA 1, BA 2, BA 3 und BA 8, die Bahnhofshalle in die Bauabschnitte BA9 bis B18 und der Südkopf in die Bauabschnitte BA 19 bis BA 25 eingeteilt.

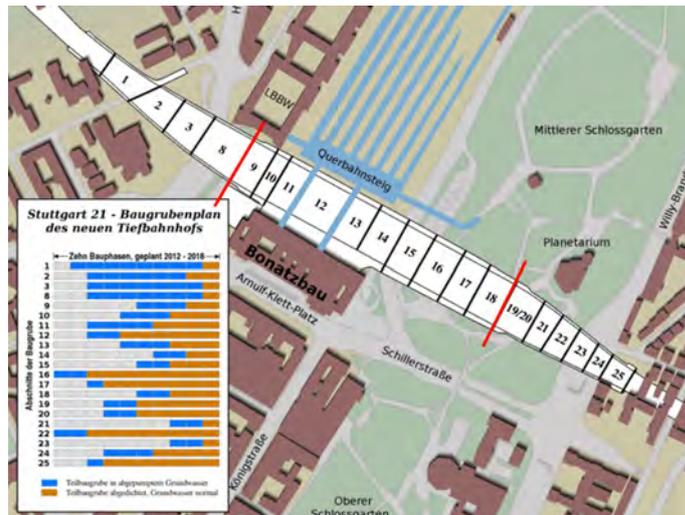


Bild 4: Geplante Bauabschnitte für die Herstellung des neuen Stuttgarter Bahnhofs (Quelle: [www.bahnprojekt-stuttgart-uhl.de](http://www.bahnprojekt-stuttgart-uhl.de))

Das geplante Grundwassermanagement ermöglicht, das gepumpte Grundwasser mittels Versickerungsbrunnen nach einer Qualitätskontrolle und Reinigung in den Baugrund zu versickern, um die Auswirkungen der Grundwasserabsenkung auf den Grundwasserspiegel außerhalb der Baugruben zu minimieren und Verunreinigung des Grundwassers durch die Baumaßnahme auszuschließen. Die allgemeine Herstellungssequenz innerhalb eines Bauabschnitts ist:

- Teilaushub bis zur Oberfläche des quartären Grundwassers
- Herstellung der Pfähle
- Absenkung des Grundwassers bis zur planmäßigen Baugrubensohle
- Herstellung der Bodenplatte und der Trogwände
- Herstellung der Kelchstützen
- Wiederanstieg des Grundwasserspiegels
- Schließen des Schalendaches

Bild 5 stellt diese Reihenfolge exemplarisch dar. Zuerst wird der Bauabschnitt BA 16 hergestellt (1). Es folgt Bauabschnitt BA 12 (2). Zeitgleich zur Herstellung von BA 17 werden die Kelchstützen im BA 12 hergestellt (3). Es folgen die Kelchstützen auf BA 16 (4). Die Schwindgassen der Dachkonstruktion werden geschlossen. In einer ähnlichen Reihenfolge werden nach und nach die weiteren Bauabschnitte gebaut und das Bauwerk fertiggestellt.

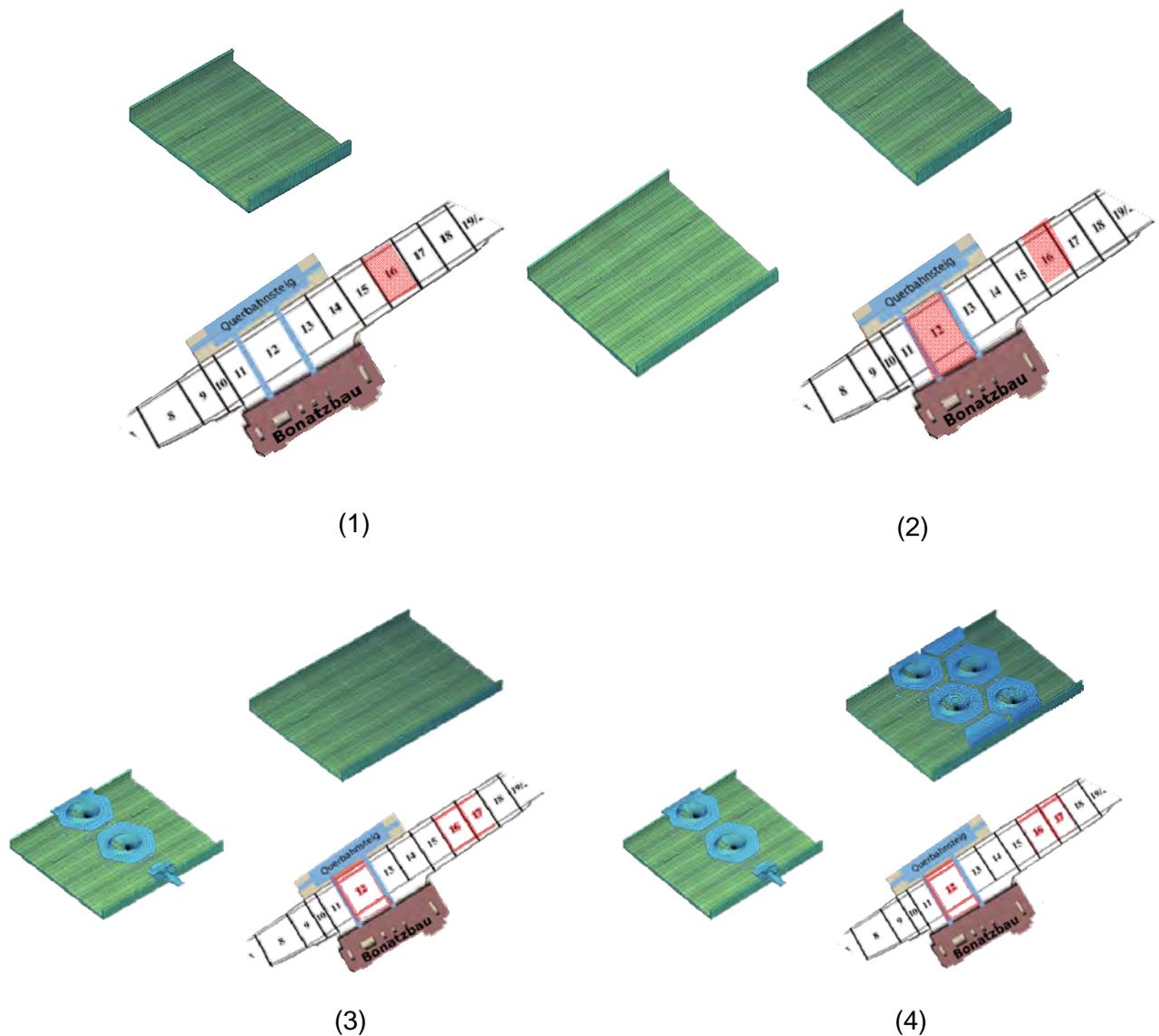


Bild 5: Herstellung der ersten vier Bauabschnitte (vereinfacht, unvollständig)

#### 4 Gründung der Bahnhofshalle

Maßgeblich bei der Wahl der Gründung sind die strengen Projektanforderungen an die Gebrauchstauglichkeit. Um eine ausreichende Verformungsbegrenzung für

- die Zwängungsbeanspruchungen der Dachkonstruktion,
- die Ebenheit des Gleises und der Bahnsteige und
- die Einhaltung der Dichtigkeitsanforderungen an die Trogkonstruktion

zu erreichen, wurde eine „Mischgründung“ bestehend aus Flach- und Tiefgründungsbereichen als die technisch und wirtschaftlich geeignetste Gründungsvariante gewählt. Die hohen Lasten der Kelchstützen und Außenwände werden durch gruppen- bzw. linien- und reihenweise angeordnete Ortbetonrammpfähle abgetragen. Zwischen den Kelchstützen werden die Lasten aus dem Innenausbau und Verkehr vorwiegend durch die Bodenplatte abgetragen, wobei auch in diesen Bereichen einzelne Ortbetonrammpfähle zur Setzungsminderung erforderlich werden (Bild 6). Wie in Kapitel 2 bereits erwähnt, darf die Pfahlfußebene aus wasserrechtlichen Gründen minimal 1 m über den Grundgipsschichten liegen. Wegen der daraus resultierenden Beschränkung der Pfahllänge sind Vollverdrängungspfähle mit verhältnismäßig höheren Pfahlfußwiderständen von Vorteil im Vergleich zu Bohrpfählen.

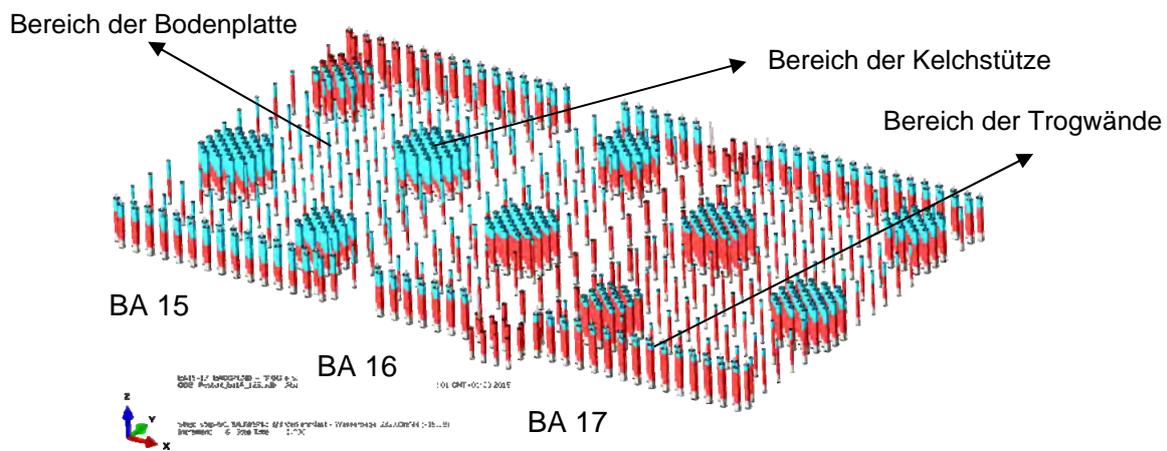


Bild 6: Flach- und Tiefgründungsbereiche in den Bauabschnitten BA 15, BA 16 und BA 17.

## 5 Nachweiskonzept der Gründung

Der Nachweis der Mischgründung erfolgt nach DIN EN 1997-1:2009-09, DIN 1997-1/NA:2010-12 sowie DIN 1054:2010-12. Der maßgebende Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird in Anlehnung an die Empfehlungen der KPP-Richtlinie [2] erbracht. Gemäß dieser Richtlinie ist die Betrachtung der Baugrund-Gründung-Bauwerk-Interaktion und der Herstellungssequenz für die Ermittlung der Verformungen und die Einwirkungen auf die Gründungselemente von entscheidender Bedeutung. In unserem Fall wird diese wichtige Anforderung mit Hilfe zweier dreidimensionaler auf der Basis der Finiten Elemente Methode erstellten Berechnungsmodelle erfüllt: Ein geotechnisches Modell und ein Modell für das Tragwerk. Das geotechnische Modell (G-Modell), dient in Wesentlichen dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der Gründung. Dazu werden der Baugrund, die Gründung (Bodenplatte und Pfähle), die Interfaces zwischen Boden und Gründung und der Bauablauf detailliert, während das Bauwerk vereinfachend abgebildet. Im Gegensatz dazu werden beim Modell für das Tragwerk (T-Modell) das Schalendach und die Bauteile der Trogkonstruktion und der Gründung zu deren Bemessung detailliert abgebildet, während der Baugrund und die Pfähle vereinfachend mittels elastischer Bettung bzw. Ersatzfeder modelliert werden. Die hierfür

erforderlichen Bettungsmoduln und Federsteifigkeiten werden dazu mit dem G-Modell ermittelt und in das T-Modell übertragen.

Zur Begrenzung des Rechenaufwandes wird der Bahnhof bauabschnittsweise modelliert, wobei jedes Bauabschnittsmodell auch die Nachbarn-Bauabschnitte beinhaltet. Beispielweise besteht das Modell für BA 16 aus den Bauabschnitten BA 15, BA 16 und BA 17.

Die Kompatibilität der Ergebnisse erfordert, dass die mit den beiden Modellen berechneten Verschiebungen und die Pfahlkräfte in den maßgebenden Bauzuständen – abgesehen von tolerierbaren Abweichungen – übereinstimmen. Daher müssen die Ergebnisse der G- und T-Modells bei jedem Teilmodell gegenübergestellt werden, ggf. die Bettungsangaben und Ersatzfedersteifigkeiten angepasst werden, bis eine Übereinstimmung der Ergebnisse erreicht wird.

Da der überwiegende Anteil der Lasten im Bereich der Kelchstützen und der Trogwände über die unmittelbar unterhalb dieser Bauteile angeordneten Pfahlgruppen bzw. -reihen abgetragen wird, kann der Grenzzustand der Tragfähigkeit der Gründung in diesem Bereich als klassische Pfahlgründung nach DIN 1054:2010-12 nachgewiesen werden. Zudem wird die Bodenplatte bauabschnittsweise als Flachgründung nach DIN 1054:2010-12 ohne die Wirkung der Pfähle betrachtet, um den Nachweis am Grenzzustand der Tragfähigkeit der Gründungsbereiche zwischen den Kelchstützen auf der sicheren Seite liegend zu erbringen. Die Verformungen des Bauwerks und die Anteile der gesamten ständigen und veränderlichen Einwirkungen, die für den Nachweis am Grenzzustand der Tragfähigkeit der Pfähle und der Bodenplatte zu berücksichtigen sind, werden mit dem G-Modell ermittelt.

Werner Sobek Stuttgart GmbH führt die Berechnungen mit dem T-Modell und die Bemessung des Bauwerks mit dem FE-Programm FE-Sofistik durch. Die Berechnungen mit dem G-Modell für die Bahnhofshalle werden von CDM mit dem FE-Programm Plaxis 3D durchgeführt. S&P führt Kontrollberechnungen an kritischen Bauabschnitten mit dem FE-Programm ABAQUS durch. Zudem erstellt S&P ein FE-Modell des gesamten PFA 1.1, um die Auswirkungen des Bauablaufs sowie der möglichen Änderungen des Bauablaufs auf die Verformungen des Bauwerks während der Ausführung beurteilen zu können.

## **6 Pfahlprobelastungen**

Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit mit den o.g. numerischen Modellen spielt der Lastabtragungsmechanismus der einzelnen Pfähle und der Pfahlgruppen eine entscheidende Rolle. Aus diesem Grund wurden im Rahmen des PFA 1.1 Probelastungen an Bohr- und Ortbetonrammpfählen in vier Testfelder durchgeführt, um den charakteristischen Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermitteln und die Widerstandsetzungslinien zu erfassen, die für eine realistische Modellierung des Tragverhaltens der Pfähle im G-Modell benötigt werden.

Bei der Installation von Ortbetonrammpfählen tritt eine Verdrängung des Bodens auf, die einer zylindrischen bzw. sphärischen Hohlraumverengung ähnelt und eine Zunahme der Spannungen und eine Verdichtung des Bodens und dadurch eine Erhöhung der Steifigkeit und der Scherfestigkeit des Bodens (Bodenverbesserungseffekt) bewirken. Diese sind für die höheren Mantelreibungs- und Spitzenwiderstände dieser Pfähle im Vergleich zu Bohrpfählen

verantwortlich. Um die Bodenverbesserung infolge der Pfahlinstallation und die Auswirkungen der Herstellung von Nachbarpfählen auf die Pfahltragfähigkeit zu quantifizieren, wurde in der Nähe von BA16 (Testfeld Süd 2) eine Gruppe von Ortbetonrammpfählen hergestellt und einige Pfähle der Gruppe getestet.

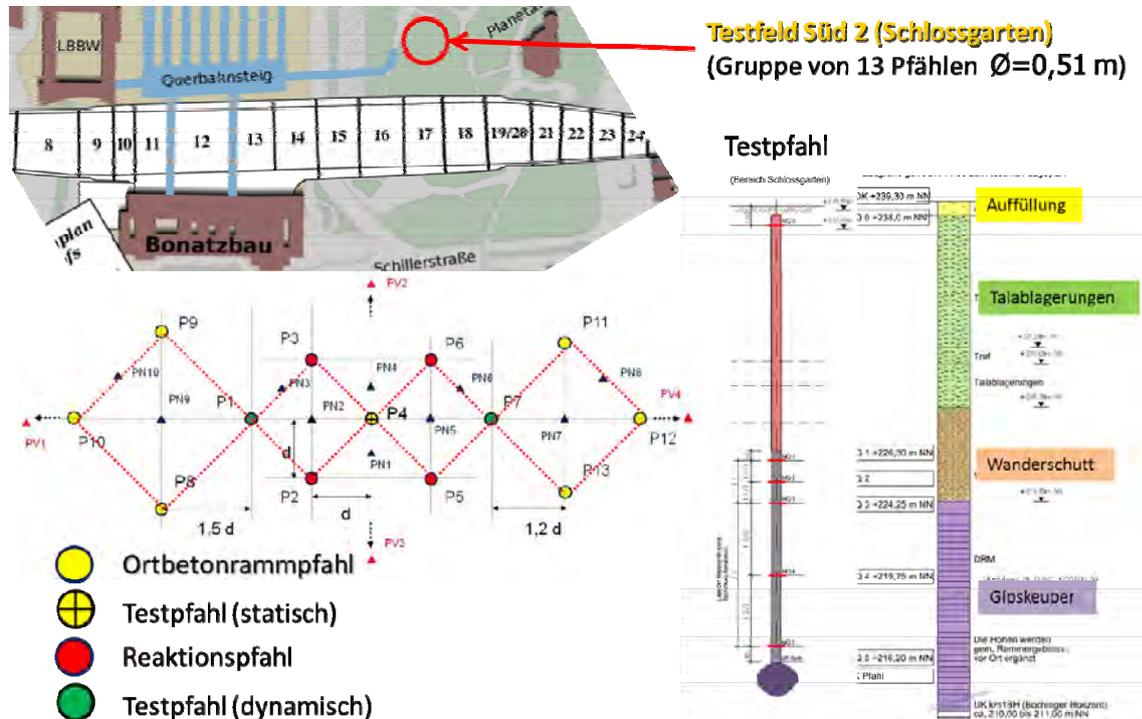


Bild 7: Testfeld Süd 2 – Lage des Testfelds, Anordnung der Ortbetonrammpfähle (Kreise) und der Pressiometerversuche (Dreiecke), Baugrundaufbau, Testpfahl P4

Bild 7 zeigt die Lage des Testfelds und die gewählte Pfahlanordnung. Insgesamt wurden 13 Pfähle mit Rastermaß  $d = 1,4 \text{ m}$ ,  $1,7 \text{ m}$  und  $2,1 \text{ m}$  hergestellt. Die Bodenverbesserung durch die Pfahlherstellung wurde mittels Pressiometerversuche vor und nach der Pfahlherstellung erfasst. Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Pfähle wurden zwei Pfähle (P1 und P7) dynamisch und ein Pfahl (P4) statisch probebelastet. Im Bereich der Talablagerungen wurden die Testpfähle mit einer mit Bentonitmatten ummantelten Hülse eingebaut, um die Mantelreibung in den oberen 13 m (bis zur planmäßigen Baugrubensohle) auszuschließen. Neben der Erfassung der Pfahlkopfverschiebungen wurde der Pfahl für die statische Probelastung mit Dehnungsmessgebern in 5 Querschnitten entlang des Pfahles und mit einem Kettenextensometer bestückt, um die Lastabtragung sowie die Verteilung der Verformungen entlang des Pfahles zu ermitteln.

Bild 8 stellt die Ergebnisse der statischen Pfahlprobelastung (Testpfahl P4) dar. Die Ergebnisse zeigen, dass ca. 50 % der am Pfahlkopf aufgetragenen Last am Pfahlmantel und 50 % am Pfahlfuß abgetragen wurden. Der Mantelreibungsausschluss im oberen Pfahlbereich konnte durch die Messungen bestätigt werden. Aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse der Probelastung des Gruppenpfahls und eines in der Nähe liegenden Testfeldes Süd 1 getesteten Einzelpfahls konnte keine maßgebende Beeinflussung des Tragverhaltens durch die Herstellung der Pfahlgruppe festgestellt werden. Anhand der Ergebnisse der Pressiometerversuche konnte die Bodenverbesserung im Bereich der



Zeit gespart und der Modellierungsaufwand reduziert werden, sondern die Ermittlung der Bettungsmoduln und Federsteifigkeiten erfolgt an den gleichen Knoten, an denen diese Werte vom Tragwerkplaner in das T-Modell angesetzt werden. Somit ist die Übertragung der Bettungsmoduln und Federsteifigkeiten vom G-Modell auf das T-Modell leichter.

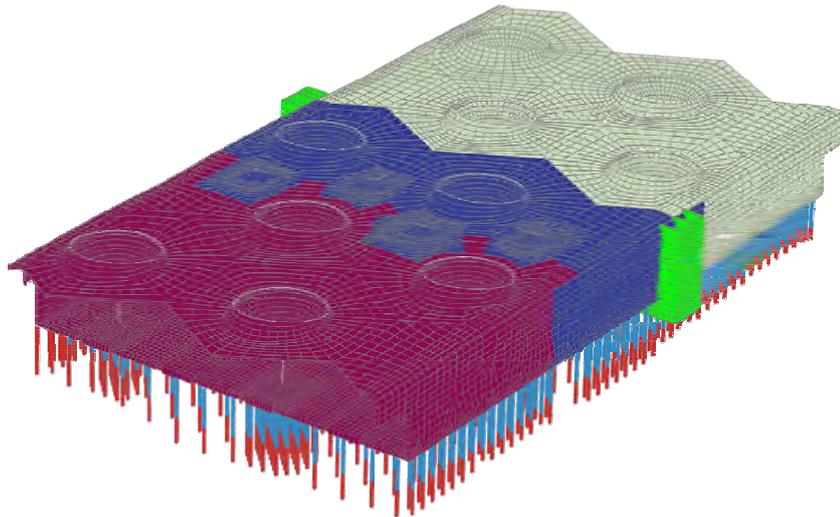


Bild 9: Numerische Modellierung des Bauabschnitts BA 16 (Schalendach übernommen von Werner Sobek Stuttgart GmbH)

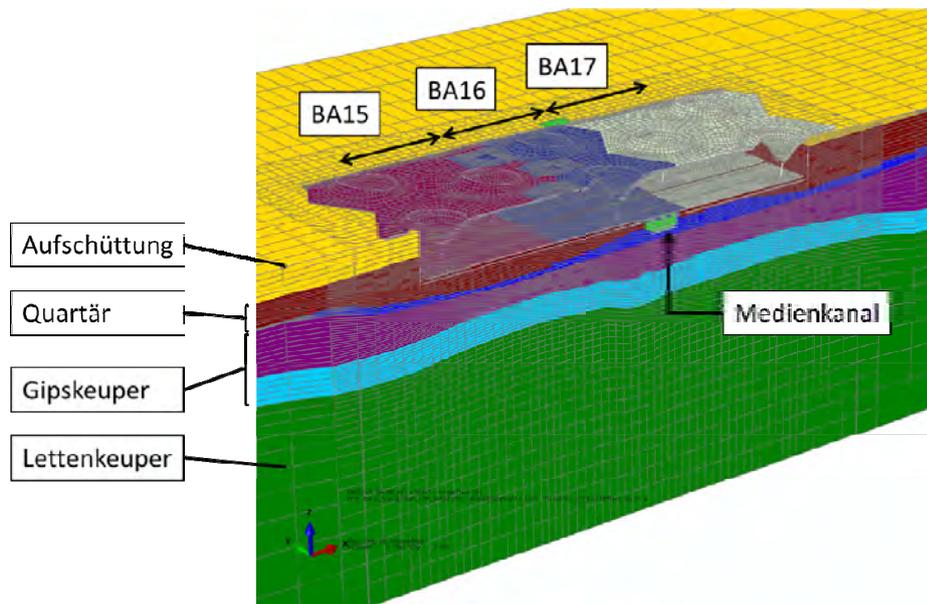


Bild 10: Numerische Modellierung des Bauabschnitts BA 16: Bauwerk und Baugrund

Bei der üblichen FE-Modellierung von Pfählen mit Kontinuums- oder Stabelementen ist eine hohe Netzfeinheit in der Umgebung der Pfähle erforderlich, um die Kraftübertragung zwischen Pfahl und Baugrund mit ausreichender Genauigkeit numerisch abzubilden. In Hinblick auf die Abmessungen des Modells, der erforderlichen Modellgröße und der daraus resultierenden Anzahl der Elemente hätte diese Vorgehensweise bei 705 Pfählen zu unverträglich langen Rechenzeiten geführt.

Aus diesem Grund erfolgte die Modellierung der Pfähle mit Hilfe von eingebetteten Elementen (Embedded Element, EE). Dies sind Kontinuums-elemente, die in einem „Host“-Netz eingebettet werden können. Die Verschiebungen der Knoten der EE sind durch MPC (Multipoint Constrains) mit den Verschiebungen des „Host“-Netzes gekoppelt. Der Einsatz von EE ist im Bild 11 dargestellt. Das Host-Netz sind die Baugrundelemente. Der Pfahl wird mit Stabelementen modelliert. Die Stabelemente werden von einem Netz eingebetteter Elemente ummantelt, das wesentlich feiner ist als das Host-Netz. Die Größe der EE richtet sich nach der erforderlichen Anzahl an Stabelementen. Die Kopplung zwischen Stabelementen und eingebetteten Elementen erfolgt mit Kopplungselementen (Connectors), mit denen die in der Probebelastung ermittelte nichtlineare Kraftübertragung am Pfahlmantel und an der Spitze modelliert werden kann.

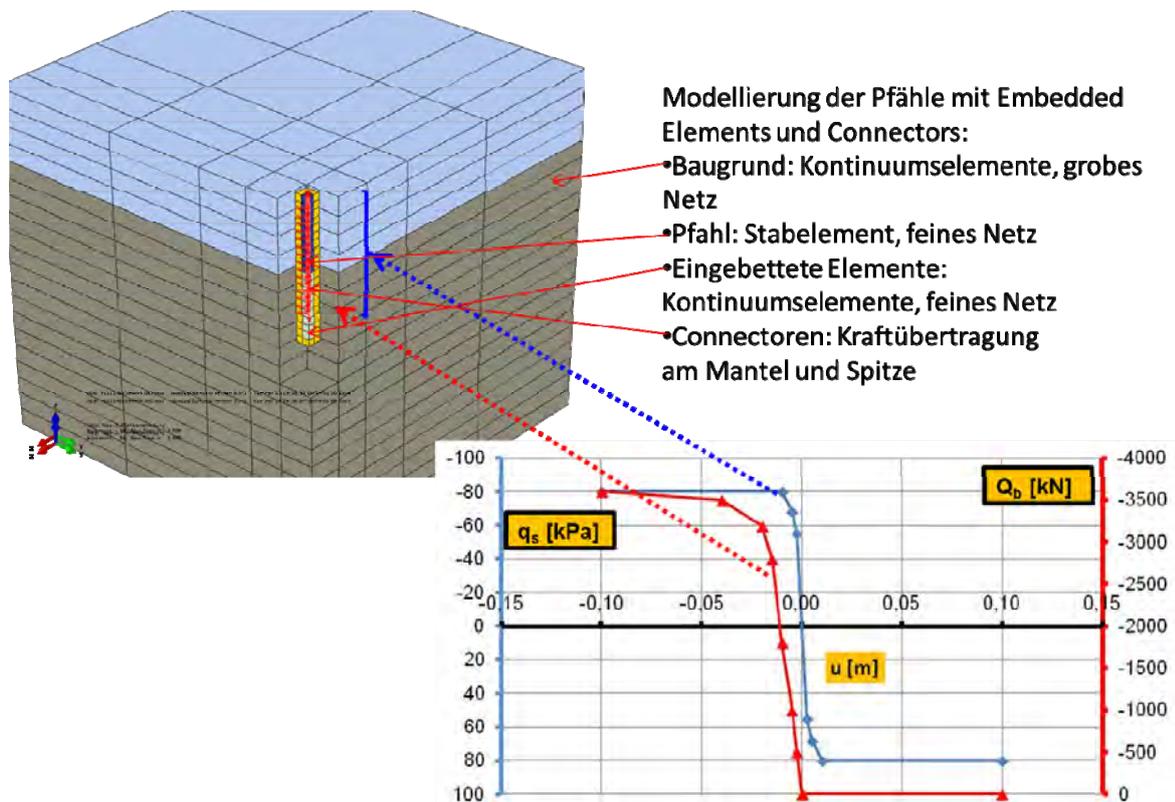


Bild 11: Modellierung der Pfähle mittels Stabelemente, eingebetteter Elemente und Kopplungselemente

Um das Verhalten der Mischgründung zu untersuchen, wurde zunächst eine isolierte Kelchstütze mit angrenzender Bodenplatte betrachtet. Das FE-Modell beinhaltet den Baugrund und die Mischgründung bestehend aus der Bodenplatte, der Pfahlgruppe unter der Stütze und den zur Setzungsreduktion unter der Bodenplatte angeordneten Pfählen (Bild 12). In der Berechnung wurde ein vereinfachter Bauablauf betrachtet: 1) Aushub, 2) Herstellung der Pfähle, 3) Herstellung der Bodenplatte, 4) Wiederanstieg des Grundwasserspiegels, 5) Herstellung der Kelchstütze, 6) Aufbringen der Ausbaulasten und 7) Aufbringen der Verkehrslasten. Bild 13 zeigt die Entwicklung der Kräfte, die über die Pfähle und die Bodenplatte abgetragen werden, als Funktion der mittleren vertikalen Verschiebung der

Bodenplatte ab Herstellung der Bodenplatte. Es ist festzustellen, dass über 90% der aufgetragenen Lasten über die Pfähle abgetragen werden.

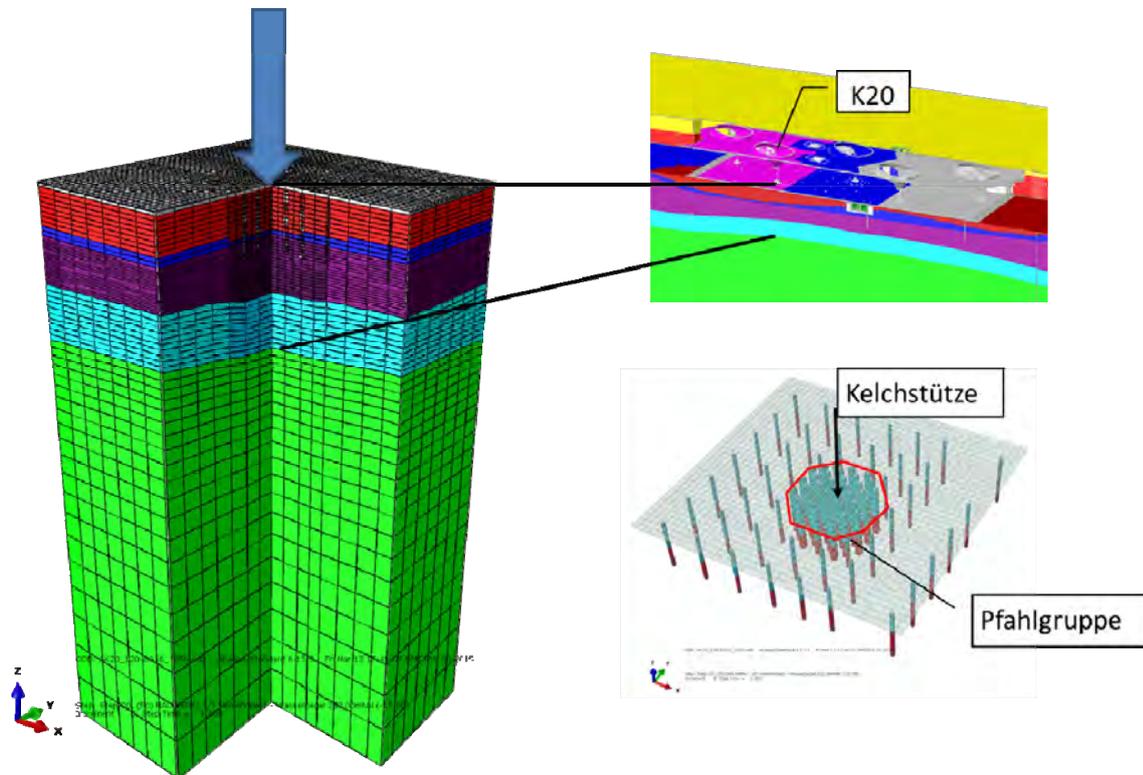


Bild 12: FE-Modell eines Kelchstützes

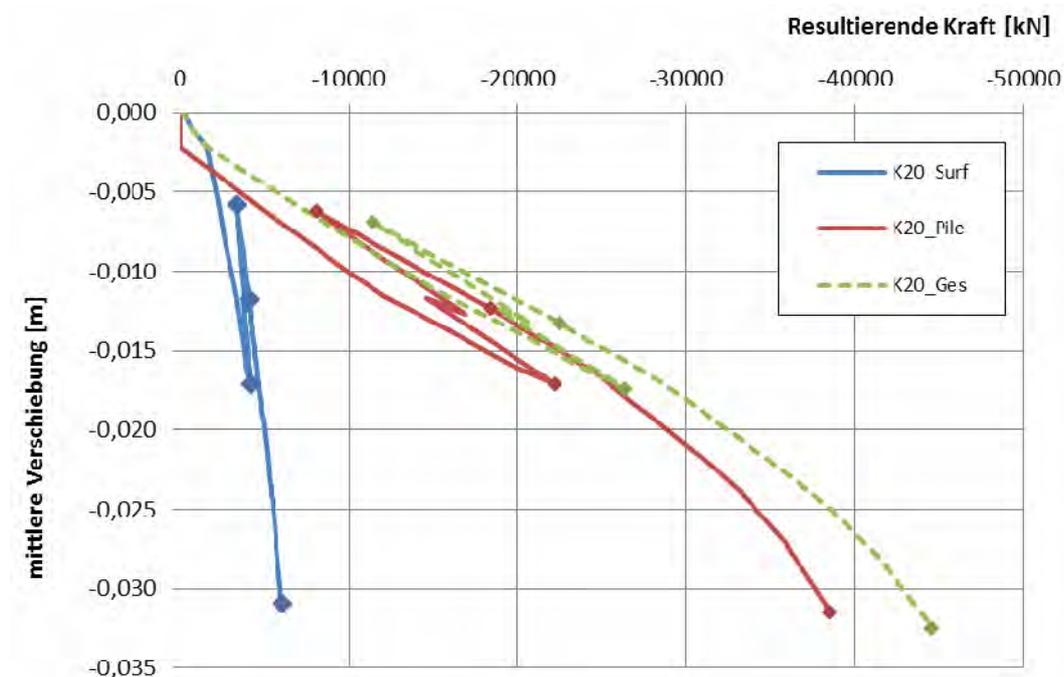


Bild 13: Untersuchung der Lastabtragmechanismus einer Kelchstütze: Anteile der Pfähle und der Bodenplatte am gesamten Widerstand der Gründung

In Bild 14 und 15 werden ausgewählte Ergebnisse der Modellierung der Herstellung des Bauabschnitts BA 16 dargestellt. Bild 14 zeigt den Anteil der Pfähle am gesamten Widerstand der Gründung ( $\alpha$  = Summe mobilisierte Pfahlwiderstände / Gesamtwiderstand) in den verschiedenen Bauzuständen für verschiedene Bereiche der Gründung. Im Bereich der Kelchstütze und der Trogwände variiert der Pfahlanteil zwischen 70 % nach der Herstellung der Bodenplatte und 90 % im Endzustand, nach Aufbringung der Ausbau- und Verkehrslasten. In den Zwischenbereichen liegt der Anteil der Bodenplatte am gesamten Widerstand im Mittel bei ca. 50% und ist erwartungsgemäß höher als im Bereich der Kelchstützen und der Trogwände. Betrachtet man die gesamte Gründung, variiert der Anteil der Pfähle am gesamten Widerstand zwischen 50% und 70%.

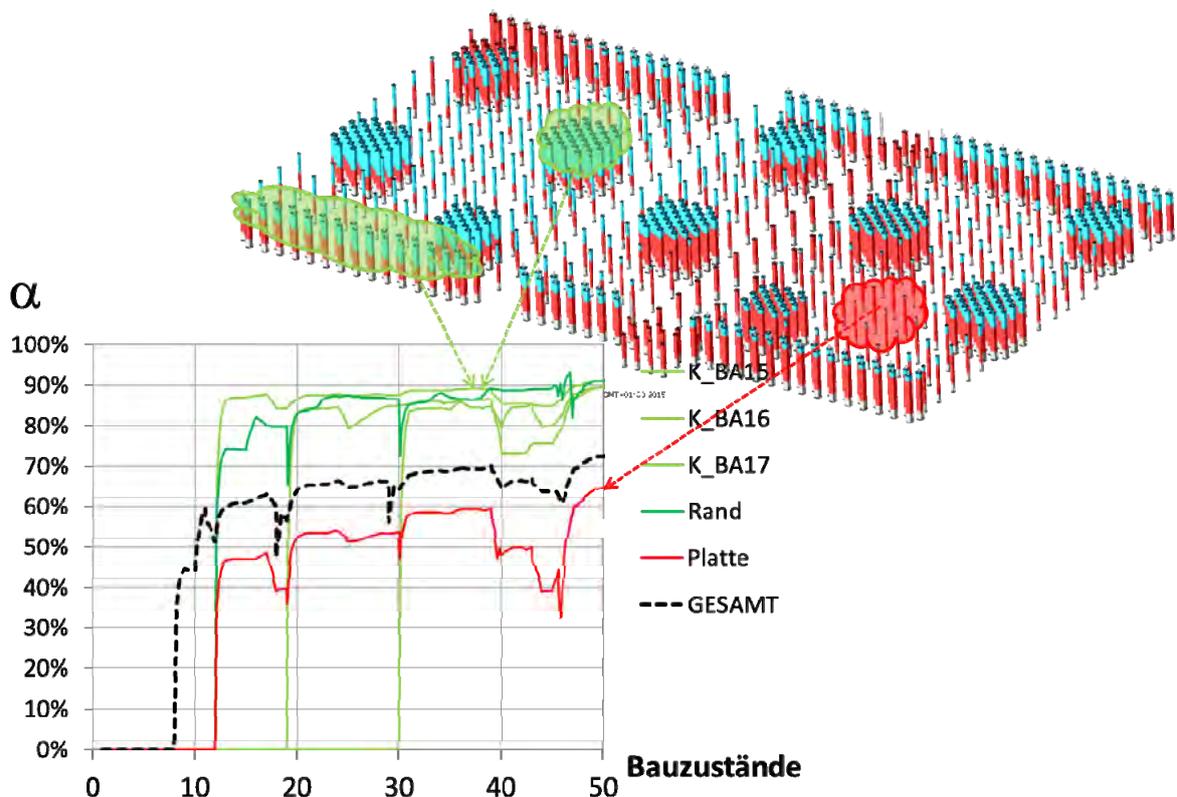
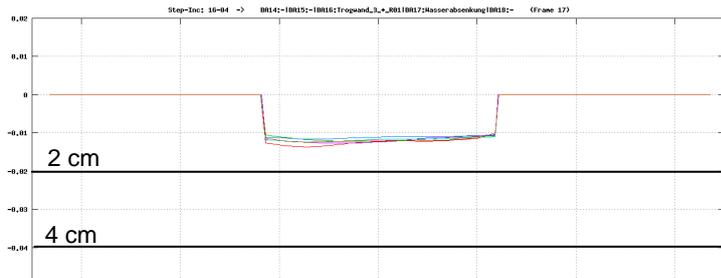


Bild 14: Untersuchung der Lastabtragmechanismus: Anteile der Pfähle und der Bodenplatte am gesamten Widerstand der Gründung in verschiedenen Bereichen der Gründung

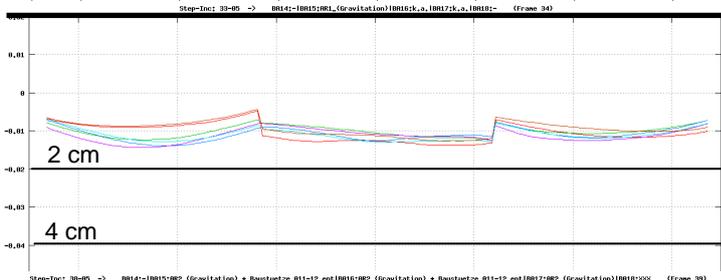
Bild 15 zeigt die Entwicklung der vertikalen Verformungen der Bodenplatte entlang von 6 Längsschnitten über die Breite der Bahnhofshalle für maßgebende Bauzustände. Das numerische Modell erscheint in der Lage, die Richtung und den Betrag der herstellungs- und lastbedingten Verformungen plausibel zu prognostizieren. Die Verformungen infolge des Eigengewichts des Bauwerks liegen unter 2 cm. Infolge des Auftriebs nach Abschaltung der Grundwasserhaltung hebt sich das Bauwerk um ca. 1 cm. Im Bereich der BA 16 soll die Geländeoberfläche außerhalb der Bahnhofshalle großflächig bis ca. 6,5 m aufgefüllt werden. Die Berechnungen zeigen, dass die größten Verformungen und Verdrehungen durch diese Maßnahme hervorgerufen werden. Diese liegen jedoch in einem ingenieurmäßig vertretbaren Bereich und erfüllen die Anforderungen an der Gebrauchstauglichkeit.



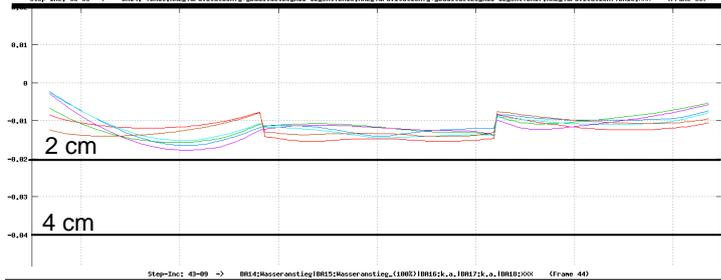
Bodenplatte + Kelche BA16



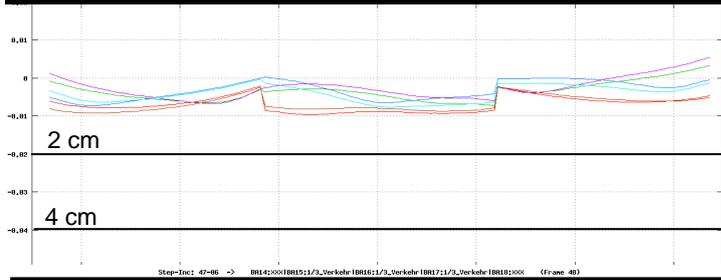
Bodenplatte + Kelche BA17



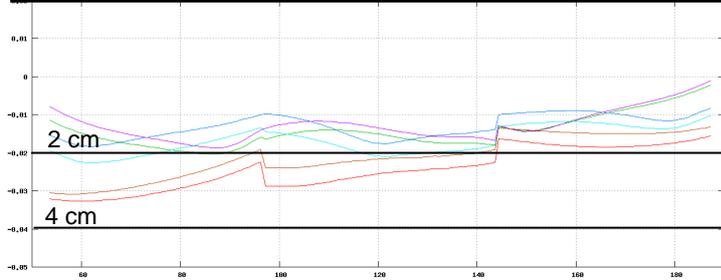
Bodenplatte + Kelche BA15



Dach + Schließen  
der Schwindgassen



Grundwasseranstieg  
Nach Abschaltung der  
Wasserhaltung



Aufschüttung,  
Ausbaulasten und 1/3 Verkehr

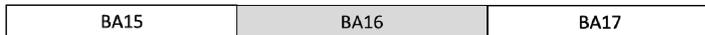


Bild 15: Entwicklung der Verformungen der Bodenplatte in 6 Querschnitten parallel zur Längsachse

## 8 Schlussbemerkungen

Das Gründungskonzept für die Bahnhofshalle sowie die Vorgehensweise für den Nachweis am Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit wurden erläutert. Die Bahnhofshalle ist auf einer Mischgründung bestehend aus Pfählen und Bodenplatte gegründet. Der Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit erfolgt mit der Methode der Finite Elemente unter Berücksichtigung der Baugrund-Gründung-Bauwerk-Interaktion und Einbeziehung der aufwendigen Herstellungssequenz in Bauabschnitten in Anlehnung an die KPP-Richtlinien. Beim Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit werden jedoch die Pfähle und die Bodenplatte, von dieser Richtlinie abweichend, als klassische Pfahlgründung bzw. Flachgründung nach DIN EN 1997-1:2009-09, DIN 1997-1/NA:2010-12 sowie DIN 1054:2010-12 bemessen. Diese alternative Vorgehensweise ist darauf begründet, dass die Lastabtrag im Bereich der hochbelasteten Stützen des Schalendachs sowie der Trogwände vorwiegend über die Pfähle erfolgt. Ein ausgewogener Lastabtrag über die beiden Gründungselemente, wie bei einer KPP erwünscht ist, tritt gemäß der Ergebnisse der numerischen Simulationen in diesen hochbelasteten Bereichen nicht auf. Durch den vorgeschlagenen Nachweis wird ein Versagen der Pfähle, das mit unzulässigen Verformungen verbunden wäre, rechnerisch ausgeschlossen.

## 9 Literatur

- [1] Planfeststellungsunterlagen PFA 1.1 Talquerung mit Hauptbahnhof, Erläuterungsberichte. (<http://www.bahnprojekt-stuttgart-ulm.de>)
- [2] Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau Kombierter Pfahl-Plattengründungen, 2002
- [3] DIN EN 1997-1:2009-09. Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik-Teil 1: Allgemeine Regeln
- [4] DIN EN 1997-1/NA:2010-12. Nationaler Anhang
- [5] DIN 1054:2010-12. Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erdbau- und Grundbau – Ergänzende Regeln zu DIN 1997-1



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	Krüber, 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 Prüfamts 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
Heft 40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft 41	Iringartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft 42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft 43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft 44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft 45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft 46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft 47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft 48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft 49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft 50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft 51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft 52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012

Heft 53	Eckl, M.	Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein	2012
Heft 54	Höfle, R.	Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden	2013
Heft 55	Baumbach, J.	Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden	2013
Heft 56		Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren	2013
Heft 57		Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus	2014
Heft 58		Beiträge zum 14. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik mit den Parametern Zeit und Qualität	2016