



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART

1999

Mitteilung 48

Herausgeber P.A. Vermeer

4. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
1. Oktober 1999
Neue Entwicklungen in der Geotechnik



Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer
Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart
Telefon 0711/685-2436
Telefax 0711/685-2439
e-mail: vermeer@igs.uni-stuttgart.de

ISBN 3-921837-48-0

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1999 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik.



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART**

1999
Mitteilung 48
Herausgeber P.A. Vermeer

4. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
1. Oktober 1999
Neue Entwicklungen in der Geotechnik

Vorwort des Herausgebers

Das Stuttgarter Geotechnik-Symposium hat sich im süddeutschen Raum etabliert, das zeigte der breite Anklang dieser Veranstaltung deutlich auf. Das vierte Symposium 1999 mit dem Titel „Neue Entwicklungen in der Geotechnik“ stand im Zeichen der Ehrung von Herrn Prof. Smoltczyk, anlässlich seines 70. Geburtstages. „Was ist vom EC-7 zu erwarten?“ – mit diesem Thema gestaltete unser Ehrengast den ersten Beitrag.

Im Mittelpunkt der Veranstaltung standen die Geotechnischen Innovationen aus der Sicht der Wissenschaft, der ausführenden Firmen und der planenden Ingenieure. Die eingegangenen Beiträge konnten in folgende Schwerpunktthemen gruppiert werden:

- Neue Entwicklungen im Tunnelbau
- Entwicklungstendenzen im Spezialtiefbau
- Erd- und Grundbau
- Bodenmechanik

Die bergmännischen Tunnel in Süddeutschland werden weitgehend in der Spritzbetonbauweise hergestellt. Die Grundsätze dieser Bauweise wurden schon in den 60er Jahren in Österreich durch Rabcewicz und Müller-Salzburg unter dem Begriff Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT) zusammengefasst. Herr Prof. Schubert, ein Vertreter dieser Schule, schildert im vorliegenden Mitteilungsheft, wie die gängige „NÖT“ von neuen Entwicklungen gekennzeichnet wird. Demgegenüber zeigen verschiedene Firmenvertreter des viel jüngeren maschinellen Vortriebes den geradezu rasanten Fortschritt dieses Spezialbereiches auf.

Der Spezialtiefbau, ein Bereich geprägt von vielen Technologien deutscher Baufirmen, ist meines Erachtens das Paradeferd der deutschen Geotechnik. Es freut mich, dass Vertreter dieser Firmen weitere Entwicklungen im Bereich der Bodenverbesserung und *Mixed-in-Place*-Verfahren aufweisen können. Der Spezialtiefbau ist ein Teil des Erd- und Grundbaus, das zeigen die Beiträge ebenfalls deutlich auf.

Im Vergleich zum Spezialtiefbau verbleibt die Baugrunderkundung nach meiner Meinung weiterhin als Stiefkind der deutschen Geotechnik. Vor allem die Parameterbestimmung der Bodenschichten sollte kräftig vorangetrieben werden. Eine Vernachlässigung solcher „Grundsteine“ könnte die weitere Entwicklung der gesamten Geotechnik verzögern bzw. hemmen. Für weiche Böden existieren Innovationen aus dem Ausland, wie z.B. die CPM-Sondierung (siehe de Ruijter und Post), die übernommen werden könnten, aber insbesondere bei härteren Böden wären neue Insitu-Methoden zu entwickeln.

Inhaltsverzeichnis

Seite

Ulrich Smolczyk	5
Was ist vom EC 7 zu erwarten	
Claus Becker	15
Maschinelle Vortriebe bei komplexem Baugrund	
Ulrich Rehm	25
Optimierung der Maschinentechnik beim maschinellen Vortrieb	
Wulf Schubert	35
Perspektiven der NÖT	
Heinz J Priebe	47
Bodenverbesserung und pfahlähnliche Gründungselemente	
A. F. van Weele	53
Ortbetonrammpfähle und Monitoring	
Werner Möbius	85
Entwicklungstendenzen im Erdbau:	
Bodenaustausch , Bodenverbesserung, Mess- und	
Kontrollverfahren	
Walter Steiner	103
Rutschungen , Hangstabilisierung, Beobachtungsmethode	
Walter Dietz	125
Aktuelle Erfahrung bei Ausschreibung und Vergabe	
im Tiefbau / Tunnelbau	
Martin de Ruijter und Ir. M. L. Post	139
Baugrunderkundung und Parameterbestimmung	
Hermann Schad	151
Numerische Verfahren und Programmentwicklung	

Neue Entwicklungen in der Geotechnik

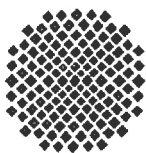
Geotechnical Innovations

4. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
mit internationaler Beteiligung

am

1. Oktober 1999

Veranstalter:



Institut für Geotechnik
der
Universität Stuttgart
Prof. Dr.-Ing. P. Vermeer

Beirat:

Prof. Dipl.-Ing. W. Ast
Fachhochschule Biberach

Prof. Dipl.-Ing. H. Beiche
Landeshauptstadt Stuttgart, VDI

Prof. Dr.-Ing. R. F. Buchmaier
Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik

Direktor Dipl.-Ing. W. Dietz
Ed. Züblin AG, Stuttgart

Prof. Dr.-Ing. E. h. M. Nußbaumer M.Sc.
Ed. Züblin AG, Stuttgart

Dr.-Ing. D. Salden
Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart

Dr.-Ing. habil. H. Schad
FMFA Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut
em. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. U. Smolczyk

Programm

- 09.00 **Einführung:** *Prof. Dr.-Ing. P. Vermeer*
- 09.10 **Was ist vom EC 7 zu erwarten ?**
em. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. U. Smolczyk
Neue Entwicklungen im Tunnelbau
Vorsitz: *Prof. Dipl.-Ing. H. Beiche*
- 09.40 Maschinelle Vortriebe bei
komplexem Baugrund
Direktor Dipl.-Ing. C. Becker
Wayss + Freytag AG, Frankfurt
- 10.05 Optimierung der Maschinentechnik
beim maschinellen Vortrieb
Dr.-Ing. E.h. M. Herrenknecht
Herrenknecht AG, Schwanau
- 10.30 Perspektiven der NÖT
o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. W. Schubert
Technische Universität Graz (A)
- 10.55 Diskussion
- 11.10 Kaffeepause
- Entwicklungstendenzen
im Spezialtiefbau**
Vorsitz: *Prof. Dr.-Ing. E. h. M. Nußbaumer M.Sc.*
- 11.30 Bodenverbesserung und pfahlähnliche
Gründungselemente
Dipl.-Ing. H. Priebe
Keller Grundbau GmbH, Offenbach
- 11.55 Neue Entwicklungen auf dem
Gründungssektor
Dr.-Ing. M. Stocker
Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenuhausen
- 12.20 Ortbetonrammpfähle und Monitoring
Prof. ir. A. F. van Weele, Gouda (NL)
- 12.45 Diskussion

-
- 13.00 Gemeinsames Essen
 im Hotel FONTANA

Erd- und Grundbau

Vorsitz: *Prof. Dipl.-Ing. W. Ast*

- 14.15 Entwicklungstendenzen im Erdbau:
 Bodenaustausch, Bodenverbesserung,
 Meß- und Kontrollverfahren
 Dipl.-Ing. W. Möbius
 Josef Möbius Baugesellschaft, Hamburg
- 14.40 Rutschungen, Hangstabilisierung,
 Beobachtungsmethode
 Dr. W. Steiner
 B+S Ingenieur AG, Bern (CH)
- 15.05 Aktuelle Erfahrungen bei Ausschreibung
 und Vergabe im Tiefbau/Tunnelbau
 Direktor Dipl.-Ing. W. Dietz
 Ed. Züblin AG, Stuttgart
- 15.30 Kaffeepause

Bodenmechanik

Vorsitz: *Prof. Dr.-Ing. R. F. Buchmaier*

- 15.50 Baugrunderkundung und
 Parameterbestimmung
 Ir. M. L. Post,
 Fugro Ingenieurbureau, Leidschendam (NL)
- 16.15 Numerische Verfahren und
 Programmentwicklung
 Priv.-Doz. Dr.-Ing. H. Schad, FMPA
- 16.45 Abschlußtreffen im Foyer

Bei den Vorträgen am Nachmittag sind
jeweils 20 Minuten Vortragszeit und
5 Minuten Diskussion vorgesehen.

Was bedeutet die europäische Normung für die Geotechnik?

em. Prof. Dr.-Ing. E.h. U.Smolczyk, Böblingen

1. Einleitung

Die für die Geotechnik relevante europäische Normung setzt sich zusammen aus den Planungsnormen:

EN 1990	Basis of Design
EN 1991	Eurocode 1: Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2: Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3: Design of steel structures
EN 1997	Eurocode 7: Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

und aus den Ausführungsnormen:

EN 1536	Execution of special geotechnical works - Bored piles
EN 1537	Execution.... - Ground anchors
EN 1538	Execution.... - Diaphragm walls
EN 12063	Execution.... - Sheet-pile walls
EN 12699	Execution.... - Displacement piles
EN 12715	Execution.... - Grouting
EN 12716	Execution.... - Jet grouting

und weiteren in Vorbereitung (Micropiles; Soil nailing; Reinforcement of fills).

Keine dieser Normen ist zum gegenwärtigen Zeitpunkt bereits in international verbindlicher Fassung eingeführt, sondern sie befinden sich in unterschiedlichen Stadien ihrer Entwicklung, die naturgemäß auf europäischer Ebene deutlich mehr Zeit beansprucht als auf nationaler.

Bekanntlich ist das Ziel dieser Bemühungen, wenn schon nicht einheitliche, so doch wenigstens harmonisierte Regeln für Bauwerke aufzustellen. Das bezieht sich

konkret auf das nachzuweisende Sicherheits-Niveau und alle damit verbundenen Aspekte.

In der Geotechnik bedeutete die Verwirklichung dieser Zielvorgabe eine dreistufige Aufgabe:

1. Die Überprüfung der unterschiedlich definierten bodenmechanischen Sicherheitsbegriffe und ihre Rückführung auf ein einheitliches Sicherheitskonzept;
2. die Abstimmung des geotechnischen Sicherheitskonzeptes mit dem des konstruktiven Ingenieurbaus;
3. die Einbindung des geotechnischen Sicherheitskonzeptes in das Nachweisverfahren mit Teilsicherheitswerten, das von den bautechnischen Gremien der Europäischen Gemeinschaft vorgegeben wurde, um eine Harmonisierung der technischen Regeln zu erreichen.

Ich werde mich darauf beschränken, anhand der Planungsnormen EN 1990 und EN 1997-Teil 1 und der daraus ausgewählten wichtigsten Aspekte darzulegen, wie weit das Ziel bisher erreicht werden konnte. Beide Normen erschienen bekanntlich vor mehreren Jahren in einer Entwurfsfassung, die von den nationalen Normungsgremien beraten wurden. Es kam danach zu kritischen nationalen Stellungnahmen, die eine mehrjährige Überarbeitung zur Folge hatten. Zwar ist diese Überarbeitung auch jetzt noch nicht vollständig abgeschlossen, doch ist eine Einigung im Inhaltlichen erzielt worden, so dass zur Zeit nur noch die redaktionellen Schlussarbeiten laufen.

In einer fünfjährigen Übergangszeit können die nationalen und die europäischen Normen wahlweise eingesetzt werden, um die Funktionalität des europäischen Normenwerkes zu erproben. Erst danach müssen die nationalen Normen zurückgezogen werden, soweit sie Inhalte betreffen, die in den Euronormen geregelt sind. Die für die Übergangszeit zugelassene Entscheidung für das nationale oder das europäische Regelwerk ist eine "Entweder-oder"-Entscheidung: man kann bei der Planung eines Bauwerks nicht mal das eine, mal das andere Regelwerk anwenden.

2. Einführung des Teilsicherheitskonzeptes in die Geotechnik

Bautechnische Nachweise aufgrund des Teilsicherheitskonzeptes sind in einigen Ländern wie Dänemark, Polen, Russland bereits seit Jahrzehnten üblich. Allerdings fehlte es an einer systematischen Untersuchung, welche Arten von Unsicherheit in welchem Maß damit zu erfassen sind. Die vom Institut für Bautechnik 1981 veröffentlichten "Grundlagen der Sicherheitsanforderungen im Bauwesen" schufen diese systematische Grundlage für die internationale Einführung des Teilsicherheitskonzeptes.

Inzwischen sind fast zwanzig Jahre mit heftigen Diskussionen vergangen. In der Geotechnik mündete die Kontroverse in die Frage, an welcher Stelle der Nachweis-Logik Teilsicherheitswerte für die Aktionen und Reaktionen des Baugrundes anzusetzen seien:

Baugrundparameter $\rightarrow ? \rightarrow$ Rechenmodell $\rightarrow ? \rightarrow$ Widerstand gegen Versagen

Da der Eurocode das Rechenmodell nicht bindend vorschreibt, ist wie bisher bei bodenmechanischen Nachweisen davon auszugehen, dass die Scherparameter teilweise linear (Gleiten, Böschungsbruch), teilweise unterschiedlich nicht-linear (Grundbruch, Erddruck) in die Nachweise eingehen. Und dies nicht nur auf der Widerstandsseite, sondern auch auf der Einwirkungsseite, sobald der Erddruck ins Spiel kommt.

Wenn also, wie beim ersten Entwurf, die Baugrundparameter faktorisiert werden, kann man wegen der teils nichtlinearen Rechenmodelle nicht erwarten, dass man die gleichen Ergebnisse erhält, wie wenn nach dem Rechenmodell faktorisiert würde.

Ob nun das eine oder das andere Vorgehen "sicherer" ist, ließe sich nur entscheiden, wenn man wüsste, wie groß die bisher akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit bei Anwendung des in Deutschland z.B. traditionellen globalen Sicherheitskonzeptes ist. Eine solche Überprüfung ist im Grundbau mangels ausreichender Daten nicht möglich. Deswegen bleibt nur die Möglichkeit, ohne Bezugnahme auf eine quantifizierbare Versagenswahrscheinlichkeit die Teilsicherheitswerte so festzulegen, dass sie den bisherigen Erfahrungen nicht widersprechen.

Natürlich hat diese Art der Überprüfung des Entwurfes nicht nur in Deutschland, sondern auch in den übrigen beteiligten Ländern stattgefunden, wobei sich eine Ländergruppe mit dem Verfahren, die Baugrundparameter zu faktorisieren, zufrieden gab, weil sich damit günstigere Abmessungen ergaben als bisher, während eine andere Gruppe opponierte. Um nun wenigstens das Verständnis füreinander zu harmonisieren (wenn eine Einigung im Verfahren schon nicht möglich ist), soll die neue Fassung des EC7 zwei grundsätzliche Alternativen für den Grenzzustand des Versagens, entsprechend den Fragezeichen oben, gestatten:

- ein Verfahren mit reduzierten Scherparametern (*material factor approach, MFA*) für Einwirkungen und Widerstände des Bodens;
- ein Verfahren mit charakteristischen Scherparametern, in dem die Einwirkungskräfte des Bodens mit dem Teilsicherheitswert faktorisiert, die Widerstandskräfte durch einen Teilsicherheitswert dividiert werden (*resistance factor approach, RFA*).

Gespräch ist außerdem eine dritte Variante, gewissermaßen eine Mischung aus

beiden Verfahren, auf die ich hier aber nicht eingehe.

Der deutsche Spiegelausschuß unter der Leitung von Prof. Gudehus hat sich dafür ausgesprochen, das MFA-Verfahren nur (wie bisher) für den Böschungsbruch-Nachweis zu empfehlen, für die übrigen Nachweise jedoch das RFA-Verfahren. Dabei wird der einzelne Nachweis zur Ermittlung der äußeren Abmessungen der Gründungselemente zunächst mit charakteristischen Werten für alle beteiligten Parameter geführt. Sobald die Abmessungen feststehen, wird geprüft, ob bei um das Maß der Teilsicherheit erhöhten Einwirkungen und bei gleichzeitig reduzierten Reaktionskräften des Baugrundes, also im Grenzzustand der Tragfähigkeit, noch Gleichgewicht vorhanden ist. Wenn nicht, müssen die Abmessungen vergrößert werden.

Beim Einsatz numerischer Verfahren (FEM z.B.) geht man analog vor und muss die dabei ermittelten Kontaktspannungen anschließend zu Erddruckkräften bzw. -widerstandskräften integrieren, wobei allerdings zwischen den Anteilen aus ständigen Lasten und denen aus veränderlichen Lasten zu trennen ist, weil die Teilsicherheitswerte dafür verschieden sind.

Unabhängig davon ist der Nachweis für den Grenzzustand der Lagesicherheit (Auftrieb, Kippen usw.), bei dem die Gründungskörper als starre Körper, unabhängig von Stoffgesetzen, in den statischen Nachweis eingehen: nachzuweisen ist das faktorisierte Grenzgleichgewicht zwischen stabilisierenden und destabilisierenden Kräften.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entspricht das europäische Nachweisverfahren dem Gewohnten: man rechnet das System mit charakteristischen Werten durch und weist nach, dass die damit verbundenen Verschiebungen und Verformungen zulässig bleiben.

Auch bei der Festlegung der Teilsicherheitswerte war es bisher nicht möglich, europaweit verbindliche Werte zu bestimmen. Vielmehr wurde beschlossen, solche Werte zwar zu empfehlen, ihre verbindliche Festlegung in der vorgeschlagenen oder in einer modifizierten Form in der Verantwortung der nationalen Normungsgremien zu belassen. Auf der Einwirkungsseite ergeben sich die geringeren Probleme: es bleibt zunächst bei dem Teilsicherheitswert 1,35 für ungünstige ständige und 1,50 für veränderliche Einwirkungen bei den materialabhängigen Nachweisen und bei 1,10 und 1,50 bei Nachweisen der Lagesicherheit.

Auf der Widerstandsseite bleibt der Teilsicherheitswert 1,25 für $\tan\phi'$ und 1,40 für c' während jetzt aufgrund verschiedener, durchaus begründeter Einsprüche auch den Wert der effektiven Kohäsion c' ein Teilsicherheitswert 1,25 vorgeschlagen wird da die unstreitig größere Streuung dieser Werte im charakteristischen Wert

berücksichtigen ist und nicht in einem Teilparameter der Scherfestigkeit: die Sicherheit muss sich auf die Scherfestigkeit als Ganzes beziehen.

Nachdem nun auch das RFA-Verfahren zugelassen wird, ergab sich die Notwendigkeit, auch für die Widerstandskräfte beim Gleiten, Grundbruch, Erddruck und Erdwiderstand (ebenso wie bisher auch schon bei Pfählen und Ankern) Teilsicherheitswerte einzuführen. Das wurde so vorgenommen, dass sich in etwa die bisherigen Abmessungen ergeben, d.h. also abgestimmt auf die gewohnten Globalsicherheitswerte.

3. Der repräsentative Wert einer Einwirkung

Neu ist der in ENB 1990 definierte Begriff des repräsentativen Wertes F_{rep} einer Einwirkung. Er setzt sich zusammen aus:

- dem charakteristischen Wert der ständigen Einwirkungen, G_k ;
- dem charakteristischen Wert einer veränderlichen Einwirkung, Q_1 , die primär untersucht werden soll;
- den durch einen Kombinationsfaktor, ψ_0 , reduzierten charakteristischen Wert der übrigen veränderlichen Einwirkungen, $\sum_{k>1} \psi_0 \cdot Q_k$.

Auf diese Weise soll berücksichtigt werden, dass nicht alle veränderlichen Einwirkungen gleichzeitig in voller Größe im System wirken.

Der Index "0" bei ψ zeigt, dass es weitere Kombinationsfaktoren gibt, nämlich für außergewöhnliche Zustände und Erdbebenfälle. Sie beziehen sich auf die Einwirkungsdauer.

Der Tragwerksplaner übergibt dem Gründungsplaner eine Aufstellung der repräsentativen Werte der Einwirkungen, getrennt nach ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Danach werden diese Werte mit den entsprechenden Teilsicherheitswerten multipliziert, um die Bemessungswerte für die Gründungs-berechnung zu bekommen.

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen auf Bauwerke können Tabellen in der EN 1991 entnommen werden, welche die gleiche Funktion hat wie unsere DIN 1055. Auf eine Besonderheit ist hinzuweisen: die Wichte des Bodens wird nicht mit einem Faktor > 1 erhöht, um den Bemessungswert zu erhalten. Man ist hier der Auffassung, dass die Varianz bei diesem Parameter erfahrungsgemäß so gering ist, dass generell mit einem Mittelwert gerechnet werden kann. Wo es, wie etwa bei Auftriebsnachweisen, auf den unteren oder oberen Erwartungswert ankommt, soll mit einem unteren und einem oberen charakteristischen Wert gerechnet werden.

4. Baugrund-Parameter: vom Messwert zum Bemessungswert

Eines der umstrittensten Probleme bei der Baugrunderkundung ist die Wahl des charakteristischen Wertes einer Baugrundeigenschaft, also desjenigen Wertes, der das geotechnische Verhalten eines Bauwerks im jeweils untersuchten Grenzzustand bestimmt. Die Schwierigkeit beruht auf der Varianz der Eigenschaft, auf dem unterschiedlichen Verhalten im Versuch und in der Wirklichkeit und der geringen Anzahl von Versuchen, die gewöhnlich zur Verfügung stehen.

Der Bemessungswert X_d eines Baugrund-Parameters ergibt sich aus einer Folge logischer Schritte, die mit einer Messung beginnt. Dabei ist das Baugrundprofil bereits dadurch idealisiert, dass es als Abfolge quasi homogener Schichten dargestellt wird, wobei die Homogenität keine absolute Kategorie ist: eine Bodenschicht mag in Bezug auf eine bestimmte Eigenschaft als homogen gelten, in Bezug auf eine andere aber nicht.

Für jede dieser Schichten sind drei logische Schritte erforderlich:

1. Ermittlung des Parameters anhand eines Versuchsergebnisses, wobei die Auswertung einzeln für jeden Versuch erfolgen soll. Die streuenden Messergebnisse werden vorsichtig gemittelt (Bild 1), so dass sich eine Korrelationskurve ergibt, aus der "abgeleitete Werte" (*derived values*) entnommen werden können (z.B. die effektive Kohäsion bei wechselnden Wassergehalten).
2. Die abgeleiteten Werte werden anhand von Vorinformationen auf Plausibilität überprüft und bilden nun die Grundlage für die Festlegung des charakteristischen Wertes X_k . Dabei muss stets die Bedeutung des Wertes für die verschiedenen, zu untersuchenden Grenzzustände im Auge behalten werden, denn:
 - a) viele Parameter sind keine Festwerte, sondern hängen vom Spannungsniveau, vom Verformungsmaß, vom Einfluss der Zeit usw. ab;
 - b) Proben können eine Homogenität zeigen, die in der Natur durch z.B. Risse gar nicht vorhanden ist;
 - c) der Bauvorgang kann sich auf das wirkliche Verhalten des Baugrundes auswirken.
3. Festlegung des Bemessungswertes $X_d = X_k / \gamma_m$ mit dem Teilsicherheitswert γ_m .

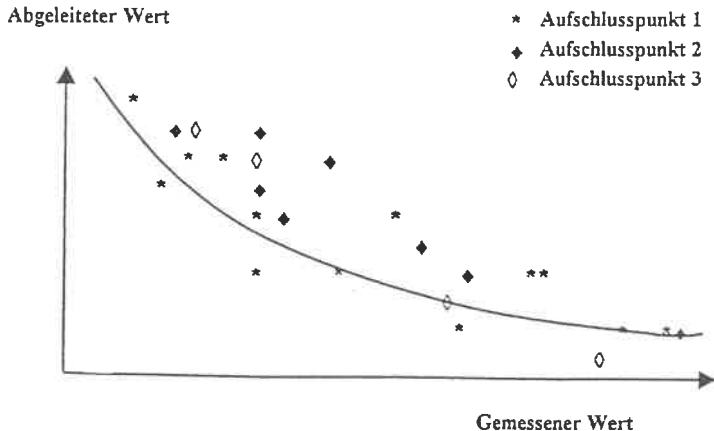


Bild 1: Beispiel für eine vorsichtige Korrelation der abgeleiteten Werte bei streuenden Versuchswerten

Die wichtigste Ingenieurentscheidung ist also der 2. Schritt. Da ein charakteristischer Wert in EN 1997-1 als "vorsichtige Wahl desjenigen Wertes, der das Eintreten des Grenzzustandes bewirkt" definiert ist, muss berücksichtigt werden, ob das Versagen des Baugrundes im Volumen stattfindet oder in lokalen Zonen wie z.B. Kontaktflächen, Kluftflächen usw.. Ebenso spielt eine Rolle, ob das Tragwerk imstande ist, stochastisch verteilte Unregelmäßigkeiten auszugleichen und Lasten umzuverteilen. Diese Gesichtspunkte entscheiden, ob ein vorsichtiger Mittelwert gewählt werden kann oder ob es geraten ist, einen unteren Grenzwert zu nehmen - selbst wenn damit die theoretische Maßzahl einer 5%-Quantile nicht getroffen wird, von der bei Anwendung statistischer Verfahren die Rede ist.

Eine ganz wesentliche Rolle spielen örtliche oder regionale Erfahrungen, die im günstigen Fall sogar eine Auskunft über den zu erwartenden Variationskoeffizienten geben. Der Eurocode besteht darauf, bei der Bewertung lokaler Versuchsergebnisse, die meist nur Stichproben sein können, alle einschlägigen Zusatzinformationen zu verwenden. Sie können z.B. darüber etwas sagen, ob bei den Daten mit einem bestimmten Trend zu rechnen ist, z.B. einer linearen Tiefenzunahme.

5. Flachgründungen

Für einfache Flachgründungen ist auch künftig die Bemessung nach zulässigen Sohlspannungen erlaubt, auch wenn die deutschen Diagramme der DIN 1054-100 nicht in den EC7 aufgenommen wurden. Sie geben Bemessungswerte an, bei denen bereits berücksichtigt ist, dass die Einwirkungen als Bemessungswerte eine Teilsicherheit enthalten. Der Eurocode verlangt, dass die Bemessungswerte sowohl den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch den der Gebrauchstauglichkeit abdecken.

Der genauere Nachweis erfolgt wie bisher durch Berechnung des Grundbruchwiderstands (ULS) und der Setzungen (SLS). Für beide Nachweise werden im Anhang zum EC7 die auch in Deutschland gebräuchlichen Rechenmodelle empfohlen. Beachtet werden soll die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk, doch gibt es dafür keine besonderen Anwendungsregeln. Man wird also bei allen Flachgründungen, einschließlich der Platten, so vorgehen, dass das Tragwerk für heterogene Baugrundstützung auf seine Fähigkeit zur Lastumlagerung hin untersucht wird. Für den bei uns favorisierten Nachweis mit dem RFA-Verfahren bedeutet das beim Grenzzustand der Tragfähigkeit, dass man z.B. den Grundbruchwiderstand bei den einzelnen Stützpunkten durch Variieren der Teilsicherheit verändert, und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für den Steifemodul in der Setzungsberechnungen wechselweise obere und untere charakteristische Werte einsetzt.

6. Pfahlgründungen

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen sieht der Eurocode folgende Verfahren vor:

- statische Probelastungen, bei denen durch Rechnung oder auf anderem Wege die Plausibilität der Ergebnisse gezeigt werden kann;
- empirische oder analytische Rechenverfahren, deren Zuverlässigkeit durch statische Probelastungen in vergleichbaren Fällen belegt werden kann;
- dynamische Probelastungen, deren Zuverlässigkeit durch statische Probelastungen unter vergleichbaren Bedingungen nachgewiesen wird;
- Vergleich mit dem Verhalten vorhandener Pfahlgründungen, vorausgesetzt dass dafür die Ergebnisse der Baugrunduntersuchung vorliegen.

Das besondere Problem bei Pfahlgründungen ist die Festlegung des charakteristischen Wertes bei unter Umständen nur 1 oder 2 (wenn überhaupt) Probelastungen. Um dem Rechnung zu tragen, wird ein Korrelationsfaktor ξ

eingeführt, der von der Anzahl der Probebelastungen abhängt. Damit wird der bisherige globale Sicherheitswert in 3 Faktoren zerlegt: den Teilsicherheitswert der Einwirkungen, den Teilsicherheitswert des Pfahlwiderstands und den Korrelationsfaktor.

Bild 2 stellt das Bemessungsverfahren dar.

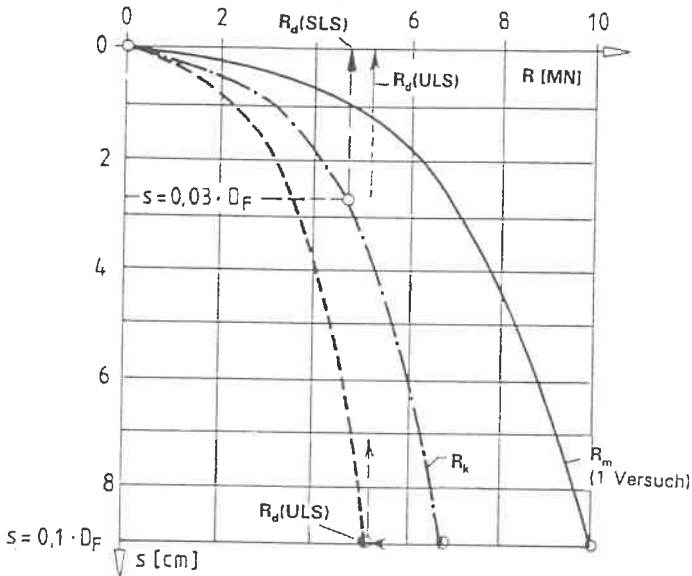


Bild 2: Bemessungsschema für einen Druckpfahl

Bei dem empirischen oder analytischen Rechenverfahren ist die Bemessung mit Werten für Spitzendruck und Mantelreibung gemeint, wie sie bei uns gängig sind. Im Sinne des EC7 handelt es sich dabei um regionale Erfahrungswerte und ein halb-empirisches Verfahren. Die Übertragbarkeit auf die örtliche Baustelle erfolgt dann entweder auch durch Probebelastungen oder durch Sondierungen. Für die Bewertung der Sondierergebnisse ist ebenfalls ein Korrelationsfaktor ξ anzuwenden, der sich dann aber natürlich auf eine größere Versuchsanzahl bezieht.

Insbesondere bei Verdrängungspfählen wird man heute meist das wirtschaftlichere Verfahren der dynamischen Probebelastung oder Rammkriterien als Abnahmeprüfung nehmen. Dann ist vor der Ausführung der Bauwerkspfähle eine Eichung durch eine statische Probebelastung vorgeschrieben. Außerdem werden bei der Auswertung dynamischer Probebelastungen erhöhte Korrelationsfaktoren verlangt.

7. Schlussbemerkung

Die Harmonisierung der geotechnischen Bemessungsregeln hat sich bisher nicht in dem Maße verwirklichen lassen, wie man das ursprünglich hoffte. Das liegt aber weniger daran, dass die nationalen Normungsorganisationen auf ihren traditionellen Methoden beharren. Der Hauptgrund ist vielmehr die Umstellung auf das Teilsicherheitskonzept. Ein so weitgehender Eingriff in das traditionelle Ingenieurdenken braucht eine ganze Generation, um fest einzuwachsen. Aber der Weg dahin ist jetzt jedenfalls geebnet und kann gegangen werden - ein Zurück gibt es nicht.

Maschinelle Vortriebe bei komplexem Baugrund

Direktor Dipl.-Ing. Claus Becker

Wayss & Freytag AG, Frankfurt

1. Einleitung

Komplexer Baugrund im tunneltechnischen Sinn heißt stark wechselnder Baugrund. Ist einheitlicher Baugrund auf der gesamten Tunnelstrecke vorhanden, kann man diesem eine Tunnelbohrmaschine zuordnen, z.B. in standfestem Fels eine Grippermaschine oder in Sandboden ein Hydroschild.

Der Deutsche Ausschuss für unterirdisches Bauen, der DAUB, hat in seiner - viel zu wenig bekannten - „Empfehlung zur Auswahl und Bewertung von Tunnelvortriebsmaschinen“ im Schema 4 die Einsatzbereiche der Tunnelvortriebsmaschinen dargestellt.

In der Praxis kommen solche einheitlichen Formationen auch vor, z.B. reiner Fels bei dem TARP-Projekt in Chicago oder bei Tunnelprojekten, die in den Sandpaketen der Nordseeanrainer - Norddeutschland, Holland, auch Belgien - liegen. Jedoch stellt einheitlicher Baugrund für Tunnelprojekte die absolute Ausnahme dar. Bei den weitaus meisten Projekten wechselt der Baugrund; das kann extrem sein wie Fels und rolliger Boden innerhalb einer Tunneltrasse, aber auch unterschiedliche Schluff- und Tonanteile bei überwiegend sandigen Böden können schon zu Schwierigkeiten führen.

Um den genannten Schwierigkeiten zu begegnen, gibt es 3 Möglichkeiten: das Einsatzspektrum einer Maschine bei Beibehaltung des Funktionsmodus zu erweitern, umbaubare Maschinen einzusetzen oder die Bodeneigenschaften zu verändern. Einige praktische Beispiele sollen dies verdeutlichen.

2. Die Galleria Aurelia in Rom

Der 1. umbaubare Schild wurde Anfang der 80-er Jahre für die Galleria Aurelia, einem 2-spurigen Eisenbahntunnel in Rom, eingesetzt. Der geologische Längsschnitt zeigt zunächst standfesten Mergel, dann rollige und bindige Schichten mit Steineinlagen im Wechsel. Die Maschine, immerhin mit einem Durchmesser von 10,64 m, wurde im Mergel mit ungestützter Ortsbrust gefahren und im Berg zu einem Hydroschild umgebaut. Die Lockergesteinsstrecke wurde dann mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust bewältigt. Erwähnenswert ist dieses Beispiel deshalb, weil dies Anfang der 80-er Jahre maschinentechnisch Neuland war; es hat fast 10 Jahre

gedauert, bis wieder eine in Durchmesser und Bauart vergleichbare Maschine eingesetzt wurde.

3. Der Grauholztunnel bei Bern

Auch dies ist ein 2-spuriger Eisenbahntunnel; 5,6 km lang, in der Nähe von Bern gelegen. Die Geologie zeigt im wesentlichen einen Molassekern, der an beiden Seiten von Hangschutt, Moräne genannt, überlagert ist. Tunnelbautechnisch besonders unangenehm ist es, wenn, wie hier der Fall, die Tunnelfirste im Grenzbereich zwischen Molasse und Moräne verläuft, weil hier bei an sich standfester Ortsbrust wegen der einbruchgefährdeten Firste mit Vollstützung gefahren werden muss.

Gewählt wurde wiederum eine umbaubare Maschine. Im ersten Beispiel, der Galleria Aurelia, wurde der Funktionsmodus von offen auf Flüssigkeitsstützung umgestellt; hier ist der Schild konvertierbar zwischen Felsmaschine und Schild mit Flüssigkeitsstützung. Begonnen wurde mit Flüssigkeitsstützung; auch der erwähnte Grenzbereich wurde mit Vollstützung gefahren. Im Berg wurde die Maschine umgebaut auf Felsbetrieb, d. h. Stilllegen des Flüssigkeitskreislaufes und Einbau der Bandförderung. Im letzten Drittel wurde diese Prozedur dann wieder rückgängig gemacht; die verbleibenden ca. 2 km in Grobkieslagen wurden wieder mit Flüssigkeitsstützung aufgefahren.

Ein besonderes Kapitel stellt die Behandlung der in der Moräne vorhandenen Steine und Blöcke dar. Diese werden zunächst durch die Diskenmeißel angegriffen, die wegen der Felsstrecke ohnehin installiert waren. Dies funktioniert allerdings nur solange, wie die Steine von der umgebenden Matrix in der Ortsbrust festgehalten werden. Fallen sie heraus, müssen sie in einem Steinbrecher auf förderfähige Größe gebracht werden. In der Grauholzmaschine war zu diesem Zweck ein Kastenbrecher eingebaut, ein Konstruktionsprinzip, das verschiedene Nachteile hat; bei späteren Maschinen wurde der Kastenbrecher durch einen Zangenbrecher ersetzt. Erwähnenswert an der Vortriebsanlage ist noch, dass hier zum ersten Mal die Grobseparation auf dem Nachläufer vorgenommen wurde, der separierte Boden wurde über eine Bandanlage nach draußen gefördert. Der gesamte Nachläuferzug hatte eine Länge von 240 m einschließlich der Brücke, unter der während des Vortriebs der Sohlauflauf vorgenommen wurde.

4. Der Stollen Glatt in Zürich

Das Projekt bestand darin, die alte Kläranlage Glatt mit einem Stollen von 4,50 m Innendurchmesser mit der neuen Kläranlage Werdhölzli zu verbinden. Nach dem Studium verschiedener Varianten, entschied man sich für folgende Lösung:

- Bau eines Zwischenangriffspunktes beim Bahnhof Oerlikon.

- 2.900 m Vortrieb unter dem Käferberg bis zum Zielschacht „Am Wasser“ an der Limmat.
- 2.300 m Vortrieb zum Zielschacht an der alten Kläranlage Glatt.

Die Strecke vom Bahnhof Oerlikon zum Schacht „Am Wasser“ führt durch die Molasse des Käferbergs, ein Baugrund, der von früheren Projekten sehr gut bekannt ist und tunnelbautechnisch als einfach einzustufen ist. Grundwasser ist, bis auf wenige Meter vor dem Zielschacht, nicht vorhanden.

Wesentlich komplizierter ist die Strecke vom Bahnhof Oerlikon zur alten Kläranlage Glatt. Die Trasse unterquert hier den Bahnhof Oerlikon in einem schleifenden Schnitt und liegt dann im wesentlichen unter Strassen, also öffentlichem Gelände.

Der Zwischenangriffspunkt Oerlikon liegt noch in der Molasse, die dann Richtung Glatt stark abfällt. Nach dem Austritt aus der Molasse folgt Moräne, eine Mischung aus Ton, Silt, Sand und beträchtlich großen Steinen, die dann in feinkörnige Seeboden-ablagerungen übergeht, die als tonig-siltig oder siltig-sandig beschrieben sind.

Etwa 800 m nach dem Startschacht trifft der Stollen wieder auf einen Molasserücken, der bis etwa in die Mitte des Querschnitts reicht. Dieser Rücken ist wiederum überlagert von Moräne, sowie teilweise von sandig-kiesigen Schichten.

Der Wasserdruck an der Sohle, nach dem Austritt aus der Molasse, beträgt rund 3 bar; er nimmt bis zu dem Molasserücken nur wenig ab. Nach dem Molasserücken sinkt er auf 1,5 bis 1,8 bar.

Die Lage des Zwischenangriffspunktes wurde so bestimmt, dass alle baulichen Maßnahmen im Fels zu liegen kommen. Er besteht aus einer 170 m langen Kaverne zur Montage der Maschine, einem 40 m tiefen Förderschacht von 10 m Durchmesser, sowie einem kleineren Montageschacht. Alle Bauteile wurden in Spritzbetonbauweise ausgeführt, mit Ausnahme des obersten Teils der Schächte, die im Lockermaterial liegen.

Für die Molassestrecke war die Wahl der Schildmaschine aufgrund der vorliegenden Erfahrungen einfach. Eine Felsmaschine im Schildmantel mit Felsbohrkopf und 17“ Diskenbestückung wird dem relativ „gutmütigen“ Fels am besten gerecht. Schwieriger war schon die Wahl der Vortriebstechnik für die Lockergesteinsstrecke. Setzungen, insbesondere bei der Unterfahrung des stark frequentierten Bahnhofs Oerlikon, mussten unter allen Umständen vermieden werden.

Die geologischen Bedingungen erfordern grundsätzlich eine Ortsbruststützung. Hierbei war zwischen Erddruckstützung, Flüssigkeitsstützung und Druckluftstützung zu entscheiden, wobei eine Kombination der Druckluftstützung sowohl mit Erddruck als auch mit Flüssigkeitsbetrieb jederzeit möglich ist, unter Beachtung gewisser Randbedingungen. Den Ausschlag für einen Erddruck-/Druckluftbetrieb gaben schließlich Kostenüberlegungen. Die Entwässerung der Seebodenablagerungen bei

Flüssigkeitsbetrieb hätte eine außergewöhnlich aufwendige Separationsanlage mit mehreren Zentrifugen erfordert, wobei der Zentrifugenauswurf mit hohem Wassergehalt Schwierigkeiten beim Bahnabtransport bereitet hätte. Rein technisch gesehen sind jedoch beide Lösungen als gleichwertig zu betrachten.

Die Hypothek des Erddruckbetriebs besteht indes in den Konditionierungsmitteln, an welche die Forderungen des biologischen Abbaus gestellt werden müssen; auch von der Kostenseite sind sie nur sehr unvollkommen zu erfassen.

Die Entscheidung fiel auf die Herstellung einer umbaubaren Maschine, die in der Molassestrecke als Felsmaschine mit Bandaustrag arbeitet, in der Lockergesteinsstrecke als kombinierte Erddruck-/Druckluftmaschine mit Schneckenaustrag. Hierbei erhob sich die Frage, welchen Druckunterschied die Schnecke im Druckluftbetrieb bewältigen konnte. Dazu wurden ausführliche Versuche mit der Original-Schnecke im Herstellerwerk gefahren, die zu konstruktiven Veränderungen an der Schnecke und an den Verschlüssen führten.

Im März 1996 wurde der Normalbetrieb in der Felsstrecke aufgenommen; nach 2.900 m Felsvortrieb erfolgte der Durchstich am 21. Oktober 1996. Aus der Fülle der aufgenommenen Daten, ermöglicht durch ein modernes Datenerfassungssystem, seien nur zwei genannt: Bei einer Arbeitszeit von 6,00 bis 22,00 Uhr wurden im Mittel 18 m, im Maximum 29 m Stollen aufgefahren.

Die Maschine wurde dann für den Lockergesteinsvortrieb umgebaut, wobei im wesentlichen 3 Änderungen erfolgten:

- Ersatz des Förderbandaustrages durch eine Schnecke;
- Ersatz des optimalen Felsbohrkopfes durch ein Lockergesteinsschneidrad;
- Hinzufügung von 2 Nachläuferplattformen für Schaum- und Bentonitauzbereitung.

Überlegungen, den vorhandenen Felsbohrkopf umzubauen, hätten zu leistungsmindernden Kompromissen für beide Vortriebszonen geführt.

Während des Umbaues wurde eine 70 m lange Kaverne in Richtung Kläranlage Glatt in der Molasse vorgetrieben, um den verbleibenden Molasseanteil so gering wie möglich zu halten, da die Maschine nunmehr mit einem Lockergesteinsschneidrad ausgerüstet war. Tatsächlich war das Auffahren der Rest-Molasse mit geringen Vortriebsleistungen und hohem Werkzeugverschleiß verbunden. Das änderte sich auch nicht in der folgenden, kurzen Moräne-Strecke, in der Drücke bis zu 3,2 bar gefahren werden mussten. Eine sehr deutliche Steigerung der Vortriebsleistungen ergab sich in den Seeablagerungen, wobei die gewonnenen Erfahrungen bei Schaum- und Bentonitzugabe eine große Rolle spielten. Eine gründliche Überholung des Bohrkopfes mit Werkzeugwechsel unter atmosphärischen Bedingungen fand nach etwa 800 m Vortrieb im Schutz eines „Bahnhofes“ statt, der aus 2 Reihen überschnittener Bohrpfähle hergestellt wurde.

Mit neuen Werkzeugen wurde dann der „Molasserücken“ durchfahren.

Die Reststrecke wurde dann, trotz beträchtlicher Hindernisse wie Anker und großer Steine, mit Spitzenleistungen bis zu 30 m/Tag durchfahren. Der Durchstich erfolgte am 27. März 1998.

5. Die 4. Röhre des Elbtunnels Hamburg

Die 4. Röhre Elbtunnel erweitert die Kapazität des bereits bestehenden Tunnels von 6 auf insgesamt 8 Fahrspuren, das heißt der neue Tunnel enthält 2 Fahrspuren und 1 Standspur. Die Trassierung des neuen Tunnels war durch die vorhandenen Gegebenheiten stark eingeschränkt. Er musste im Süden und Norden an das vorhandene Straßennetz angeschlossen werden; dadurch lagen Anfangs- und Endpunkt fest. Die maximal zulässige Steigung von 3,7 % für Autobahnen sowie der Abstand zum alten Tunnel von ca. 50 m bildeten weitere Zwangspunkte für die Linienführung, so dass für eine tunnelbautechnisch günstigere Lösung wenig Spielraum blieb.

Zur Aufnahme von 2 Fahrspuren und einer Standspur ist ein Innendurchmesser der Röhre von 12,35 m erforderlich. Zusammen mit der Tübbingstärke von 70 cm sowie der notwendigen Schildspur ergibt sich ein Außendurchmesser der Maschine von 14,20 m. Damit war der bislang weltweit größte Schild einzusetzen.

Die genannten Bedingungen ergaben eine Schildtrasse, deren Tiefstpunkt 42 m unter NN liegt und hier eine Überdeckung zur Elbsohle von 13 m hat; an den Elbufern geht die Überdeckung auf ca. 7 m zurück.

Die Geologie kann nur als chaotisch bezeichnet werden. Es sind eiszeitliche Ablagerungen aus Sand, Mergel und Lauenburger Ton; in allen Formationen sind reichlich Steine bis hin zu riesigen Blöcken sowie Geröllfeldern vorhanden. Im Süden und Norden überwiegen Sande, während die heterogenen Formationen ausgerechnet in Flussmitte anzutreffen sind, wo mit den höchsten Drücken zu fahren ist.

Die Geologie war recht gut bekannt vom Bau des jetzigen Elbtunnels, der im Strombereich im Absenkverfahren hergestellt wurde; hier hatten sogar die Eimerkettenbagger Schwierigkeiten mit dem Abbau der harten Tone und Mergel; es musste auf kleinere Felseimer umgestellt werden.

Die Überlegungen zur Auswahl des Maschinentyps führten zu einem Hydroschild. Hierfür sprachen folgende Gründe:

- Bessere Kontrolle der Drücke im Arbeitsraum und damit geringere Setzungen, besonders wichtig unter der sensiblen Elbhangbebauung.
- Die Möglichkeit, einen Steinbrecher einzubauen, was bei einem Erddruckschild nicht geht.

- Geringeres Drehmoment des Schneidrades. Bei einem Erddruckschild hätte man ein 2- bis 3-fach höheres Drehmoment installieren müssen mit dem Risiko, das hohe Drehmoment nicht mehr über Reibung auf den Boden übertragen zu können.
- Bessere Beherrschung des hohen Wasserdruckes. Die Schnecke eines Erddruckschildes gegen einen Wasserdruck von über 5 bar abzudichten ist problematisch. Bei einem anderen Projekt, dem Botlektunnel bei Rotterdam, sind aus diesem Grunde am Schneckenende zwei Dickstoffpumpen angeschlossen.

Für den Druck in der Arbeitskammer gibt es 2 Grenzen: er muss groß genug sein, ein Zusammenbrechen der Ortsbrust zu verhindern und er muss zu gering sein, um einen blow out zu erzeugen; das ist kritisch, insbesondere bei der geringen Überdeckung. Erschwerend wirkt die Tatsache, dass der Wasserspiegel infolge Ebbe und Flut um über 4 m schwanken kann.

Wir haben den Stützdruck einmal numerisch und zur Kontrolle mit einem Programm der Finiten Differenzen, dem FLAC 3, ermittelt, entwickelt in den Vereinigten Staaten durch die Atomindustrie. Die Ergebnisse stimmen sehr gut überein.

Die Maschine selbst ist ein normaler Hydroschild; der Stützdruck gesteuert über ein Luftpolster, jedoch, abgesehen von dem riesigen Durchmesser, ausgestattet mit 3 Besonderheiten:

- begehbare Schneidrad,
- gesondert angetriebenem Mittenschneider,
- seismisches Vorerkundungssystem.

Bedingt durch die hohen Drücke und die geringe Überdeckung, kann in gewissen Bereichen unter dem Fluss die Arbeitskammer nicht betreten werden, das heißt es ist nicht möglich, die Stützflüssigkeit durch Druckluft zu ersetzen. Bei den gegebenen Verhältnissen würde die dabei unvermeidliche Druckerhöhung in der Firste sofort zu einem Ausbläser führen. Trotzdem mussten wir natürlich die Möglichkeit haben, abgenutzte Werkzeuge - Disken und Schälmesser - zu wechseln. Um die Forderung nach Werkzeugwechsel ohne Änderung der Stützbedingungen der Ortsbrust zu erfüllen, haben wir die Maschine mit einem begehbaren Schneidrad ausgestattet. Wir können in den Hauptarmen von innen die Werkzeuge zurückziehen, die entstehende Öffnung durch einen Schieber schließen und dann die Rollenmeißel oder die Schälmesser wechseln. Leider ist dieser Vorgang sehr zeitaufwendig, hier gibt es noch Entwicklungspotential. Die ganze Prozedur geschieht unter atmosphärischem Druck; es ist jedoch im Zentrum auch eine Schleuse eingebaut, um im Falle von Undichtigkeiten das Schneidrad unter Druck setzen zu können.

Entsprechend der Geologie, muss die Maschine im Nordabschnitt teilweise durch

reinen Mergel fahren. Erfahrungsgemäß gibt es dabei Probleme mit dem Materialfluss im Zentrum. Wir haben daher die Maschine mit einem gesondert angetriebenen Mittenschneider von 3 m Durchmesser ausgestattet; er kann um 60 cm vorgeschoben werden und schafft so einen Hohlraum im Zentrum. Er arbeitet ebenfalls als Slurry-Schild und entlädt den gelösten Boden in die Arbeitskammer. Um den Wechsel von Bodenarten frühzeitig erkennen zu können, ist die Maschine mit einem System für seismische Vorerkundung ausgestattet. Die Sender und Empfänger sitzen im Schneidrad, sind also in Bewegung. Dieses System befindet sich im Entwicklungsstadium und lieferte auch nach einiger Zeit nur bedingt brauchbare Ergebnisse. Die Computerausdrucke können nur von Spezialisten gelesen werden, ähnlich wie bei Röntgenbildern. Es ist nicht möglich, Einzelhindernisse, wie Findlinge oder Stahlträger, zu erkennen.

Um den Vortrieb unter den gegebenen Umständen überhaupt zu ermöglichen, mussten umfangreiche Bodenverbesserungsmaßnahmen vorgenommen werden. Die unbehandelten Sande des Elbgrundes sind nur locker gelagert; die Stützdruckberechnungen ergaben jedoch, dass mindestens eine mitteldichte Lagerung erforderlich war, um auch nur den Regelvortrieb mit Bentonitstützung zu ermöglichen, ganz zu schweigen von Einstiegen unter Druckluft.

Die Alternative zu den Bodenverbesserungsmaßnahmen wären sog. „Bahnhöfe“ gewesen im Abstand von 50 - 100 m. Diese hätten vom Fluss aus hergestellt werden müssen, mit entsprechender Störung des Schiffsverkehrs, die nicht erlaubt war. Auch von der Kostenseite her ist diese Lösung wesentlich ungünstiger. Statt dessen wurde die Maschine mit der Vorrichtung für eine Haubeninjektion versehen, die, zusammen mit der Möglichkeit eine Dichtwand zwischen Schneidrad und Ortsbrust herzustellen, quasi die Herstellung eines „Bahnhofs“ unter Tage erlaubt.

Folgende Bodenverbesserungsmaßnahmen wurden ausgeführt:

- Schüttung von 1,5 m Metallschlacke auf die Elbsohle;
- Einrütteln dieser Metallschlacke auf eine Tiefe von 10 m und eine Breite von 25 m in den Sandboden;
- Schüttung einer Deckschicht aus Kupferschlacke, 1,5 m hoch und 30 m breit.

Insgesamt wurden 46.000 t Metallschlacke und 80.000 t Kupferschlacke eingebaut.

Durch diese Maßnahmen wurde die geforderte mitteldichte Lagerung des Sandes erreicht und die Elbsohle wirksam geschützt.

Nach 18-monatiger Lieferzeit der Maschine und 3 Monaten Montage begann der Vortrieb im November 1997. Die ersten ca. 500 m wurden störungsfrei mit Leistungen bis zu 14 m/Tag aufgefahren. An dieser Stelle hatten wir, bevor die Maschine unter dem Fluss eintauchte, einen sogenannten Bahnhof gebaut aus

überschnittenen Bohrpfählen. Im Schutz dieses Bahnhofes wurde unter atmosphärischen Bedingungen das Schneidrad von vorne inspiziert; es wurde nur normaler Verschleiß festgestellt.

Ab hier begann der schwierigste Teil der Strecke, nämlich die Schildfahrt unter der Elbe mit extrem geringer Überdeckung.

Es erwies sich, dass durch die vorgenommenen Maßnahmen, nämlich Rüttelverdichtung und das Schütten der Kupferschlacke, die Sicherheiten gegen Aufbrechen der Sohle erreicht wurde. Die Sohle wurde laufend gepeilt; Veränderungen wurden nicht festgestellt.

Steine wurden im erwarteten Maße angetroffen. Blöcke bis zu einer Kantenlänge von 3 bis 4 m wurden durch die Disken angegriffen und zerkleinert. Die Reste, die sich aus der Matrix lösten, bewältigte ein Zangenbrecher, der Steine bis zu einer Kantenlänge von 1,20 m auf förderfähige Größe reduzieren konnte.

Probleme gab es mit den Verklebungen in den Tonen und Mergeln. Sie bauen sich von unten zwischen Tauch- und Druckwand auf sowie zwischen den Speichen. Das Zentrum konnte dank des Mittenschneiders und der enormen Spülmenge von 2.400 m³/h freigehalten werden.

Die Vortriebsgeschwindigkeit ging in dem bindigen Boden stark zurück, und zwar von etwa 25 mm/min in den Sanden auf 5 mm/min. Entsprechend stieg natürlich der Verschleiß der Werkzeuge.

Bei einem Umfang der Maschine von 45 m und einem Vorschub von 5 mm/min legte ein Kaliberwerkzeug eine Laufstrecke von 18 km pro 2 m breitem Ring zurück, was dazu führte, dass manche Disken alle 25 m gewechselt werden mussten. Da die Werkzeuge auf den Nebenarmen nicht gewechselt werden konnten, fiel den wechselbaren Werkzeugen der Hauptarme mehr Arbeit zu, mit entsprechend noch höherem Verschleiß.

Wo es die Geologie zuließ, wurde der Bentonitspiegel um ca. 4 m abgesenkt und die Werkzeuge unter Druckluft gewechselt, teilweise unter Drücken bis zu 4 bar, bei entsprechend kurzen Arbeitszeiten.

Berufsmäßige Taucher, deren Einsatz jenseits der von der Druckluftverordnung erlaubten 3,6 bar möglich ist, sind in die Tunnelmannschaft integriert. Über 3.000 h sind in Drücken zwischen 2,0 und 4,5 bar gearbeitet worden. Selbstverständlich stehen alle Druckluftarbeiten unter sehr sorgfältiger ärztlicher Kontrolle; die gewonnenen Erfahrungen könnten sehr wohl zu einer Erhöhung der bislang gültigen Grenzen führen.

Nach etwa 750 m Vortrieb, ca. 50 m vor der Stelle mit der geringsten Überdeckung, stieg das Drehmoment unnatürlich hoch an. Zur Kontrolle senkten wir den Flüssigkeitsspiegel ca. 3 m in der Firste ab und stellten fest, dass die Räumter stark abgenutzt waren. Der Ersatz dieser Teile, der unter Druckluft vorgenommen werden

musste, dauerte ca. 6 Wochen. Kurz vor Abschluss der Reparaturarbeiten lösten sich Schollen aus der Ortsbrust, obwohl die Arbeitskammer zur Erneuerung des Bentonitfilms zwischendurch immer wieder aufgefüllt wurde. Wir nehmen an, dass trotz sehr geringer Luftverluste - die Schweißgase mussten sogar gesondert abgesaugt werden - Luft hinter die Membrane gelangte; somit ging die Stützwirkung verloren. Das Wiederanfahren gelang nicht. Auf der Elbsohle war ein Krater entstanden.

Es wurde ein Schirm aus der Maschine heraus injiziert, der Krater ausgebaggert und der Schlot ebenfalls injiziert. Anschließend wurde Boden eingebaut und verdichtet. Das Ganze wurde dann mit großen, sandgefüllten Textilsäcken großflächig abgedeckt. Danach wurde wieder Druck aufgebaut, die Spülung in Gang gesetzt und der Vortrieb aufgenommen.

Nach insgesamt 1.050 m ergaben Messungen der Blechstärken des Schneidrades, dass von ursprünglich 80 mm Blechstärke stellenweise nur noch 16 mm vorhanden war. Damit war die Tragfähigkeit des gesamten Schneidrades in Frage gestellt. Wir mussten die Maschine anhalten und das Schneidrad von innen heraus durch Aufschweißen von Blechen verstärken.

Zur Genauigkeit der geologischen Voraussage ist festzustellen, dass die Verhältnisse noch chaotischer waren als vermutet. Die Hoffnung, im Schutze einer in sehr festem Mergel liegenden Ortsbrust Werkzeuge wechseln zu können, trog bislang. Hierzu trägt bei, dass die starke Wechsellagerung nicht nur in Längsrichtung, sondern auch in Querrichtung des Tunnels auftritt.

Zur Trennung des Materials wurde eine leistungsstarke Separationsanlage aus Vorsieben, 2 Stufen Hydrozyklonen und insgesamt 3 großen Zentrifugen eingesetzt. Über eine Bandanlage wird der separierte Boden in Schuten verladen und abtransportiert.

Als 1. Resümee kann gesagt werden, dass die vorgesehenen Maßnahmen - begehbares Schneidrad, druckloser Werkzeugwechsel, Mittenschneider - absolut notwendig und richtig waren. Kein Mittel haben wir indes gefunden gegen den extremen Verschleiß, so extrem, dass man von einer Maschine sprechen kann, die sich selbst vernichtet. Ungelöst ist die Frage, inwieweit die hohen Drücke den extremen Verschleiß beeinflussen. Hier ist ein weites Feld für die Forschung offen. Von den insgesamt 2.600 m sind gegenwärtig rund. 2.000 m aufgefahren. Wir erwarten den Durchstich im März 2000.

6. Der Eisenbahntunnel Zürich-Thalwil

Dieser 2-spurige Eisenbahntunnel beginnt beim Hauptbahnhof Zürich, führt am Ufer des Zürich-Sees entlang und endet in der kleinen Gemeinde Thalwil. Er dient der Entlastung der bestehenden Eisenbahnlinie am Seeufer und bildet gleichzeitig den 1. Teil der Verbindung Zürichs mit dem neu zu bauenden Gotthart-Tunnel.

Der Tunnel besteht aus 2 Teilen. Der 1. Teil, 5,7 km lang, führt vom Installationsplatz nach Thalwil und liegt vollständig in der Züricher Molasse; er wird mit einer geschildeten Felsmaschine von 12,3 m Durchmesser aufgefahren.

Der 2. Teil führt vom Installationsplatz zum Hauptbahnhof. Hier sind nicht nur die geologischen Verhältnisse wesentlich schwieriger; auch die Trassenführung stellt eine Herausforderung dar, da sie unmittelbar unter den Fundamenten der dicht bebauten Innenstadt liegt. Bei einem Hochhaus musste sogar der unterste Keller abgebrochen werden; die Lasten mussten rechts und links des Tunnels über Pfähle abgetragen werden.

Das geologische Profil zeigt Molasse am Anfang; aber schon nach 150 m taucht der darüber liegende Lockerboden in das Profil ein. Dann folgt wieder Molasse bis zum Zwischenschacht „Kollerwiese“, ungefähr 700 m vor Vortriebsende. Diese 700 m bestehen aus Seeablagerungen und später aus einer Mischung von Grobkies, Sand, Steinen und Blöcken.

Um mit diesen geologischen Strukturen fertig zu werden, wird wiederum ein umbaubarer Schild eingesetzt mit einem Außendurchmesser von 12,35 m; umbaubar zwischen Felsmaschine und Hydroschild. Die Maschine wird zweimal auf Flüssigkeitsbetrieb umgebaut, einmal zum Durchfahren der Senke und zum anderen für die Reststrecke ab Schacht Kollerwiese. Zum Sichern der Gebäude über der Lockergesteinsstrecke wurde ab Schacht Kollerwiese ein 460 m langer Parallelstollen von 3,60 m Durchmesser vorgetrieben, von dem aus kritische Zonen unter den Häusern durch Injektionen gesichert werden.

Im Gegensatz zu den vorigen Beispielen ist diese sehr anspruchsvolle Bauaufgabe noch unvollendet, die Maschine hat ca. 200 m aufgefahren und wird gerade auf die 1. flüssigkeitsgestützte Phase umgebaut.

7. Zusammenfassung

Mit ganz wenigen Ausnahmen ist heute in allen geologischen Formationen maschineller Tunnelbau möglich. Eine Aussage, ob dies auch immer die wirtschaftlichste Lösung ist, ist damit nicht gemacht.

Optimierung der Maschinentechnik beim maschinellen Vortrieb

Dr.-Ing. Ulrich Rehm

Herrenknecht AG, Schwanau

Der Tunnelbau, der als eigenständige Disziplin seit ca. 150 Jahren existiert, hat seine innovativsten Fortschritte erst in den letzten 40 bis 50 Jahren erlebt und strebt aus maschinenbautechnischer Sicht asymptotisch einem Entwicklungsgrenzwert zu. Durch die hydrogeologischen Rahmenbedingungen aufzufahrender Tunneltrassen haben sich die grundsätzlichen maschinellen Vortriebstypen entwickelt und etabliert, die ein Höchstmaß an sicherheitstechnischen Anforderungen erfüllen. Die Optimierung der Maschinentechnik beim maschinellen Vortrieb spielt sich daher überwiegend im Detail ab, weniger im Entwurf eines prinzipiell neuen Maschinentyps zum Auffahren eines unterirdischen Hohlraums. Neben den Erddruck-, Hydro-, Slurry-, Druckluft-, Haubenschildmaschinen im Lockergestein sind im Hartgestein die Grippermaschinen im Einsatz, womit die Palette des maschinellen Tunnelvortriebes nahezu komplett wäre und die Neuerfindung einer noch nie da gewesenen Tunnelbohrtechnik so gut wie ausgeschlossen ist.

Der überwiegende Teil der Verfahrenstechniken zur Bewältigung unterschiedlichster geologischer Anforderungen sind im Mixschild vereint, der einen Umbau im Tunnel gestattet und somit die wohl innovativste maschinentechnische Optimierung darstellt.

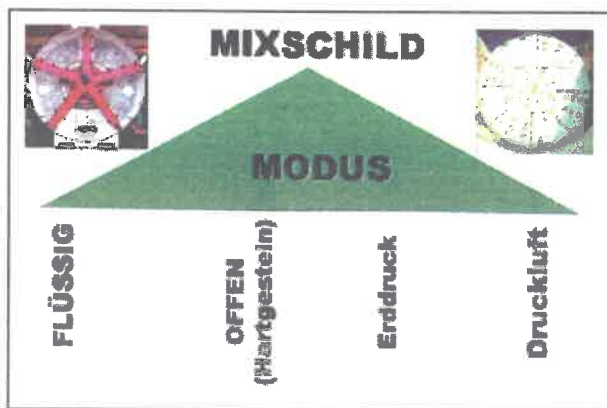


Abb. 1: Spitze der maschinentechnischen Optimierung: Mixschild

Die Optimierung der Maschinentechnik beim maschinellen Vortrieb konzentriert sich auf die Ausführungsdetails sowie die verfahrenstechnische Logistik während des Vortriebs, die erforderlich ist, um in der heutigen Zeit die "High-tech-Fabrik" Tunnelvortriebsmaschine effizient einzusetzen.

Der immer größer werdende Zeit- und Kostendruck bei öffentlichen Tunnelbauprojekten verlangt von allen Beteiligten ein Maximum an Engagement ab und fordert vom Maschinenhersteller z. T. eine vertraglich garantierte Vortriebsleistung ein, die nur mittels maschinentechnischer Optimierung sowie einem gut eingespielten Team vor Ort umsetzbar ist. Jede maschinentechnische Optimierung sollte deswegen dahingehend kritisch geprüft werden, ob ihr Aufwand in einem wirtschaftlichen Verhältnis zum Ergebnis steht, wenn man bedenkt, dass sich die maschinentechnische Entwicklungskurve schon sehr nahe an der asymptotischen Fortschritts-grenze bewegt und dagegen in der logistischen Bauverfahrenstechnik noch große Reserven liegen.

Trotzdem wurden in der letzten Dekade große Fortschritte hinsichtlich der Optimierung der Maschinentechnik im maschinellen Vortrieb erreicht. Dazu zählt sicherlich die kontrollierte Stützdruckregelung über die Luftblase beim Hydroschild die eine wesentliche Optimierung bezüglich der Reduzierung von Setzungen an der Geländeoberfläche brachte. Stützdruckschwankungen können auf 0,1 ÷ 0,2 bar Genauigkeit geregelt werden.

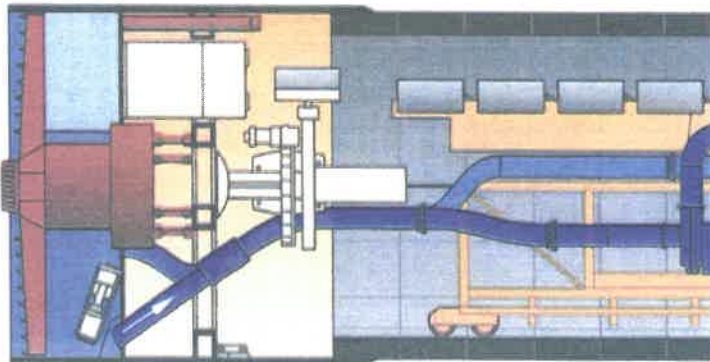


Abb. 2: Prinzip Hydroschild; Stützdruckregelung mittels Luftblase

Die für diese Technik erforderlich zweigeteilte Arbeitskammer brachte eine weitere Optimierung hinsichtlich des Einstiegs in den Arbeitsraum zwischen Druckwand und Tauchwand zur Ausführung von Wartungsarbeiten. Durch das separate Verschließen der Tauchwandöffnung kann die Arbeitskammer völlig abgeschottet, das Bentonit

abgesenkt werden und somit der Einstieg unter atmosphärischen Druckverhältnissen stattfinden. Der Stützdruck in der Abbaukammer vor dem Schneidrad wird dabei über Luftdruck und Bentonitgleich kontrolliert.

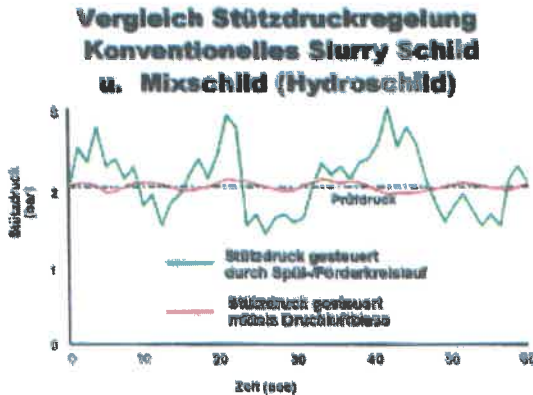


Abb. 3: Vergleich der Stützdruckregelungsgenauigkeit mit bzw. ohne Luftblase

Mit der Entwicklung des Steinbrechers im Hydroschild, der als Zangen- oder Walzenbrecher zum Einsatz kommt, wurde die Maschinentechnik im maschinellen Tunnelvortrieb dahingehend optimiert, dass fortan Findlinge bis zu einer Größe von 1,2 m gebrochen werden können. Der Brecher dient dabei nicht nur der Größtkornzerkleinerung, sondern - wie im Falle des zur Zeit in Holland /Westerschelde im Einsatz befindlichen Walzenbrechers - dem Zerkleinern von Tonchips, die an neuralgischen Punkten der Maschine aufgrund adhäsiver und kohäsiver Mechanismen verklumpen bzw. verkleben und damit die hydraulische Förderung blockieren können.



Abb.4 : Zangenbrecher

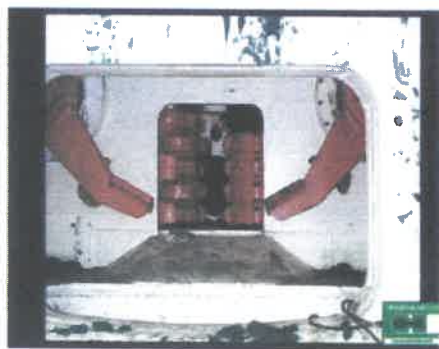


Abb. 5: Walzenbrecher mit Agitatoren

Eine weitere innovative Entwicklung stellen die Agitatoren im Bereich des Ansaugstutzens dar (s. Abb. 5), mit denen kinetische Energie in die aufgeladene Bentonitsuspension eingebracht wird. Die somit verursachte Verwirbelung des Abraums soll ein Verklumpen und einen Dichteanstieg der Suspension im Bereich des Saugstutzens verhindern. Die Ausführung von runden Blechübergängen sowie die strömungsgünstige Gestaltung der Arbeitskammer sind weitere Faktoren, um einen optimierten Suspensionsfluss zu gewährleisten und damit einen effizienten Vortrieb. Flüssigkeitsschilde in problematischen Tonböden sind heutzutage im Bohrkopfbereich nahezu perforiert mit Öffnungen für intelligente Spülkonzepte, die für eine relativ konstant niedrige Suspensionsdichte sorgen.

In diesem Zusammenhang ist die Entwicklung des aktiven Zentrumschneiders zu nennen, der als eigenständige Mikromaschine entgegen der Drehrichtung des Schneidrades mit eigenem Spül- und Förderkreislauf agiert. Hintergrund des Zentrumschneiders ist die übermäßige Verklebungsanfälligkeit toniger Böden bei reduzierter Schergeschwindigkeit zwischen Boden und Schneidrad. Da die Umfangsgeschwindigkeit linear mit dem Radius wächst und damit im Zentrum gegen Null verläuft, findet dort nahezu keine Relativbewegung zwischen Boden und Metall statt, weshalb Ton dort verstärkt haften kann. Durch den aktiven Zentrumschneider bleibt die Relativbewegung zwischen Boden und Schneidrad erhalten und der Abraum kann zudem hydraulisch abgefördert werden. Ein positiver Nebeneffekt beim Einsatz des aktiven Zentrumschneiders in Essen war die Reduzierung des erforderlichen Drehmoments für das Schneidrad um ca. ein Drittel.



Abb. 6: aktiver Zentrumschneider
(Essen)

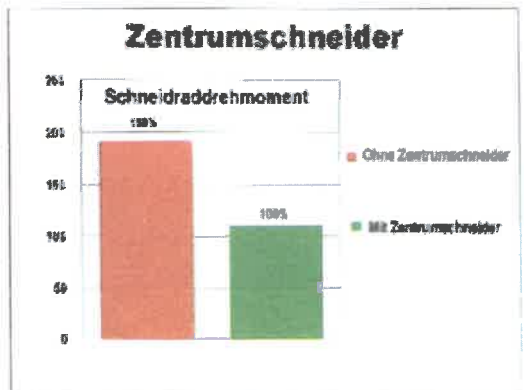


Abb. 7: Vergleich Schneidradmoment
mit/ohne Zentrumschneider

Im Zusammenhang mit Verklebungen in tonigen Böden ist die umfangreiche Wissenschaft der chemischen Additive zu nennen, die als Tenside, Polymere, Acryle und Schäume die unterschiedlichsten Wirkungen auf die Bentonitsuspension bzw.

den Erdbrei haben, um den Anwendungsbereich von EPB- bzw. Flüssigkeitsschilden zu erweitern.



Abb. 8: Bodenkonditionierung mit Schaum



Abb. 9: Natürlicher Boden

Unter dem Gesichtspunkt der maschinentechnischen Optimierung ist diese Sparte nur bedingt als Fortschritt zu werten, da die Maschinentechnik in diesem Zusammenhang als "Handlanger" in Form von Schaumgeneratoren, Leitungen und Vorratsbehälter assistiert und die eigentliche Innovation durch z. T schwer durchschaubare Chemiesubstanzen bewerkstelligt wird, die neben ihren Vorteilen auch einige Nachteile bergen. Als wesentliche Vorteile sind hier die Schmierwirkung des Schaums zu nennen, die zu einer erheblichen Reduzierung des Antriebsdrehmoments führt, sowie die kohäsive Wirkung in rolligen Böden (s. Abb. 8).

Das Ziel einer maschinellen Optimierung hinsichtlich einer Erweiterung der Anwendungsbereiche von Tunnelverfahrenstechniken sollte daher die anwenderfreundliche Benutzung von Additiven sein und langfristig ihr Verzicht. Ein innovativer Tunnelmaschinenhersteller muß heutzutage jedoch in der Lage sein, den Kunden diesbezüglich fachmännisch zu beraten bzw. technischen Support auf der Baustelle zu liefern.

Wenn es eine Akkumulation der maschinentechnischen Optimierung im maschinellen Tunnelbau gibt, dann ist dies sicherlich die größte Tunnelbohrmaschine der Welt, die zur Zeit in Hamburg die 4. Elbröhre auffährt. Das Bewundernswerte an den technischen Neuheiten dieses 2600 t schweren Stahlkolosses ist die erfolgreiche praktische Umsetzung der maschinentechnischen Komponenten.

Durch die begehbaren Speichen ist ein Werkzeugwechsel unter atmosphärischem Druck möglich während im Abbauraum bis zu 5,5 bar herrschen.

Hydraulisch ausfahrbare Stützplatten zur Sicherung der Ortsbrust bei Einstiegsbedarf in die Abbaukammer gehören mittlerweile zum Stand der Technik.



Abb. 12: Hydraulisch ausfahrbare Stützplatten zur Ortsbruststabilisierung

Im Bereich der EPB- Technik ist hinsichtlich der Optimierung der Maschinentechnik das Projekt Botlekspoort Tunnel in den Niederlanden zu nennen. Der EPB-Schild wird dort in einem enggestuften Mittelsand eingesetzt, der nach den traditionellen Regeln der Tunnelbaukunst nicht für ein Erddruckschild geeignet ist, da aufgrund der mangelnden Kohäsion des Sandes kein Erdbrei gebildet werden kann, der zur Pfropfenbildung in der Förderschnecke erforderlich ist. Damit es zu keinem "Durchschub" des Bodens aufgrund des Druckgradienten in der Schnecke kommt, wird Schaum erfolgreich eingesetzt, wodurch dem Sand eine scheinbare Kohäsion verliehen wird, die eine Pfropfenbildung ermöglicht.

Des weiteren wurden Dickstoffpumpen parallel zum Schneckenverschluss angebracht, wodurch der maximal zulässige Druck in der Arbeitskammer von 3,5 bar beim EPB-Schild erhöht werden kann. Injektionen zur Bodenstabilisierung sind bei der Botlekmaschine radial aus dem Schildmantel sowie axial aus dem Schneidrad möglich, womit den setzungsanfälligen Böden der Niederlande Rechnung getragen wurde. Durch die exzentrisch eingebaute Schnecke ist im Sohlbereich der Maschine Platz für einen Brecher, wodurch ein Betriebswechsel von EPB auf Hydrschild gewährleistet ist.



Abb. 13: Schneckenförderung mit zusätzlichen Dickstoffpumpen (Botlektunnel)

Ein weiteres sehr innovatives Hollandprojekt steht mit dem Bau des Sophiatunnels bevor, in der Nähe von Rotterdam. Für dieses Projekt wurden umfangreiche Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der hydraulischen Steuerungstechnik im Hause Herrenknecht unternommen, um einen kontinuierlichen Vortrieb zu gewährleisten, d.h. während des üblichen Stillstandes der Maschine, bedingt durch den Ringbau, kann trotzdem gebohrt werden. Dies wird mittels Vortriebspresen, die einen Hub über zwei Tübbingbreiten besitzen, sowie durch ein intelligentes Steuerungsprogramm für das asymmetrische Anfahren der Vortriebspresenzylinder bewerkstelligt. Das Resultat ist ein theoretischer Zeitgewinn von der Dauer der Ringbauzeit pro Ring multipliziert mit der Anzahl der Ringe. Die Praxis wird zeigen inwieweit das hohe Niveau der maschinentechnischen Optimierung vom bedienenden Personal gehalten werden kann. Dieses Projekt verdeutlicht eindrucksvoll, dass Forschungsaktivitäten die Grundlage für maschinentechnische Optimierung darstellen.

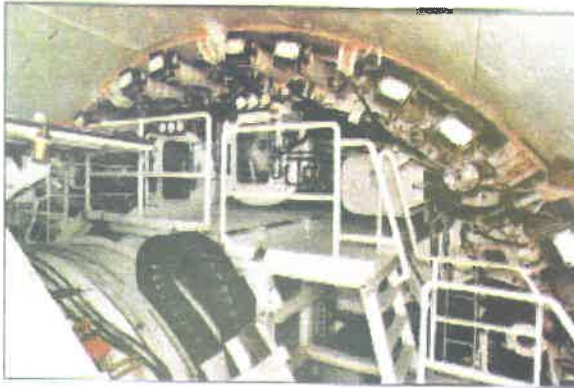


Abb. 14: Vortriebspresen Sophiamaschine (kontinuierlicher Vortrieb)

Die beschriebenen maschinentechnischen Optimierungen müssen von einer Kontroll- und Steuer- stelle überwacht werden können. Die Kommandozentrale eines Schildfahrers besitzt mittlerweile ein cockpitähnliches Design mit übersichtlichen Computermenüs für die unterschiedlichsten Maschinensegmente. Dort laufen die Fäden zusammen und von hier wird die Maschine rund um die Uhr gesteuert.



Abb. 15: Steuerpult einer modernen Tunnelbohrmaschine

Die Funktionalität einer maschinentechnischen Optimierung hängt im Detail von vielen kleinen Bausteinen ab, die wie Dominosteine aneinander gereiht in Reaktion stehen müssen. Dichtungssysteme, Druckventile, Flanschverbindungen, Elektronik sowie eine Vielzahl miteinander kommunizierender Einzelteile entscheiden über den Erfolg der maschinentechnischen Optimierung. Fällt nur ein Dominostein aus der Reihe, wird der reibungslose Fluß der innovativen Technik unterbrochen und das gesamte System kann scheitern.

Die maschinentechnische Optimierung sollte dort an ihre Grenzen stoßen, wo sie unwirtschaftlich wird und wo der Faktor Mensch dem hohen Niveau der Innovation nicht mehr folgen kann und damit das Sicherheitsrisiko für am Projekt Beteiligte unüberschaubar wird.

Wie zu Beginn schon erwähnt, liegt auch ein großes Potential in der baubetrieblichen Verfahrenstechnik hinsichtlich einer optimierten Durchführung von Tunnelbauprojekten. Dies sollte bei allem Streben nach den maschinenbautechnischen Sternen nicht vergessen werden.

Perspektiven der NÖT

o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. W. Schubert

Gruppe Geotechnik Graz, Technische Universität Graz

1. Einleitung

Wer sich mit Perspektiven, also Zukunftsaussichten beschäftigt, ist gezwungen mit der Geschichte zu beginnen.

Ein exaktes Geburtsdatum der NÖT als Methode ist nicht zu eruieren. Am ehesten kann der Bau der Cabrera Autobahntunnel in Venezuela (1956) als Geburtsstunde angesehen werden, bei welchen Rabcewicz erstmals Ankerung und Spritzbeton als alleinige Stützmittel einsetzte [1]. Es ist klar, dass diesem ersten Einsatz zahlreiche Überlegungen, Anwendungen von Einzelkomponenten und Versuche vorausgingen. Wichtige Ansätze finden sich bei Rabcewicz schon 1944 [2], 1948 [3], und 1950 [4], wobei er unter anderem die Idee des nachgiebigen Hilfgewölbes propagiert. Parallel zu der Weiterentwicklung von Ankerungs- und Spritzbetontechnik wurden Fortschritte in der Felsmechanik erzielt.

Die Namensgebung erfolgte anlässlich eines Vortrages von Rabcewicz beim XII. Geomechanik Kolloquium 1962 in Salzburg [5], nachdem einige praktische Erfahrungen auch in Europa, insbesondere im Kraftwerksbau gewonnen worden waren.

Als besondere Merkmale der neuen Methode wurden damals die praktisch gänzliche Verhinderung des sogenannten Auflockerungsdruckes, und die durch eine systematische Ankerung erzielte Gewölbewirkung im Gebirge gesehen.

Das Augenmerk lag immer auf einem sorgfältigen Umgang mit dem "Baustoff" Gebirge, wie folgendes Zitat aus [6] zeigt: *"Die tragenden Eigenschaften des Gebirges möglichst zu erhalten und zu unterstützen ist daher die wichtigste Aufgabe des modernen Tunnelbaues."*

Nennenswerte Kosteneinsparungen und Bauzeitverkürzungen waren für viele Bauherren verlockend. Allerdings mangelte es an adäquaten Bemessungsverfahren für diese Art der Tunnelstützung, da die Erfahrungen zeigten, dass die traditionellen Lastansätze nur in den wenigsten Fällen zutrafen, bzw. zu unwirtschaftlichen Lösungen führten.

Als temporärer "Ausweg" wurde die Messung von Deformationen und Drücken gewählt, um damit Grundlagen für ein Bemessungsverfahren zu liefern. 1944 gibt sich Rabcewicz optimistisch [2]: *"Haben wir einmal einige tausend Messergebnisse, wird auch die Brücke zur rechnerischen Lösung gefunden."*

2. Erfolge und Misserfolge der NÖT

Die erste Anwendung der NÖT in Österreich erfolgte 1963 beim Massenbergtunnel, nachdem die in Belgischer Bauweise mit Spritzbetonsicherung in einer Stärke von 45 bis 60 cm hergestellte Eingangsstrecke verbrochen war.

Das Projekt wurde grundlegend geändert, die Spritzbetonstärke auf 20 cm zurückgenommen, eine systematische Ankerung durchgeführt und ein relativ kurzer Ringschluss bewerkstelligt (Abbildung 1).

Hier hat der Bauherr sicherlich Mut bewiesen, dieser schlanken Ausführung nach dem anfänglichen Fehlschlag bei Verwendung von erheblich mehr Stützmitteln zuzustimmen.

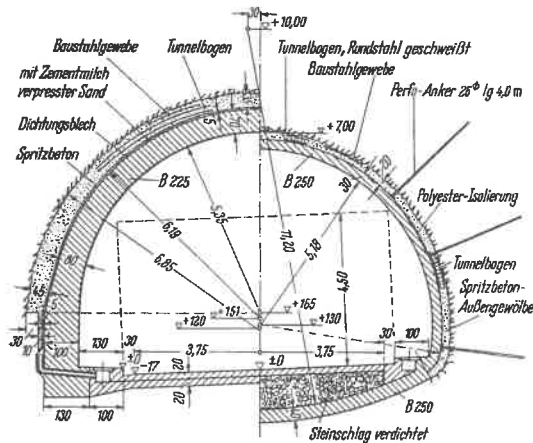


Abb. 1: Massenbergtunnel, Leoben; links ursprünglicher Entwurf, rechts erfolgreich ausgeführter Querschnitt [7]

Zur Kontrolle der Stabilität und der Wirkung der Stützmittel, sowie zur Steuerung des Bauablaufes wurden Deformationsmessungen durchgeführt.

In der Folge erhielten Rabcewicz, Müller und Pacher den Auftrag, den Schwaikheim Eisenbahntunnel auf der Strecke Waiblingen-Backnang zu planen und gebirgsmechanisch zu betreuen. Die Vorgangsweise wurde ähnlich der beim Massenbergtunnel gewählt. Beide Bauvorhaben wurden erfolgreich abgewickelt.

Beim Tunnel Schwaikheim wurden von Sattler statische Nachweise geführt, um die in manchen deutschen Kreisen damals abfällig als "Eierschalenbetonkonstruktion" bezeichnete Art der Tunnelauskleidung auch theoretisch zu unterstützen [7]. In der Folge wurde die Methode bei vielen Projekten, insbesondere beim damals boomenden Straßenbau eingesetzt. Die meisten dieser Tunnel wurden allerdings bei geringer bis mittlerer Überlagerung ausgeführt, bei Verhältnissen also, wo mit einer geschlossenen, mit dem Gebirge in Verbund stehenden Schale und systematischer Ankerung die Auflockerung verhindert und damit eine rasche Stabilisierung erreicht werden konnte.

Die Anwendung der Methode wurde in alle Richtungen erweitert. Einerseits konnte sie im U-Bahnbau (z.B. Frankfurt, München, Bochum) Fuß fassen, andererseits kam sie auch bei großen Querschnitten und in immer schwierigeren Gebirgsverhältnissen zum Einsatz.

Zwei Schlüsselprojekte seien hier erwähnt. Eines davon beinhaltet die Tunnel des Tarbela Damm Projektes in Pakistan [8], mit Querschnitten bis zu 470 m^2 . Die für die Umlauftunnel vorgesehene Methode mit Schild und Stahlbogenausbau führte zu großen Nachbrüchen, was eine Sicherung vor dem Schild erforderte. Der Schild wurde daraufhin aufgegeben und eine Mischung aus NÖT und Stahlbogenausbau (man musste ja das vorhandene Material verbrauchen) verwendet, welche sich gut bewährte.

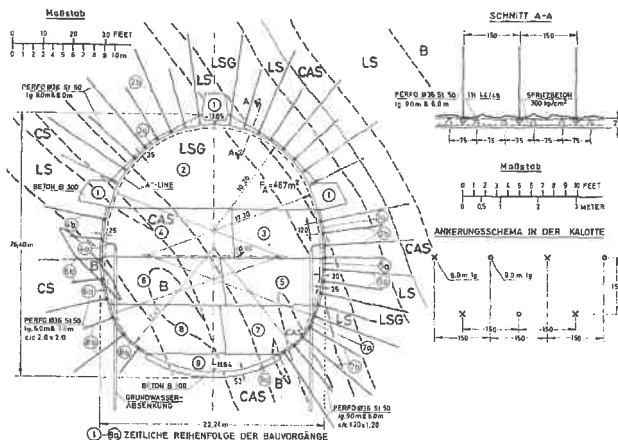


Abb. 2: Tarbela Damm Projekt, Querschnitt der Transition 1 ($F_A 467 \text{ m}^2$) mit geologischen Verhältnissen und Reihenfolge der Abbauvorgänge

In den sogenannten „Transitions“ zu den Schieberkammern kam die Stahlbogenstützung wegen der enormen Gewichte (300 kg/m) und praktischer Probleme nicht in Frage, weshalb man sich zur Ausführung in NÖT entschloss.

Das zweite Projekt, das auch international für großes Aufsehen sorgte, war der Tauerntunnel im Zuge des Ausbaues der A10. Hier hatte man es einerseits mit einer längeren Hangschuttstrecke zu tun andererseits mit hoher Überlagerung und sehr schlechten, tektonisch stark beanspruchten Phylliten. Die großen Verformungen in den Phylliten zwangen zur Auflösung der Spritzbetonschale, sicherlich ein mutiger Schritt von Bauherrn und Unternehmer. Die systematische Messung erlaubte eine laufende Kontrolle des in der Regel planmäßig ablaufenden Stabilisierungsprozesses und bestätigte die Richtigkeit (bzw. Tauglichkeit) der gewählten Vorgangsweise [9].

Zahlreiche Exkursionen zum Tauerntunnel, sowie zu dem im unmittelbar daran anschließenden Arlbergtunnel machten die Methode international zum Begriff. In den späten siebziger- und frühen achtziger Jahren fand sie eine weltweite Ausbreitung. Neben dem mitteleuropäischen Raum war Japan eines der ersten Überseeeländer, wo die NATM zur Anwendung kam. Andere asiatische Länder, wie Taiwan und Korea, folgten in den achtziger Jahren. Viele hundert Kilometer Tunnel sind in dieser Region in den letzten zwanzig Jahren, meist erfolgreich, nach der NÖT aufgeföhren worden.

Misserfolge blieben jedoch nicht aus. Insbesondere Rabcewicz wies immer wieder darauf hin, dass die erfolgreiche Ausführung sehr wesentlich davon abhängt, dass sowohl das Projekt nach den Grundsätzen der Methode ausgeführt ist, als auch erfahrene Mannschaften mit einem Willen zur engen Zusammenarbeit vor Ort tätig sind. Leider allzu oft werden diese Bedingungen missachtet, Konzepte von anderen Projekten unkritisch übernommen, oder unerfahrene Mannschaften mit der Ausführung betraut. Gemessen an der Zahl der in der NÖT ausgeführten Projekte sind die Versagensfälle jedoch gering. So lagen die bei den Neubaustrecken der Deutschen Bahn AG durch Verbrüche verursachten Zusatzkosten bei etwa 1 % der Tunnelbaukosten [10]. Durch die laufende messtechnische Überwachung konnten Verbrüche rechtzeitig erkannt werden, was dazu beitrug, dass die Verbrüche kein Menschenleben gefordert haben.

Wesentlich medienwirksamer als der erfolgreiche Abschluss eines Tunnelbauwerkes sind allerdings Ereignisse wie der Verbruch in London Heathrow oder in München/Trudering, welcher leider auch Menschenleben gefordert hat. In beiden Fällen scheint eine Schwäche im Management zu einer (vermeidbaren) Eskalation der Ereignisse beigetragen zu haben.

3. Entwicklungen und Perspektiven

Die Mechanisierung hat auch vor dem Tunnelbau nicht halt gemacht. Immer leistungsfähigere Geräte und Maschinen erlauben heute ein Bauen mit enorm reduziertem Personaleinsatz. Es steht außer Frage, dass für Tunnel mit Längen von mehreren Kilometern im relativ gut bekannten Gebirge in Zukunft überwiegend TBMs zum Einsatz kommen werden. Konzeptbedingt erscheint eine derart flexible Anpassung an das angetroffene Gebirge, wie es die NÖT erlaubt auch auf längere Sicht nicht möglich.

Während vor etwa fünfundzwanzig Jahren im U-Bahnbau der Schild vielfach von der NÖT verdrängt wurde, ist es gelungen durch neue Maschinenkonzepte diesen Markt teilweise zurückzuerobern.

Unverzichtbar aus technischer und wirtschaftlicher Sicht wird die NÖT auch in Zukunft sein bei:

- kurzen Tunneln
- Tunneln in stark heterogenen Gebirgsverhältnissen
- Tunneln in stark druckhaftem Gebirge
- Tunneln mit veränderlichem Querschnitt
- mehrzelligen Querschnitten
- Kavernen

Bei relativ kurzen Tunneln (bis etwa 2 bis 3 km) im unbebauten oder nur gering verbauten Gebiet wird aus rein terminlichen und wirtschaftlichen Gründen der Einsatz von TBMs eher auf Sonderfälle beschränkt bleiben.

So werden bei der Neubaustrecke zwischen Köln und Frankfurt alle 30 Tunnel mit Längen zwischen 500 m und 4.500 m nach der NÖT aufgefahren.

Bei geringer Überlagerung werden häufig in Kombination mit der NÖT Zusatzmaßnahmen, wie Rohrschirme, HDBV, Druckluft und andere Methoden eingesetzt. In stark heterogenem und druckhaftem Gebirge sind die Anforderungen an die Maschine häufig nur schwer zu spezifizieren. Dies trifft besonders bei alpinen Tunneln zu, wo die Möglichkeiten der Erkundung begrenzt sind, wodurch sich eine relativ große Prognoseunsicherheit ergibt.

Fehlschläge von Tunnelbohrmaschinen in Störungszonen sind durchaus nicht unbekannt.

Langfristig werden sich auch auf diesem Gebiet Lösungen finden lassen. Grundvoraussetzung für das rechtzeitige Erkennen von Zonen, welche mit einer Maschine ohne Sondermaßnahmen nicht bewältigbar sind, ist eine Verbesserung der Vorauserkundung. Vielversprechende Ansätze gibt es hier bereits mit geophysikalischen Methoden.

Auf längere Sicht wird die NÖT bei großen Querschnitten, wie Kavernen, Abzweigungen, sowie mehrzelligen Querschnitten weiterhin unschlagbar sein. Die Möglichkeit der fast beliebigen Querschnittunterteilung bei sofortiger Stützung der freigelegten Teilflächen ist einer der großen Vorteile der Methode.

Es ist vorauszusehen, dass die Anwendungsbereiche der NÖT sich zunehmend zu den schwierigeren Gebirgsverhältnissen, bzw. zu Sonderquerschnitten hin verlagern werden.

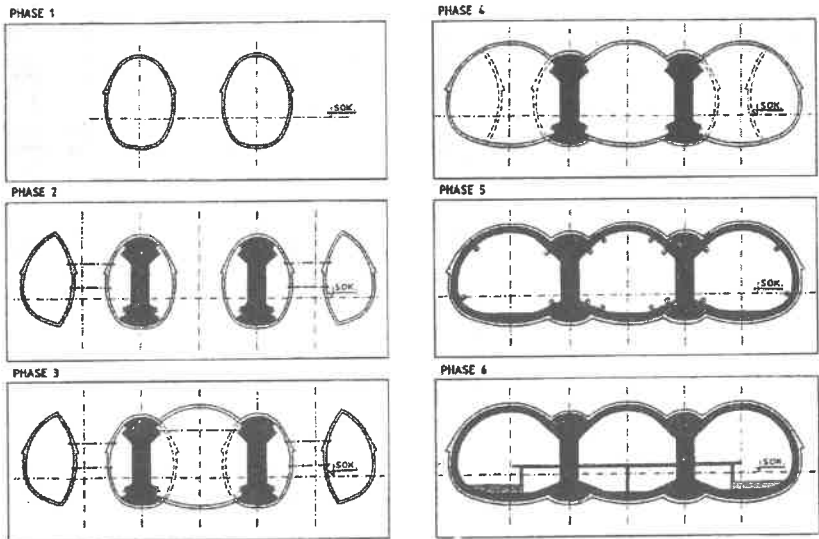


Abb. 3: Anwendung der NÖT beim U-Bahnbau, Arbeitsphasen bei der Unterfahrung des Wiener Westbahnhofes

In unserer Gruppe wird daher seit mehreren Jahren intensiv an der Weiterentwicklung bzw. Verbesserung von Erkundungsmethoden und deren Umsetzung in die Planung, Ausbauelementen oder Auswertemethoden von geotechnischen Messungen gearbeitet.

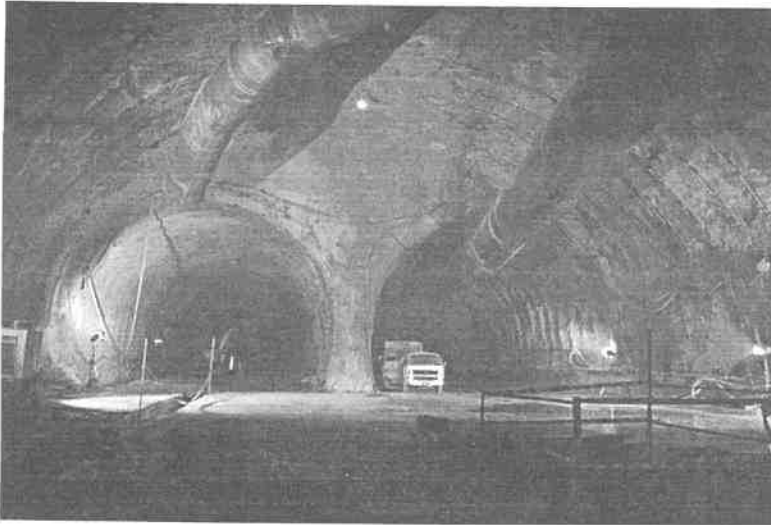


Abb. 4: Inntaltunnel, Abzweigungsbauwerk für die Anbindung an den künftigen Brennerbasistunnel, Ausbruchsquerschnitt 316 m^2

Eine derzeit laufende Arbeit [11] befasst sich mit der stereoskopischen Erfassung und digitalen Modellierung der räumlichen Gebirgsstruktur. Dies verbessert die geologische Dokumentation qualitativ wesentlich und außerdem wird eine Prognose des dem Vortrieb vorausliegenden Bereiches mit Unterstützung des ebenfalls in unserer Gruppe entwickelten Datenbanksystems für Tunnel (DEST) erleichtert [12].

Blümel [13] gelang es, die Wirkung von Felsbolzen für druckhaftes Gebirge durch Modifikation der Rippengeometrie wesentlich zu verbessern. Steindorfer [14] nützte die Veränderung der räumlichen Orientierung der absolut gemessenen Verschiebungsvektoren, um Voraussagen über die Gebirgsqualität vor der Ortsbrust zu machen. Moritz [15] verbesserte die beim Galgenberg erstmals in den Verformungsschlitzten eingesetzten Stauchelemente und entwickelte ein Bemessungsverfahren. Dieses System erlaubt eine Begrenzung der Beanspruchung in der Auskleidung, wodurch einerseits Brüche verhindert werden und andererseits ein definierter Ausbauwiderstand auch bei großen Deformationen erzielt wird.

Dieses System wurde mittlerweile bei einer Aufweitung des Pilotstollens für den Semmering Basistunnel erfolgreich eingesetzt (Abbildung 5).

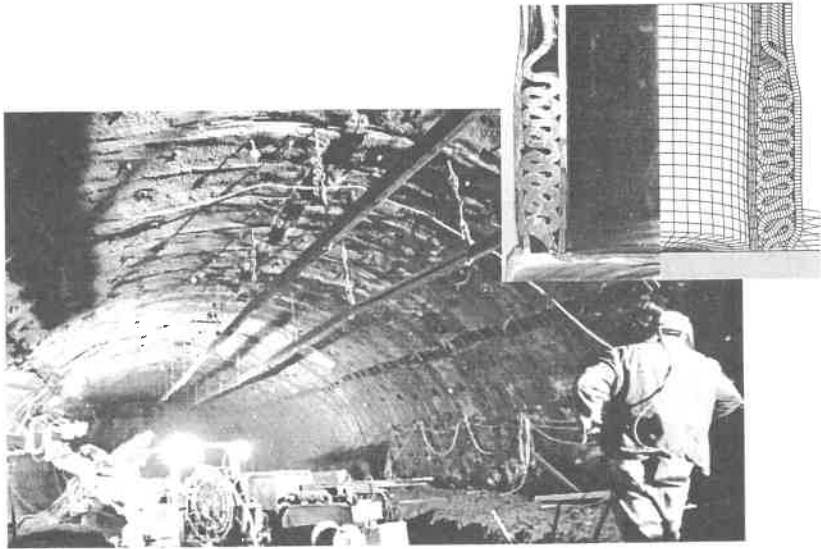


Abb. 5: Aufweitung des Pilotstollens des Semmering Basistunnels mit Einsatz von Stauchelementen in der Spritzbetonauskleidung; rechts oben Detail des verbesserten Stauchelementes (LSC) für den Einsatz in druckhaftem Gebirge im Laborversuch und numerischer Simulation.

Das modular aufgebaute System der Stauchelemente erlaubt eine rasche Anpassung an unterschiedliche Gebirgsqualitäten, Auskleidungsstärken und Auskleidungsqualitäten. Mit leichter Modifikation ist auch ein Einsatz mit Tübbingungen möglich.

Sellner [16] beschäftigt sich mit der Prognose des Verschiebungsverlaufes bei Tunneln. Damit soll in Zukunft nicht nur die Endkonvergenz frühzeitig ermittelt werden, sondern auch ein Abweichen vom "Normalverhalten" rasch erkannt werden. Wir versprechen uns von diesem Werkzeug (Abbildung 6) eine wesentliche Erleichterung in der Bewertung der Ergebnisse von Verschiebungsmessungen vor Ort.

5. Quellenverzeichnis

- [1] Rabcewicz, L.v., 1961; Spritzbeton und Ankerung als Hilfsmittel zum Vortrieb und als endgültiger Tunnelausbau, Berg- und Hüttenmännische Monatshefte; Jahrgang 106, Heft 5/6, Springer Verlag Wien
- [2] Rabcewicz, L.v., 1944; Gebirgsdruck und Tunnelbau; Springer Verlag Wien
- [3] Rabcewicz, L.v., 1948; Verfahren zum Ausbau von unterirdischen Hohl-räumen, insbesondere von Tunneln, Patentschrift Nr. 165573, Österreichisches Patentamt
- [4] Rabcewicz, L.v., 1950; Die Hilfgewölbebauweise, Dissertation Technische Hochschule Graz
- [5] Rabcewicz, L.v., 1963; Bemessung von Hohlraumbauten; Die "Neue österreichische Bauweise" und ihr Einfluss auf Gebirgsdruckwirkungen und Dimensionierung; Felsmechanik und Ingenieurgeologie Vol. I/3-4, Springer Verlag Wien
- [6] Rabcewicz, L.v., 1962, Geologie und Bauwesen, Jahrgang 27, Heft 3-4, 153-167; Springer Verlag Wien
- [7] Rabcewicz, L.v., Sattler, K. 1965: Die Österreichische Tunnelbauweise; I. Entstehung, Ausführungen und Erfahrungen, II. Statische Wirkungsweise und Bemessung; Der Bauingenieur, 40.Jg., Heft 8, S 289-301
- [8] Rabcewicz, L.v., Golser, J. 1972: Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau II, Der Bauingenieur, 47. Jg. Heft 8
- [9] Rabcewicz, L.v., Hackl, E., 1975: Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau III, Der Bauingenieur, Jg. 50, 369-379, Springer Verlag
- [10] Kuhnhenh, K. 1995: Die Neue Österreichische Tunnelbauweise, Tunnel 5/95, 20-29
- [11] Gaich, A. Fasching, A., Gruber, M: 1999: Stereoscopic imaging and geological evaluation for geotechnical modelling at the tunnel site; FELSBAU 17, Nr.1, 15-21
- [12] Liu, Q., et al. 1999: Applicatiuon of data base system during tunnelling, FELSBAU 17, Nr. 147-50
- [13] Blümel, M. 1996: Untersuchungen zum Tragverhalten vollvermörtelter Felsbolzen im druckhaften Gebirge, Dissertation TU Graz
- [14] Steindorfer, A. 1997: Short term prediction of rock mass behaviour in tunnelling by advanced analysis of displacement monitoring data, Schriftenreihe der Gruppe Geotechnik Graz, Heft 1

- [15] Moritz, B., 1999: Ductile support system for tunnels in squeezing rock, Dissertation TU Graz
- [16] Schubert, W., Moritz, B., Sellner, P., Blümel, M. (1999): Tunnelling in squeezing ground-recent improvements, FELSBAU 17, Nr. 1.; 56-58
- [17] Beer, G., Plank, J. (1999): Joint research initiative on numerical simulation in tunnelling, FELSBAU 17, Nr. 1, 7-9

Bodenverbesserung und pfahlähnliche Gründungselemente

Heinz J. Priebe

Keller Grundbau GmbH, 63067 Offenbach

1. Einführung

Das Thema umfasst den gesamten Anwendungsbereich der sogenannten Tiefenrüttler, wie sie von der Firma Keller entwickelt wurden. Diese Geräte sind inzwischen so weit bekannt, dass an dieser Stelle auf eine eingehende Beschreibung verzichtet werden kann.

Auch die Verfahrensweisen im Hinblick auf die Bodenverbesserung und die Herstellung pfahlähnlicher Gründungselemente werden in der Fachliteratur im allgemeinen so umfassend beschrieben, dass es hier genügen muss, nur auf die wirklich kennzeichnenden Merkmale einzugehen.

Die Bodenverbesserung mit Tiefenrüttler ist grundsätzlich noch in zwei Gebiete zu unterteilen, und somit ergeben sich für die Tiefenverdichtungsverfahren, wie das Thema auch hätte lauten können, drei Hauptgruppen:

- Rütteldruckverdichtung
- Rüttelstopfverdichtung
- pfahlähnliche Gründungselemente

Die Tiefenrüttler wurden im Lauf der Zeit diesen drei Anwendungsgebieten angepasst, um optimale Ergebnisse zu erzielen; aber prinzipiell sind die Unterschiede nicht so groß, dass nicht mit ein und demselben Gerät alle drei Varianten ausgeführt werden könnten. Ähnlich ist es mit den Verfahrensweisen bei den drei Anwendungsgebieten.

Die Ähnlichkeit der Geräte und Verfahrensweisen darf jedoch nicht darüber hinwegtäuschen, dass nicht nur zwischen der Bodenverbesserung und den pfahlähnlichen Gründungselementen, sondern auch zwischen den beiden Bodenverbesserungsarten gravierende Unterschiede bestehen. Die Unterschiede sind prinzipieller Natur. Sie betreffen das Tragverhalten und bestimmen den Entwurf, die Bemessung und die Kontrolle. In der Fachliteratur werden diese Unterschiede oftmals zu wenig herausgestellt oder überlesen.

2. Rütteldruckverdichtung (RDV)

Unter Rütteldruckverdichtung ist die Eigenverdichtung gemeint, die in nichtbindigen rolligen Böden mit Tiefenrüttlern erreicht werden kann. Es ist dies die eindeutigste Form der Bodenverbesserung und die Entwicklung der Tiefenrüttler war zunächst nur darauf ausgerichtet.

Die Anwendung der Rütteldruckverdichtung ist ausschließlich auf verdichtungsfähiges Material beschränkt, also auf natürliche rollige Lockergesteine oder auf künstliche Anschüttungen aus entsprechend geeignetem Material. Als kleine Modifikation kann die Zugabe von größerem Fremdmaterial angesehen werden, solange dieses bei abnehmender Verdichtbarkeit des zu behandelnden Bodens nur dazu dient, den Kontakt zum Rüttler zu verbessern.

Im wesentlichen sind es drei untereinander verbundene Ziele, die mit Rütteldruckverdichtung angestrebt werden, wobei je nach Aufgabenstellung das eine oder andere Priorität hat:

- Erhöhung der Tragfähigkeit (Vergrößerung des Reibungswinkels)
- Verminderung von Setzungen (Vergrößerung der Steifezahl)
- Verringerung der Durchlässigkeit (Verkleinerung des Porenvolumens)

Was den Entwurf, die Bemessung und die Kontrolle der Rütteldruckverdichtung betrifft, gelten die folgenden miteinander in Verbindung stehenden Kernsätze:

- Die erreichbare Verdichtung ist abhängig vom Boden, vom Gerät und von der Verfahrensweise.
- Der Auftragnehmer kann sie wegen der Unsicherheiten im Boden nur schwer, der Auftraggeber ohne Kenntnis des Gerätes und der Verfahrensweise überhaupt nicht vorhersagen.
- Die erreichte Verdichtung ist mit Sondierungen verhältnismäßig leicht nachzuweisen.

Aus den vorstehenden Gründen empfiehlt es sich zumindest bei großen Bauvorhaben, vorher Verdichtungsversuche auszuführen.

3. Rüttelstopfverdichtung (RSV)

Die Erkenntnis, mit dem Rüttler verhältnismäßig einfach und schnell Löcher in Lockergestein herstellen zu können, führte zur Entwicklung der Rüttelstopfverdichtung, bei der in bindigen, nicht verdichtungsfähigen Böden sogenannte Stopfsäulen aus verdichtetem grobkörnigen Zugabematerial aufgebaut werden. In ihrer reinsten Form - und das wird oftmals übersehen oder übergangen - wird der behandelte Boden in seinen eigenen Eigenschaften nicht verändert. Verdichtet sich

bei der Herstellung der Stopfsäulen auch der umgebende Boden, handelt es sich um ein Mischsystem, auf das später eingegangen wird, um jetzt wichtige Merkmale nicht zu verwischen.

Obwohl sich die Wirkungsweisen von Rüttelstopfverdichtung und Rütteldruckverdichtung grundlegend unterscheiden, sind die Ziele nur in einem Punkt unterschiedlich:

- Erhöhung der Tragfähigkeit (Vergrößerung des Reibungswinkels)
- Verminderung von Setzungen (Vergrößerung der Steifezahl)
- Beschleunigung der Konsolidation (Dränwirkung der Stopfsäulen)

Die Rüttelstopfverdichtung ist in ihrer Wirkungsweise sehr viel komplexer als die Rütteldruckverdichtung. Ausgehend von der Vorstellung, dass der behandelte Boden nicht in sich verbessert wird, hat es sich als praktisch erwiesen, hier den Begriff der „relativen“ Verbesserung einzuführen. Gemeint ist damit der Grad um den das Tragverhalten des Bodens allein durch die Existenz der eingebrachten Stopfsäulen verbessert wird.

Der Unterschied der Rüttelstopfverdichtung zur Rütteldruckverdichtung wird an den folgenden Kernsätzen deutlich, die den vorherigen fast diametral gegenüberstehen:

- Die relative Verbesserung ist weitgehend unabhängig vom Boden, vom Gerät und von der Verfahrensweise. Sie hängt in erster Linie vom Einbaumaterial und von der Geometrie ab, also vom Raster und von der Einbaumenge. Da diese Parameter festliegen oder einigermaßen gut bestimmbar sind, lässt sie sich vorherberechnen.
- Die relative Verbesserung lässt sich mit einfachen Mitteln, wie Sondierungen, nicht nachweisen. Erforderlich sind aufwendige Großbelastungsversuche oder besser noch Messungen am fertigen Bauwerk.

Rüttelstopfverdichtung kann mit dem gleichen Gerät ausgeführt werden, das auch bei der Rütteldruckverdichtung eingesetzt wird. Eine erhebliche Verbesserung - im Hinblick entweder auf den zuverlässigen Säulenaufbau, oder auf die Vermeidung des sonst meistens erforderlichen Spülwassers - stellt aber ein Gerät dar, bei dem das Zugabematerial durch eine Rohrleitung abgeschirmt bis zu der im Boden steckenden Rüttlerspitze geführt wird. Es ist dies der sogenannte Schleusenrüttler.

4. Pfahlähnliche Gründungselemente

Bei diesen Gründungselementen handelt es sich im Prinzip um Pfähle; denn kennzeichnend ist eine „innere“ Festigkeit, die ausreicht, allein die jeweilige Beanspruchung aufzunehmen. Der behandelte Boden spielt bei der Lastabtragung nur

noch eine eher untergeordnete Rolle.

Der entscheidende Schritt für die Einführung der pfahlähnlichen Gründungselemente war die Entwicklung des Schleusenrüttlers. Da im übrigen die Verfahrensweisen einfach sind, konnten sich sehr schnell drei Systeme im Grundbau etablieren:

4.1. Vermörtelte Stopfsäulen (VSS)

Diese erste Art der Gründungselemente ergibt sich, wenn bei der Rüttelstopfverdichtung über eine separate Rohrleitung Zementsuspensionen als Bindemittel zugegeben wird.

4.2. Fertigmörtelstopfsäulen (FSS)

Im Verfahren der Rüttelstopfverdichtung kann aber auch statt des üblichen Einbaumaterials, also statt Kies oder Schotter, ein vorgemischter verhältnismäßig trockener und magerer Beton eingebaut werden, der mit weiterer Wasseraufnahme im Boden abbindet.

4.3. Betonrüttelsäulen (BRS)

Bei der dritten häufig ausgeführten Art erfolgt die Materialzugabe nicht über die Druckluftschleuse, die dem Gerät den Namen gab, sondern es wird pumpfähiger Beton direkt von einer Betonpumpe durch die Materialleitung bis zur Rüttlerspitze geführt. Bei diesen Elementen kann noch in einem zweiten Schritt in den frischen Beton Bewehrung eingebracht werden.

5. Neuartigere Tiefenverdichtungsverfahren

Inzwischen sind weitere Tiefenverdichtungsverfahren in der Erprobung, die noch nicht so recht der Bodenverbesserung einerseits oder der Herstellung pfahlähnlicher Elemente andererseits zugeordnet werden können.

5.1. Geotextilmantelte Stopfsäulen

Bei den ersten Erfahrungen, die hier gesammelt wurden, stand das Konzept der Bodenverbesserung durch Rüttelstopfverdichtung im Vordergrund, also eher eine nachgiebige Umhüllung der Stopfsäulen.

5.2. Kalkstabilisierte Stopfsäulen

Im Vordergrund steht auch hier noch der Aspekt der Bodenverbesserung. Durch bei der Rüttelstopfverdichtung zugegebenen trockenen Kalk wird dem bindigen Boden Wasser entzogen und damit eine vorzeitige Konsolidation erreicht. Zugleich führt der Kalk als Bindemittel zu einer Verfestigung der Stopfsäulen; aber für eine Betrachtung als pfahlähnliches Gründungselement sind vorerst die Unsicherheiten noch zu groß.

5.3. Pulvereintrag

Hierbei handelt es sich um ein vielversprechendes System, bei dem ausschließlich hydraulisches Pulver, z. B. Flugasche, eingebaut wird. Auch hier findet in bindigen Böden eine Bodenverbesserung durch Wasserentzug statt. Das Abbinden des Materials erfolgt nach den bisherigen Erfahrungen so vollständig, dass die Betrachtung als pfahlähnliches Element in den Vordergrund rückt.

6. Mischsysteme

Da bei allen Tiefenverdichtungsverfahren im Prinzip das gleiche Gerät verwendet wird und sich auch die Verfahrensweisen wenig unterscheiden, ist eine Kombination möglich, was die Anwendung so flexibel macht wie bei keinen anderen Gründungsverfahren.

6.1. Rüttelstopfverdichtung - Rütteldruckverdichtung

Bei der Rüttelstopfverdichtung ergibt sich eine Vermischung mit der Rütteldruckverdichtung häufig ganz von selbst dadurch, dass bei der Herstellung der Stopfsäulen der umgebende Boden mitverdichtet wird. In vielen Fällen wird die Rüttelstopfverdichtung leider insofern immer noch völlig falsch interpretiert und bewertet, als man diesen Effekt von vornherein von ihr erwartet. Mögen sich deshalb folgende Kernsätze einprägen:

- Bei der Rüttelstopfverdichtung kommt es häufig auch zu einer Eigenverdichtung des behandelten Bodens, die aber einer Rütteldruckverdichtung zuzuordnen ist. Bei einer Gesamtbewertung ist die Verbesserung durch Eigenverdichtung immer zuerst zu berücksichtigen. In einem zweiten Schritt ist die relative Verbesserung durch die Stopfverdichtung auf den eigenverdichteten Boden zu beziehen und diese zweite Verbesserung der ersten zuzuschlagen.

Generell lässt sich sagen, dass bei der Rüttelstopfverdichtung fast immer auch Rütteldruckwirkung angestrebt wird, und sei es nur als stille Reserve.

6.2. Pfahlähnliche Gründungselemente - Rütteldruckverdichtung

Genau wie bei der Rüttelstopfverdichtung kommt es auch bei allen pfahlähnlichen Gründungselementen häufig zu einer Vermischung mit der Rütteldruckverdichtung. Diese wird besonders intensiv in der Aufstandsschicht angestrebt, wenn es sich dort um verdichtungsfähiges Material handelt. Auf eine so tiefe Einbindung, wie sie für Pfähle zwingend vorgeschrieben ist, kann dann oft verzichtet werden.

Ein wesentlicher Grund, nicht die Bezeichnung „Pfähle“ zu verwenden, liegt eben darin, dass die pfahlähnlichen Gründungselemente nicht den Pfahlnormen unterliegen, sondern ihre Anwendung in Zulassungen geregelt ist.

6.3. Pfahlähnliche Gründungselemente - Rüttelstopfverdichtung

Für diese Kombination kommen von den Gründungselementen am ehesten die vermörtelten Stopfsäulen (VSS) und die Fertigmörtelstopfsäulen (FSS) infrage, sind diese doch unmittelbar aus der Rüttelstopfverdichtung hervorgegangen. Bei den Kombinationen wird dann auch von teilvermörtelten Stopfsäulen gesprochen.

Von der Rüttelstopfverdichtung her wird diese Kombination immer dann gewählt, wenn bei wechselnder Schichtung Bodenschichten - wie z. B. Torf - zwischen gelagert sind, in denen die Verbesserung durch Stopfverdichtung nicht genügt und die deshalb überbrückt werden müssen.

Von den pfahlähnlichen Gründungselementen her wird die Kombination dann gewählt, wenn die Gründung eine gewisse Flexibilität behalten soll. Dieser Anwendungsfall tritt z. B. bei der Ertüchtigung von Bahndämmen auf.

7. Zusammenfassung

Ausgehend von dem ursprünglichen Anliegen, lockere rollige Böden zu verdichten, haben sich die Tiefenverdichtungsverfahren einen Anwendungsbereich erobert, der nahezu sämtliche Lockergesteine umfast, also von rolligen über bindige bis zu organischen Böden reicht.

Bei den drei wesentlichen Verfahrensgruppen Rütteldruckverdichtung, Rüttelstopfverdichtung und pfahlähnliche Gründungselemente ist das eingesetzte Gerät, der Tiefenrüttler, von einigen spezifischen Anpassungen abgesehen, im Prinzip gleich. Auch die Verfahrensweisen bei der Herstellung ähneln sich. Das darf aber nicht darüber hinwegtäuschen, dass zwischen diesen drei Arten der Tiefenverdichtung gravierende Unterschiede bestehen. Sie betreffen das Tragverhalten und bestimmen den Entwurf, die Bemessung und die Kontrolle.

Bei aller Gegensätzlichkeit in der Bewertung lassen sich die Verfahren der Tiefenverdichtung oftmals in fast idealer Weise kombinieren. Die Tiefenverdichtungsverfahren haben damit eine Flexibilität wie sonst keine anderen Gründungsverfahren.

Pile Foundation Failure, Expensive but Instructive

Prof. ir A. F. van Weele,
IFCO Foundation Expertise BV

Synopsis

Almost 50 years ago a very large foundation in the Western part of The Netherlands with driven cast in situ piles failed in first instance due to excessive negative friction, while construction on top of the piles was only commencing. About 1400 driven, cast in situ piles were test-loaded to 140 tonnes and many were extracted for quality inspection. The findings revealed that the system of installation incorporated several risky procedures, often leading to imperfections. Three different research programs were initiated to investigate the factors affecting pile quality. These resulted in firm instructions how the installation procedure had to be adapted. Following these instructions the piling system came out stronger than ever before and hundreds of thousands of piles have been successfully installed since.

1. Introduction

Between 1955 and 1958 a thermal power plant was being constructed in the Rotterdam harbour. The site had been prepared by placing a hydraulic fill of approx. 5 meters thickness on the original low lying "polder land". The subsoil contained 16 m thick compressible soft peat- and clay-deposits, making the fill to settle around 2 m (fig. 1). This settlement induced almost instantaneous large negative friction along the cast in situ piles. Calculations for a single isolated pile arrived at 50 - 100 tonnes pile load in the interface between soft upper strata and bearing sandlayer at approx. 21 m below working surface.

The very first pile driven at the site and to be used as a so called "fixed point" for the setting out, showed soon after installation unacceptably large settlements, which increased with time. The pile did not carry any load on top but showed nevertheless failure. Shortly thereafter, a framework consisting of reinforced concrete beams, started to crack and levelling showed considerable movements, also increasing with time (fig. 2).

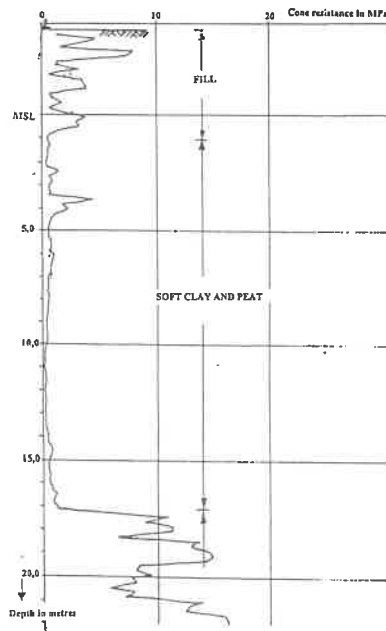


Fig. 1: CPT, representative for the soil conditions at the site of the power plant in Rotterdam



Fig. 2: Damaged r.c.-foundation beam, shortly after completion, due to excessive pile settlement

The first steps taken consisted of exposing the upper 2 - 4 m of the piles. This kind of work was very difficult, as the fill had been placed hydraulically. The material of the fill was extremely fine silty sand, which was saturated and difficult to dewater. The shear strength of this material was very low, so that an excavation required sheet piling. This action did reveal that the piles had usually a much larger diameter than corresponding with the diameter of the steel driving tube. The exposure did not reveal the cause of pile failure. The next step was to test load several piles. The result was that some of the piles failed under a load that was much lower than anticipated on the basis of the result of cone penetration tests. Next a number of additional CPT's were performed to check the strength of the bearing layer, close to the test piles. The results showed, that the piles did not behave in accordance with the soil strength, so that the integrity of the pile shafts became suspect. In those days sonic pile integrity testing did not yet exist.

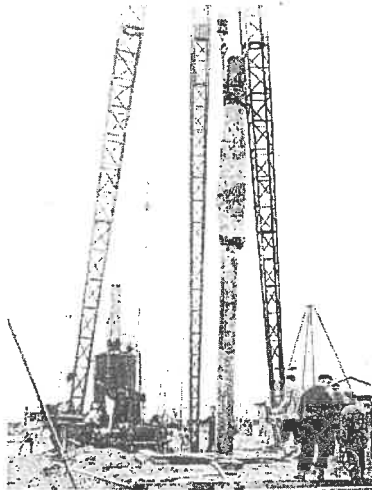


Fig. 3: first pile driven, extracted for inspection. Lowest part not yet visible.

The next action was to extract piles so that their full length could be inspected. This was achieved by jetting a large diameter steel casing around the pile to be extracted and to jet away the soil between the casing and the pile just until the pile started to sink by its own weight (fig. 3).

This was the moment the pile was lifted out of the casing. The results were dramatic. Most of the piles had different kinds of defects, mainly in their lower few meters. Some were small, others were very serious (fig. 4). From that moment all piles installed became suspect and the question to be answered was to reject the entire pile foundation or to testload all piles and to replace the piles with inadequate capacity. Time was pressing, because the date on which the power station had to be put in operation was a given fact. Positive for a diligent approach was the fact, that all civil works, inclusive pile foundations, were in hands of the same contractor.

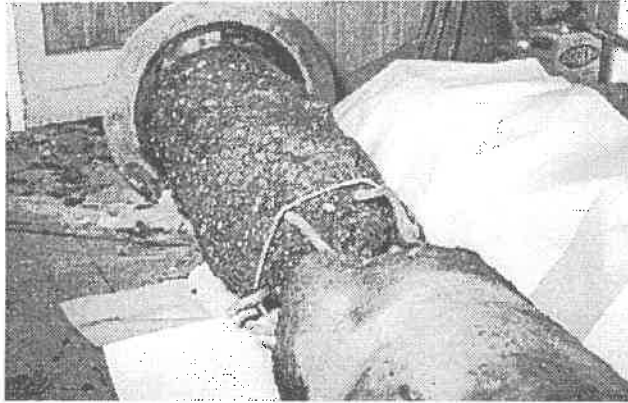


Fig. 4: Lower part of pile from fig. 3. Note gravelly concrete in combination with too slender pile section. Upper part arches on mounting ring (not visible). Section of pile, that failed, is shown. Pile has been cleaned and loose parts were removed.

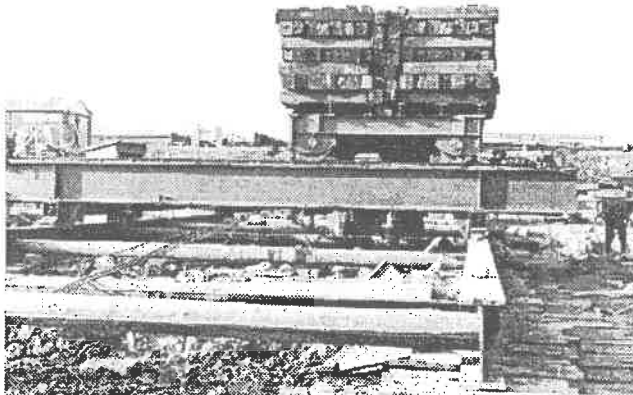


Fig. 5: Mobile load testing facility. With several of these facilities 1400 piles have been loaded up to 1400 kN each.

It was decided to test load all piles, installed and this resulted in loading 1400 piles in steps to a maximum load of 140 tonnes, while measuring the settlement of the piletop (fig. 5).

The load/settlement behaviour was valued and the piles were classified in 4 categories:

1. Good piles, permanent settlement of pile top less than 5 mm under 140 tonnes. These piles were given a mark "10" .
2. Acceptable piles, permanent settlement pile top between 5 and 10 mm. Mark "7".
3. Piles settling more than 10 mm permanently under 140 tonnes. By cycling the load of 140 tonnes the piles either failed (category D) or could be saved and upgraded to category B. These piles got a mark "4".
4. Faulty piles, to be replaced. Piles not reaching 140 tonnes load, due to prior excessive settlements. Mark "1".

By using the pile marks and making use of the very large number of piles, it was possible to investigate all kinds of different influences on pile quality and to express these also in an own mark. This work was performed afterwards in an effort to trace the causes of the pile anomalies. This exercise resulted in interesting conclusions, which will be reported on.

After the foundation works had been remedied and the superstructure was under construction, 3 different investigations were performed, in order to deepen insight in the causes of the pile defects. The first investigation was done by bringing one of the rigs used on site with their own crew to a carefully selected test-area with comparable soil conditions. Twenty-six piles, with the same dimensions as those for the power station, were installed under very close supervision, while exaggerating different factors, possibly influencing pile quality .

All these piles were extracted and carefully examined.

The second investigation started with placing a Vibro-rig on a pedestal, so that a 2,5 m long steel tube could be loosely placed below the driving tube, and removed after casting the concrete. In this way many different concrete mixes were tried out in combination with the given reinforcement design used at the power plant site. Next, different designs of reinforcement cages were tried out with the standard concrete mix, used at the power station. Included were also piles without any reinforcement and piles with a short cage, in the upper part only. The moulds were put aside and the concrete in it was allowed to harden. Finally all moulds were opened and the pile quality inside was carefully inspected. This investigation was very instructive to show what type of reinforcement was best and how severe segregation was and which factors influenced segregation.

The third investigation was a more basic one. During the installation of the same type cast in place piles of 24 m length fluid pressure in the concrete, shortly above the

pilefoot was monitored simultaneous with the tensile forces in the steel wire, with which the reinforcement cage was suspended, during the complete pile installation cycle. Testpiles included piles with a full-length cage, a cage over the top 12 m only and piles without any reinforcement. Concrete consumption was also recorded. Several piles were test loaded and extracted for inspection.

All information collected resulted in a very strict company manual of how the piles shafts should be designed and the piles installed, in order to obtain a good quality product with a structural strength, that is well in excess of the ultimate strength, defined by the soil's bearing capacity.

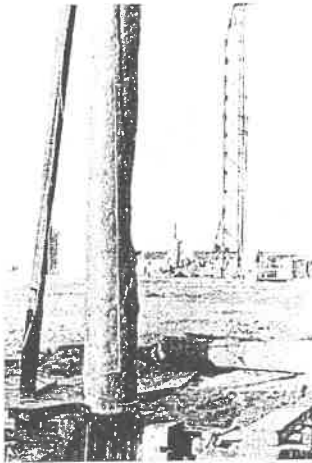


Fig. 6: Test pile Amsterdam extracted for inspection. Note the Vibro-rig in background and slender pile section at location of first batch, cast through the reinforcement cage.

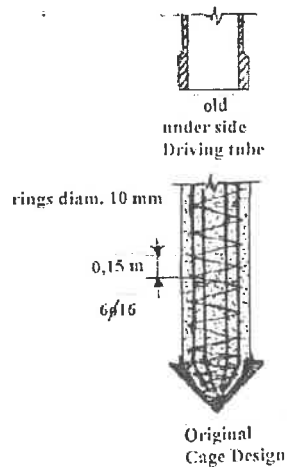


Fig. 7: Shape of tamping ring and original design of reinforcement cage.

2. The foundation piles and their design

The piles were Vibro-piles. The rig is presented in fig. 6. Vibro-piles are uncased, cast in situ, displacement type of piles. At the site they were installed by means of a 16 x 3/4" steel driving tube, which was closed at its bottom by means of a conical shaped loose, cast steel shoe. The lower end of the steel tube was strengthened by means of a steel outer ring welded onto the tube. This ring was 150 - 200 mm high

and 0,5" thick, giving the lower tamping rim a total thickness of 30 mm (fig. 7). Jute packing between the tamping ring and the cast steel shoe improved water-tightness of the temporary joint.

Driving was done by means of a stream driven, single-acting hammer. When the required penetration had been achieved, possible water or soilingress into the tube's inside was checked by dropping a stone in the tube. This was done by a crewmember standing on top of the tube, usually several meters above groundlevel.

He listened to the sound of impact and signalled to the foreman and the superintendent whether the pile had to be accepted or rejected.

If rejected, the tube was extracted, equipped with a new shoe and redriven at the same spot.

If accepted, the reinforcement cage was lowered and placed onto the pile shoe. That this was really the case was shown by slack in the suspension cable with which the cage was lifted and lowered. The cage-design resembled the reinforcement used in precast piles, which piles had entered the market earlier and had been generally accepted (fig. 7). The cagedesign consisted of 5 - 6 main bars and a spiral binding with a pitch of 150 mm, decreasing gradually to 30 - 50 mm near the foot. The lower 20 cm of the main bars was bended inwards, similar to that in a sharpened foot of a precast pile. The connecting points between main bars and spiral binding were bound with steel wire. Two adjacent main bars were connected at their very top by means of a loop, so that a hoisting eye was obtained. The cages had the same length as the piles plus 0,50 m for bond with the superstructure. The hoisting cable was disconnected from the hoisting loop after the tube had been extracted and the pile had been installed.

Each piling rig had its own concrete mixer with a drum of 500 litres. Batches were made of two 50 kg sacks of blast furnace cement, 2 wheelbarrows sand (140 litres), 3 wheelbarrows of rounded gravel (210 liters) and water. No additives were used. The slump was around 80 mm, but varied. The mixer was moved along with the rig and the maximum distance between both was kept as short as possible with a maximum of 40/50 metres. The concrete transport was done by means of a concrete skip on 4 steel wheels, being hand-pushed over a narrow rail track. Near the rig this skip was hoisted and the discharge opening of it was placed straight over the driving tube's top. The hammer and driving cap had been lifted to make this possible. Next, the door in the skip was opened manually and the concrete poured over the full length of the driving tube through the cage. This procedure was maintained until the driving tube was almost entirely filled. Then the hammer with driving cap was lowered onto the steel tube and two pulling links were attached between the top of the driving tube and 2 shoulders onto the hammer, so that the steam hammer was able to exert upward tamping blows to the steel tube via these links. After a certain number of

initial blows, a heavy winch started to pull the tube slowly upwards, while tamping with a rate of 80 -100 blows/minute. The rate of extraction was slow in the beginning and increased to a maximum of 2 cm/tamping blow in the end. During extraction, the concrete flowed down the tube and filled the hole left by the steel tube. As the lateral support of the soft upper strata was low, the consumption of concrete was usually 30 -50% more than the theoretical volume.

A standard rule, during the formation of the pile shaft, was that the concrete level inside the driving tube was not allowed to sink below ground surface level. As soon as that level was reached, tube extraction was interrupted and additional concrete was poured. This was done while the hammer and the driving cap were left in place, so that the top of the tube was not accessible. For this reason the driving tube was equipped in front with a spout, directly below its top. The crew got acquainted to each particular site and after the installation of a few piles they knew quite good how much concrete was needed to obtain a pile, in which the very top of the green concrete equalled ground surface. Usually the extraction had to be interrupted twice, in order to cast the required quantity of concrete. By varying the rate of pulling (of the steel driving tube), the concrete consumption per meter of pile was "fine tuned" by the operator. Pulling faster saved concrete and pulling slower increased concrete consumption.

Due to the very poor quality of the fresh fill, the bearing capacity of its surface was extremely low. The rigs were moving across the site by means of 2 roller tubes over a temporary floor, made of heavy timber beams (12 m long and 1' x 1' in cross-section) laid parallel to each other at distances of approx. 2'. The weight of the machine was predominantly resting on its front roller, while the reaction force during tube extraction was fully exerted on that same roller. This made the machine often gradually leaning increasingly forward during pile installation, so that the driving tube was subjected to bending and the movement of the tube's lower end was not always following a vertical straight line. This was all a consequence of the pressure of time. The power plant had to be built within a very short period of time. That also led to the decision to work around the clock for 5 days and nights in the main area with 2 rigs. Piling and concreting required 2 crews per machine, working day-shifts one week and night-shift the next week.

The described foundations were made between 1956 and 1958. The Vibro system had been introduced in The Netherlands just a few weeks prior to the outbreak of World war II in August 1939. During the war, almost no piling was performed at all. Prior to 1956 several thousands of Vibro-piles had been installed, especially in and around the city of Rotterdam and no serious complaints were ever received by the contractor.

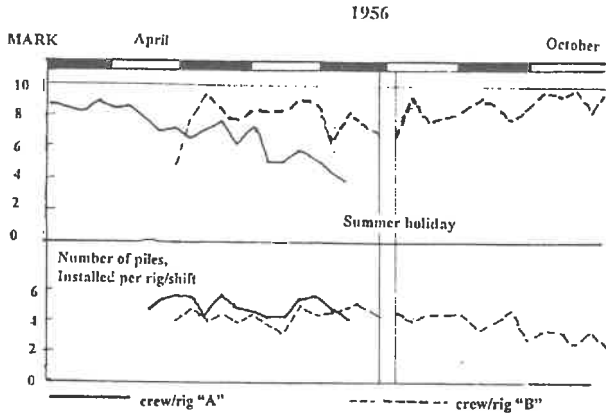


Fig. 8: Average quality mark for all piles installed, versus average daily production, both per week and for each of the 2 rigs.

3. Results of the 1400 static load test to 140 tonnes

During pile installation all relevant information per pile was assembled, as per the standard procedure. Blow counts were made, concrete consumption per pile was known, production information and driving sequence were available, the names of the piling foreman, the winch operator and the concreting foreman were known, while special incidents had been noted, such as machine breakdowns, re-driving of piles, bleeding of fresh concrete upon completion, sinking of concrete level after pile completion, weather conditions, etc.

The load/settlement behaviour during the load tests resulted in a mark for the pile behaviour, 1, 4, 7 or 10. After having "marked" 1400 piles, all kinds of possible influencing factors could be marked as well. The first thing done was to give a mark for every week's production for each of the crews and to compare that with the average production (fig.8).

Next it was done for the entire production of each of the crews for their day- and their night-production and separated for the boiler house foundations and that for the machine - rooms (fig 9).

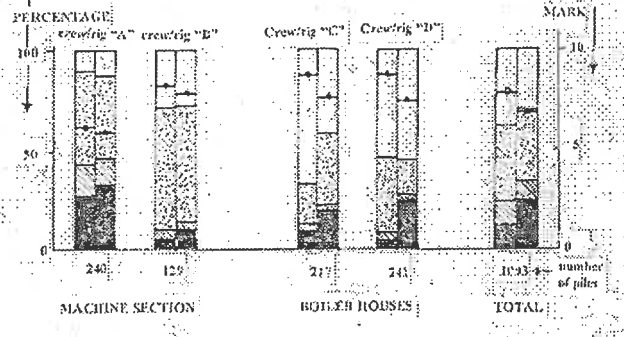


Fig. 9: Marks for average pile quality for crews, divided over day and night shifts. Left = day and right = night. Black = "1", white = mark "10". Other shades are marks "4" and "7".

It was done as a function of the driving resistance, expressed in blows for the last 0,25 m penetration (fig. 10). It was also done as a function of concrete consumption (fig. 11) and many other factors, possibly influencing pile quality.

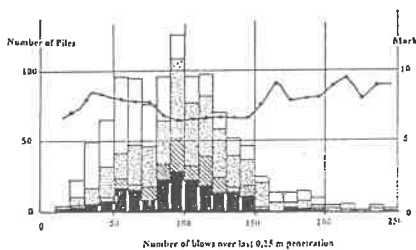


Fig. 10: Driving resistance over final 0,25 m versus average mark of all piles per group.

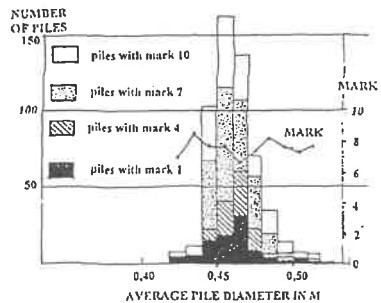


Fig. 11: Average pile diameter (derived from concrete consumption per pile) versus quality mark.

The results of this elaborate exercise were mainly;

1. The crew was of influence on pile quality. See Fig. 9. Compare F-6 with G-8, working on the same rig. Crews did not change much, so that the influence of each of the members could not be eliminated.
2. Piles made during the night had consistently a slightly worse quality compared to those made during day-time (fig. 9).
3. Production had little influence on pile quality but pile quality increased markedly from the moment the problems were arising. See Fig. 8.
4. Driving resistance over the final 0,25 m penetration did not influence pile quality (fig. 11).
5. Concrete consumption per pile had no influence, and more concrete was not resulting in a better pile quality (fig. 11).
6. Bleeding of concrete after installation had no influence on pile quality.
7. The very first pile per crew on Monday night was by far the worst. These piles had a very large chance to be faulty. This same result was obtained on another Vibro-piling project where piles were test-loaded during the same period (fig. 12).
8. Piles standing alone, or piles belonging to a group were of identical quality.

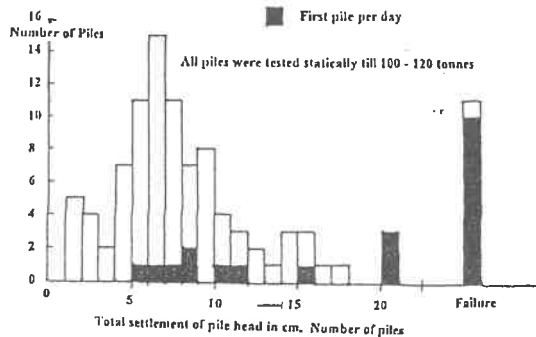


Fig. 12: Comparison of settlement behaviour of Vibro-piles, obtained with a number of load tests for the first piles after a long interruption, versus that of immediate subsequent piles.

Apart from these observations, also the extraction of several suspected piles learned a lot:

9. The reinforcement cages were mostly deformed and the concrete cover was for almost all piles incidentally inadequate. In several extracted piles the cage showed buckling prior to concrete hardening (fig. 13).

10. At least one of the piles had 0,50 m clay between the concrete shaft and the steel pile shoe, making clear that tube inspection after driving had been inadequate.
11. Both concrete and shaft diameter were systematically inadequate over the lower 2 metres.

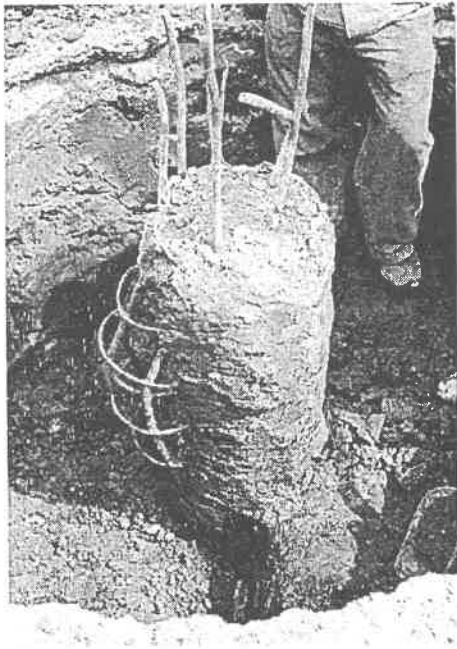


Fig. 13: Cage has buckled and soft soil did not supply lateral support. Cage was standing on pile shoe and subjected to compressive loading during tube extraction.

It was thus concluded, that the quality problems had nothing to do with lack of bearing capacity of the subsoil or poor soil conditions, but only with structural integrity of the pile shaft. Apparently some fundamental mistakes were made during pile formation and these mistakes should be determined. The main clue was the observation mentioned under 7. All first piles, made early morning on Monday, were different from all following piles because of:

1. The drum of the mixer was dry and clean after 2 days rest. The inner surface of this drum had to be coated with mortar from the first batch. All coarse aggregate was leaving the drum into the skip, but not all mortar did so.
2. The skip used to transport the concrete from the mixer to the rig was also dry and

clean and its inside was also coated with mortar from that mix. So, the mix became again more gravelly and less fluid/flexible.

3. The inside of the driving tube was dry and clean and was coated for a greater part by the first mix, making the resulting residue even more gravelly and less fluid.
4. The reinforcement cage was finally also coated. All gravel pieces bounced during casting onto the spiral binding, while loosing its mortar upon the impact. The coarse aggregate was first to arrive at the tube's bottom, while the remaining mortar followed with delay, raining and dripping more slowly.

For all other piles, following the first one each week, the items mentioned under 1/3 were not applicable, so that only 4 remained. So it was concluded, that segregation of the very first batch of the week was apt to give a lowest pileshaft of inadequate quality, which failed under the load by negative friction of maximum 100 tonnes. The extraction of failed piles confirmed that this part of the pileshaft was far too meagre and consisted of very gravelly concrete, with a far too low compressive strength. The lack of fluidity of the lowest concrete in the pile resulted in a pileshaft-diameter that was much too slender, so that a good and adequate contact with the cast steel pile shoe was often lacking (fig. 4).

It had been occasionally observed that, in the very beginning of tube extraction, the concrete together with the reinforcement cage was pulled up. As soon as this phenomenon was observed, the tube was redriven to its original depth and extraction was retried. Such piles had a much larger change for a low mark than other piles. It was concluded that due to lack of fluidity of the first batch of concrete, this batch could get stuck in the tube (by arching). So, the concrete did not flow down and leave the tube. During extraction soil would thus come in, affecting the shaft's integrity. If arching was observed it always was just above one of the mounting rings inside the cage (fig. 14).



Fig. 14: Arching of green concrete on one of the inner mounting rings. Ring was mounted by welding.

4. Installation and extraction of comparable piles

On a site south of Rotterdam in a low lying area, which had not yet been filled with a sand layer, 26 special Vibro-piles were installed under very close supervision. All piles were to be extracted for inspection after adequate hardening of the concrete. The piles were installed by one of the machines used at the power plant site and operated by its own crew. All piles were made in pairs, each pair being influenced by a special topic, considered important for the pile's quality. The program was as follows:

- I. 2 piles. First batch of concrete 4 sacks of cement in stead of 2 sacks. 40 tamping blows before commencement of extraction. 25 blows before extraction is resumed after concrete re-filling, slump of concrete 8 cm, standard rate of tube-extraction.
- II. 2 piles. First batch 3 sacks of cement, all other aspects same as I.
- III. 2 piles. Same as II, but tube extraction as fast as would be feasible.
- IV. 2 piles. First 50 litres of cement mortar is poured into the tube, prior to filling with concrete. All other aspects as per I.
- V. 4 piles. As per II, but slump of concrete 18 cm.

- VI. 4 piles. As per II, but slump of concrete 5 cm.
- VII. 2 piles. As per II, but after driving water is poured into the tube enough, to get 25 cm filling.
- VIII. 2 piles. As per II, but without the 40 tamping blows prior to commencement of extraction.
- IX. 2 piles. First 1 batch of concrete, consisting of 4 sacks of cement, 2 wheelbarrows of sand and 1 wheelbarrow of gravel. Next the reinforcement cage is placed and concreting resumed with a first batch having 4 sacks of cement.
- X. 2 piles. As per I but the steel mounting rings of the cage placed outside the main bars in stead of inside.
- XI. 2 piles. As per I but concreting is to done to 1 m above ground surface by means of a temporary steel casing tube.

It is unfortunately not possible to present all findings in detail, but the main conclusions will be presented. The very first pile was installed under supervision of a great many VIP's. After completion of driving the crewmember on top of the driving tube threw the stone and put his thumb upward indicating that the pile's inside was clean. Next a 4' long, 2" diameter steel pipe was lowered in the same tube until it stood on the shoe. Next it was lifted several times over 2' and dropped. Finally the pipe was taken out of the driving tube and presented to the VIP's. Inside the pipe was clay and its lower 2' was wet showing that water and soil had entered the tube.

This finding caused a great shock. It made very clear, that the standard procedure may be good, but is absolutely unacceptable. It puts the responsibility for accepting/rejecting a pile in the hands of one of the crewmembers. By marking the steel wire, with which the inspection pipe is lowered, one can make sure that, when the pipe stands on the pile foot, the marks coincides with the top of the driving tube. By this way of inspection everybody present on site can check the pile quality and not just one crewmember:

- The mark must coincide with the top of the driving tube, when the pipe stands on the shoe
- The pipe must be dry before lowering and should still be dry after recovery .
- After at least 3 times lifting and dropping, the inside of the pipe should stay open and clean.

During the installation of all testpiles, everything was carefully checked and noted. So, the length of the reinforcement cage was known, the depth at which it was fixed in position was known and finally the level of the top of the cage after pile completion was checked. After a few piles it was discovered, that the top of the cage intended to sink substantially, although the foot of it was standing on the steel pile shoe. This

information made it clear that the cage did not remain straight and in the worst cases might even buckle. The piles made until that moment were discarded and the entire program was started anew. Now the cages were suspended by means of a steel wire running over the top of the rig's leader mast and entering the tube immediately below the driving cap through a wide slit. The procedure was as follows. The cage was placed on the shoe until the wire was slack, next the cage was lifted over 1 metre and the wire fixed in that position. The one metre was considered necessary because during extraction the downward friction of the concrete onto the cage is enormous and the wire ran 30 m up the leader and again 30 m down to its anchoring point. The elasticity of the wire was large. Moreover it was realised that an unreinforced shaft of less than 1,00 m length in the bearing sand layer does not do any harm to the structural strength of the pile, neither under compression nor under tension.

The following findings were achieved:

1. 25 cm of water on the pile foot prior to casting the concrete is unacceptable. The concrete in the pile foot is no concrete any more but loose gravel. It was concluded that 5 cm is the maximum allowable amount of water ingress.
2. Suspension of the cage is a necessity in order to keep it straight and obtain adequate concrete cover.
3. Pile integrity profits very much from having the lower 1,00 m (or more) without reinforcement. The lowest concrete is the most gravelly and, when the concrete is not contained within the cage, it will much easier flow sideways, in order to obtain a full pile diameter.
4. A 5 cm slump of the concrete is harmful where-as a 15 cm slump is less harmful. Piles made with dry concrete have an irregular shape with incidentally sharp and deep grooves, where concrete did move downward after having been deposited. In piles made with high slump concrete differences in diameter took place very gradually. Segregation was more severe for dry mixes than for wet mixes. Concrete consumption per pile was more for wet concrete than for dry mixes.
5. Reinforcement cages were occasionally subject to high forces during tube extraction sometimes leading to damage. Welding of the cages adds strength and is to be considered a necessity for long piles. The spiral binding results in torsion in the cage caused by the downward flow of the concrete.
6. Rate of extraction does not influence pile quality. 40 tamping blows before the commencement of tube extraction are important to liquefy the concrete and to let entrapped air escape.
7. Segregation depends on cage length and cage design. It is segregation that encourages plugging of the concrete during tube extraction. Flow of concrete takes almost entirely place inside the cage. Near the tube's bottom the concrete flows sideways to form the cover. This sideways movement is hindered by the

spiral binding, especially where concrete is too gravelly due to segregation.

8. More cement in the first concrete batch improves the fluidity of the mix and contributes to getting a full pile diameter, but it does not prevent segregation.
9. Placement of a batch mortar (concrete with less or even no gravel) is very effective to compensate segregation.
10. If segregation occurs, this is only the case for the first one, or maximum two, batches of concrete, cast after the long reinforcement has been placed.

It was very clear from the tests that the length and the design of the reinforcement cage are extremely important for pile integrity. Both influence concrete quality as well as concrete quantity per meter of pile and especially in the lowest metres. It was also found that the concrete flows like a thick fluid almost exclusively through the inside of the cage. A maximum inside diameter and a maximum of stream-lining of the cage are also essential for a good pile quality .

In the tests little attention was given to the concrete mix itself. Does the type of cement play a role, is rounded gravel better than broken granite, what are the best mix proportions, etc. Does the mix influence segregation? All these questions got attention in a second research program, carried out by the Patent holder of the Vibro-system at that time: the British Steel Piling Company Ltd. from the UK.

5. Test castings of concrete through a reinforcement cage

In the UK a Vibro-piling rig was placed on supports approx. 2,5 m above grade. The driving tube could be lowered into 2,5 m steel casings, in which the green concrete, dropping through the 20 m long driving tube, was caught. The full reinforcement was lowered with its lower part into the casing, which acted as the mould for the lower pile section. When the driving tube left the casing, the excess concrete was assembled and the steel reinforcement cage cut. The casing was put aside to let the concrete cure. After 2 weeks, the casing was cut longitudinally and the concrete carefully inspected. This program learned much about the best mix-designs and especially about a sound cage-design.

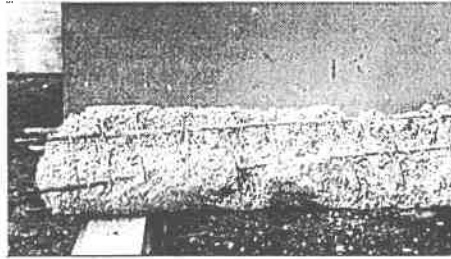


Fig. 15: Concrete of original mix design shows segregation in casing. Cage warped due to torsional concrete flow.

Segregation proved to be important if 20 m piles with full-length reinforcement were made with a standard concrete mix. See Fig. 14. Torsion of the cage, caused by the downward flow of the concrete along the spiral binding was also observed. No segregation at all occurs, when the concrete is cast into a driving tube without reinforcement, regardless the dropping height (fig. 15). Unreinforced Vibro-piles therefore have an ideal shape and are of optimal quality (fig. 16).

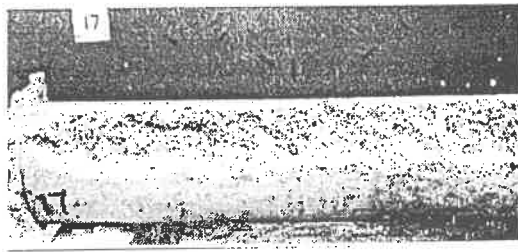


Fig. 16: Test specimen of unreinforced pile. No segregation at all.

Streamlining the cage contributes towards obtaining good quality Vibro-piles. This means that a spiral with a short pitch should not be used. The spiral give too much resistance during the downward flow of the concrete so that the cage will be subject to large forces easily resulting in damage. Mounting rings should be welded around the outside of the main bars, in stead of the inside, although it is less handy during mounting. Rings, made out of strip material, placed a larger c. t. c. distances are far to be preferred above a spiral winding, with a short pitch.

Lengthening of the main bars should be done by butt-welding, instead of overlaps. If overlaps are applied, the overlaps of different bars should never be at the same level. All such measures contribute to "streamlining".

The cage length should be limited as much as possible. The designer should not overlook the fact that most piles are only subject to compression. Structural failure due to a combination of axial compression and bending is mostly limited by crushing in the compression zone and seldom by the tensile strength of the main bars. It should also be clear, that horizontal loading of the pile due to lateral soil displacements could only be resisted by the upper part of foundation piles in the top of the soil profile, where effective stresses are still low. At greater depth, the lateral loading always surpasses the structural strength of foundation piles, so that piles are forced to follow soil movements, regardless the presence of reinforcement. In most foundation piles, which are cast-in-situ, the amount of reinforcement is more than necessary.

Knowing that reinforcement does mostly more harm than good to the structural strength of the pile, it should make designers think twice before full length reinforcement is prescribed.

In case piles are made with partial reinforcement, the installation sequence is as follows: start to cast concrete to the level of the underside of the reinforcement, place reinforcement and cast the remainder of the concrete. In this way the disadvantages with regard to segregation are minimized. The designer should keep in mind that the installation of displacement type of piles in cohesive soils often results in heave. In that case a freshly made Vibro-pile may be subjected to tensile loading during the construction phase and probably not at all during the actual service life of the piles. In case of heave, piles should be well reinforced and also to adequate depth in order to obtain sufficient anchoring length.

The concrete is to behave as much as possible as a true fluid, so that a minimum of resistance is exercised during its downward flow when the driving tube is extracted. An optimal fluidity is thus a requirement. This can be achieved with a well-balanced mix, and use of rounded-off aggregates. Broken granite and sharp edged sands (from a crushing plant) are to be avoided as much as possible. A slump of 12 -14 cm is optimal, although in The Netherlands also 8 -10 cm slump is applied occasionally in area's with extremely soft soils in order to limit the over-consumption of concrete. Using mortar (sand-cement-water) in stead of concrete for the first batch to be cast through the cage is strongly recommended in cases where a standard reinforcement cage has length in excess of 10 m and where "streamlined" cages are in excess of 20 m.

Cages must have large enough "windows" in order that concrete can easily flow sideways. Depending on the size of the maximum grain of the coarse aggregate, the distance between main bars and the pitch of a spiral or the distance between rings should usually not be less than 10 cm. In case extra bars are needed and this would lead to a short mutual distance, leaving a window of less than 10 cm, main bars should be placed in pairs and deformed steel should be used for good bond. Pitch of

the spiral should be increased and (much better) be replaced by strip steel rings at 1,00 m c. t. c. distances (fig. 17).

Small windows will every now and then prevent flow due to arching of coarse aggregate. This may induce complete plugging in the tube hampering a sound pile formation. The original cage design in The Netherlands with a pitch of 15 cm, gradually decreasing to 5 cm near the pilefoot, was wrong (fig. 7). The concrete got trapped in this cage and could not get out during pile shaft formation. The piles got a diameter that at its best was equal to the internal diameter of the driving tube.

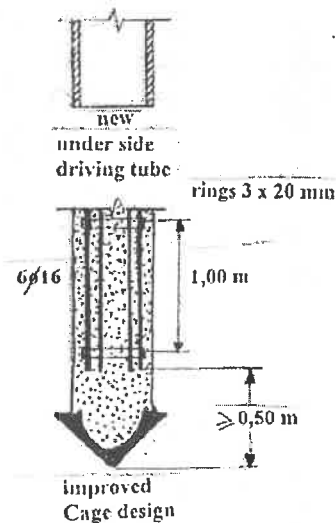


Fig. 17: Adapted design of reinforcement cage. Spiral has been replaced by rings at a 1,00 m spacing. Mounting by means of welding only.

The designer should not automatically follow the general rules, so as they are applicable in structural design, but he primarily should be aware of the special requirements going together with the formation of cast-in-situ piles. He should not do any concession in achieving sound piles. Concessions with regard to structural design can much easier be compensated.

The tests also made it clear, that binding the steel at the cross-points between main bars and secondary reinforcement is usually inadequate for longer cages. Welding should be considered as a necessity, as only this adds enough strength and rigidity, required for handling and pileshaft formation. The main bars should be mutually connected anyway by welded-on short sections of the same bar-sizes, so that forces can be transmitted between bars and more or less equally divided among them (fig. 17).

6. Basic investigations

In Amsterdam Vibro-piles were applied for the foundation of a thermal power station in the period, that the difficulties with the pile foundation in Rotterdam arose. So, the Public Works Department decided to perform their own investigations with regard to the quality of Vibro-piles, installed in Amsterdam. The construction site for the power station was in much better condition than the one in Rotterdam and pressure of time was much less. Pile length was 24 m of which the top 12 m was in soft, compressible ground, so that also here the piles were subject to negative friction. The soil profile was considered to make Vibro-piles acceptable with reinforcement over the top 14 m only, thus saving the cost of 10 m cage per pile.

The first thing done was to check piling works, executed with Vibro-piles in the city and to extract 4 piles for full-length inspection. It was also decided to make 2 piles of 4 m length with a tube of 24 m and an equally long reinforcement. These piles were thus representative for the piles made for the power station, but were easy to excavate in order to inspect their lower 4 metres.

It is mentioned here, that Public Works of Amsterdam obliged the contractor to cast one batch of concrete (with 50% more cement than usual) first, next places the cage and finally continues concreting with again the first batch, having 50% more cement than usual, before standard mixes could be applied. This adaptation of the procedure proved to be better than the one used normally.

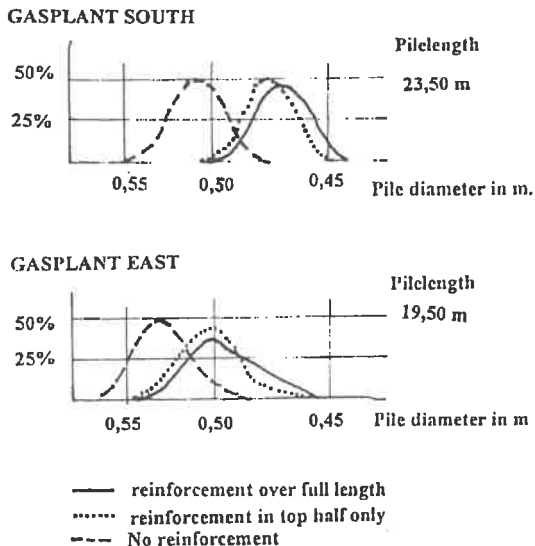


Fig. 18: Average pile diameter, determined from concrete consumption per pile on two different jobs, where identical piles were installed with only difference:

On 2 different sites in Amsterdam foundations for large steel gas-reservoirs, resting on a piled raft had been applied. Vibro-piles in the outer rings were fully reinforced, Vibro-piles in the next 2 rings were only reinforced over their top half, while all remaining Vibro-piles under the centre of the raft were unreinforced. This was possible, because in The Netherlands pile design need not consider earthquakes. All piles were made by the same crews with the same rigs. It was discovered that concrete consumption per pile was maximum for piles without reinforcement and minimum for piles with full-length reinforcement (fig. 18). This confirms, that the reinforcement decreases concrete pressure during casting and the lower the concrete pressure is, the smaller the average pile diameter will be. The following question seems therefore relevant:

Is a 51 cm diameter pile without reinforcement better or worse than a 47 cm pile with reinforcement?

Moreover, the 51 cm pile has excellent concrete quality, whereas the 47 cm pile will have in its lower part concrete of inferior quality. It must be added that overconsumption of concrete in the Vibro-pile depends also on the quality and strength of the surrounding soil. In sandy soils the pile shaft becomes very uniform in diameter, equalling to the outer diameter of the driving tube, so that overconsumption will not occur. In soft cohesive layers however the lateral support is less and accompanied by deformations. In such type of soil, the overconsumption is most pronounced, so that the above mentioned questions are only relevant for piles in soft soils.

It was decided to install on purpose 4 Vibro-testpiles (2 with full-length reinforcement and 2 without) on the site of the power plant and to extract them for inspection. It was also decided to install these piles on one and the same day in a square pattern, with sides c. t. c. of 1,00 m and 1,20 m, whereas the minimum distance until then had been limited to 1,20 m for piles installed subsequently. Both piles without reinforcement were excellent in shape and concrete quality. Neither of the piles did show any harm from the close spacing. The quality of both reinforced piles between 2,5 and 4,5 m above the foot was not as it should be.

The concrete was very gravelly and the shaft showed a one-sided reduction in diameter. See figs. 19 and 20.

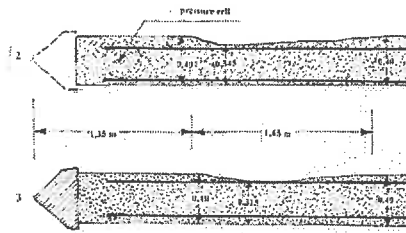


Fig. 19: Shape and dimensions of 2 fully reinforced piles, made and extracted in Amsterdam.

Concrete quality and pile shape were excellent over the top 18 m as well as over the lower 2 m. The location of the imperfections coincided with that of the first batch of concrete, cast through the cage. The theoretical pile diameter was 43,5 cm, whereas the minimum actual diameter was 31,5 cm in one pile and 34,5 cm in the other, both situated at the level, where segregation was maximum.



Fig. 20: Most slender section after cleaning. Upper pile has shown in fig. 19

The piles were testpiles, to verify what happened during formation. In the lowest part of the reinforcement a disc-shaped earth pressure cell (Glötzl, diameter 33 cm, and thickness 5 cm), was mounted in vertical position to record lateral pressures. The cage was lowered into the Vibro tube after the first batch of concrete had been cast. The pressure cell was pushed into the green concrete and thereafter casting was resumed and completed. Lateral concrete pressures were noted during casting, during the 40 tamping blows, during tube extraction, tube refilling and after-wards during the driving of two adjacent Vibro-piles (fig. 21). The results were very interesting. After all concrete had been cast and 20,9 m of concrete ($20,9 \times 0,24 = 5,0$ bar) was above the cell, pressure was not more than 0,96 bar. As soon as tamping started, pressure rose fast to 2,65 bar and reduced sharply from the moment the tube was lifted and concrete started to flow. During pile shaft formation the pressure varied between 2,0 and 1,5 bar. The pressure of the groundwater at the level of the gauge was 1,7 bar, thus almost equal (identical findings were later often obtained). During the driving of an adjacent pile at 1,00 m c. t. c. the maximum pressure of 5,08 bar occurred when the foot of the pile was under 45° above the level of the cell and pressure decreased sharply with further pile penetration. This moment was almost 1,5 hour after casting the testpile with the cell. The second neighbouring pile at 1,50 m c. t. c. was driven almost 3 hours after the casting of the testpile so that concrete had started hardening and measurements (3,0 bar) were not reliable any more.

The results of these measurements were very useful. Next it was decided to equip one of the production piles from the actual foundation with a similar pressure cell, at the same depth, and to record during formation the tensile force in the steel wire, with which the reinforcement cage was to be suspended. The results of the pressure measurements were comparable to those mentioned before (fig. 22). After concreting the maximum pressure was 1,5 bar. It increased sharply during tamping to 4,3 bar, indicating that the concrete behaved almost as a heavy fluid but decreased to almost 2 bar, at the moment the tube was lifted and the concrete started to flow downward. The cage had a weight of 300 kg and the tensile force kept that value during concreting.

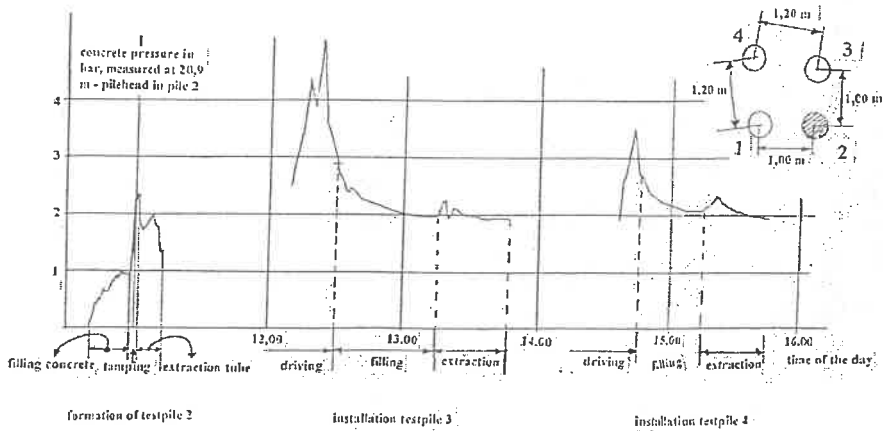


Fig. 21: Results of measurements of concrete pressure in the pile shown in fig. 20, during shaft formation and driving of 2 adjacent piles.

During tamping it increased to 500 kg, but it rose to almost 2000 kg at the same moment the pressure cell showed the decrease. After the tube had been extracted a few metres, the lower part of the cage had been anchored in the just completed pile section and thus the load had to remain constant, which actually happened at approx. 1500 kg until pile completion.

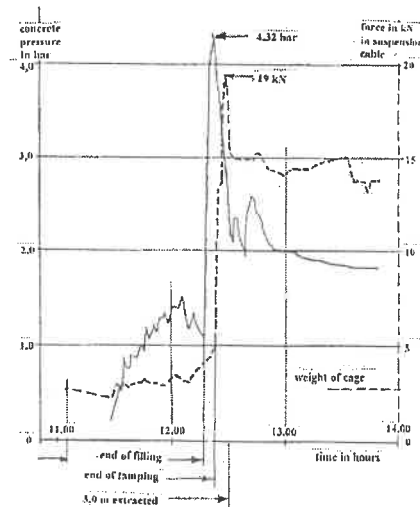


Fig. 22: Measurements of concrete pressure and tensile force in cage suspension during formation of a working Vibro-pile

Friction between concrete and reinforcement reached a maximum of $1860 - 300 = 1560$ kg and reduced quickly to a constant value of $1500 - 300 = 1200$ kg. The tube's internal diameter was 0,35 m, so that 1 m of concrete fill has an absolute weight of: $\pi/4 * 3,5^2 * 10 * 2,40 = 231$ kg and 1560 kg of friction matches $1560/231 = 6,75$ m concrete column. This column should have exercised a total pressure of $6,75 * 0,24 = 1,62$ bar. The reduction in concrete pressure recorded by the cell was $4,34 - 2,16 = 2,18$ bar. The missing $2,18 - 1,62 = 0,56$ bar was apparently the increase in frictional resistance exercised by the flowing concrete, transmitted to the driving tube.

This investigation highlighted the importance of the equilibrium, that must exist between the weight of the concrete inside the tube at the one hand and the increase in concrete pressure at the section through the tube's underside in combination with the friction of the flowing concrete along the cage and the tube's wall at the other hand. Any increase in friction results in a decrease in concrete pressure, with which the concrete is deposited and the opposite.

In order that concrete is deposited under maximum pressure (and the pile shaft obtains its full diameter) the friction along the driving tube and cage should be minimal. This shows why piles without reinforcement have a larger diameter and thus a higher concrete consumption than reinforced piles. Pile-reinforcement and concrete mix should be so designed as to generate minimal friction and this can be checked by recording the tensile force in the suspension cable. The same applies to the inside of the steel driving tube. It is important to keep the inside clean to decrease the frictional resistance, but above all to maintain the maximum inside diameter, so that the cage can be given its maximum possible diameter.

Keeping the tube's inside clean requires thorough and regular washing at the beginning of any longer lasting interruption in the driving. The next step was to record the tensile force in the suspension cable at the location of its fixation point near the rig's leader mast, simultaneously with the force at the location, where the lifting cable is attached to the eye at the top of the cage. This additional information was required to verify how much the force changed due to fact that the steel cable passes the slit in the top of the driving tube and runs over a sheave in the top of the leader mast. This investigation revealed that the differences were negligible and that measurements near the anchoring point were supplying reliable results. From then on the interest was focused on the tensile forces in the suspension cable of the cage during pile formation. This proved to be a reliable source of information with which segregation could be detected. This made it possible to experiment with cage design and concrete mixes in the field.

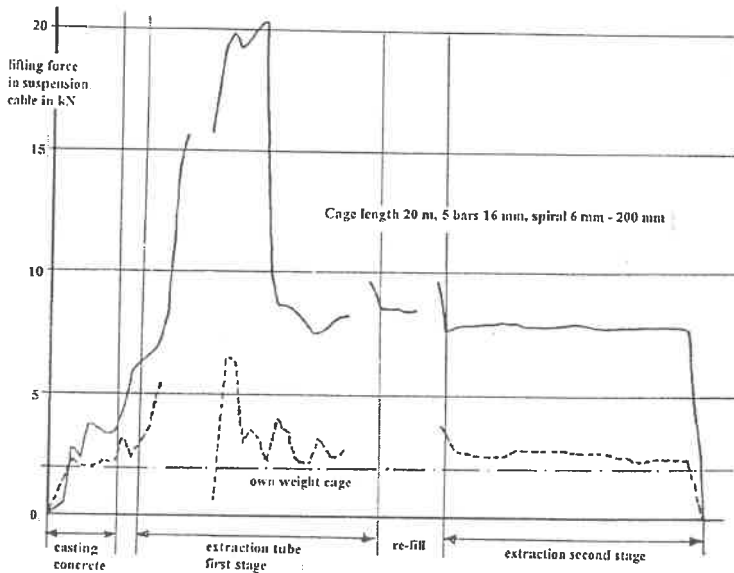


Fig. 23: Two results of measurement of tensile force in the suspension cable, showing large differences for 2 identical Vibro-piles, made with the original cage- and mixdesigns.

By continuously checking the tensile force it could immediately be noted (well before the suspension cable went slack) when the load decreased too much, so that extraction could timely be interrupted and redriving could be exercised. This happened more often than anticipated. It went together with large tensile forces, required to anchor the cage of other piles, where the same cage- and mix-designs were used (fig. 23). It became apparent that an uninterrupted concrete flow and plugging were randomly distributed and were influenced by segregation of the concrete. It was essential to aim at minimal friction along the cage and this was achieved by streamlining and shortening cages as much as possible at the one hand and by selecting proper concrete mixes at the other hand. It proved to be possible to install long Vibro-piles with full-length reinforcement without experiencing any plugging behaviour, owing to the fact that little friction was achieved.

Ordinary production resulted in tensile forces of 2000 kg and even more with very regular temporary plugging of the concrete during the initial stage of tube extraction.

After adaptation of the cage- and mix-designs, friction reduced to 500 kg or less, resulting in an overall increase in concrete consumption (fig. 24).

Finally it was decided to make 3 testpiles with the improved mix and cage designs; one with full-length reinforcement, one with only the top half reinforced and a third without steel. All piles were equipped with a pressure cell 0,50 m above the foot and the fully reinforced pile also with a second gauge 3,50 m above the lower one. The tensile forces in the suspension cable of the cages were also recorded during pile formation. The results confirmed the expectations (fig. 25). Concrete pressure above the pilefoot in the 24 m unreinforced pile was during the beginning of tube extraction fully hydrostatic: $26 \text{ m concrete} \times 0,24 = 6,24 \text{ bar}$ (measured 6,2 bar). It reduced to 4,54 bar just prior to refilling which corresponds to 19 m head of fluid concrete, which was almost the case. The measured pressure was a little lower than the hydrostatic pressure, but that was understandable, as the concrete around the pressure gauge had started to dewater to the surrounding sand and thus was already gaining shear strength.

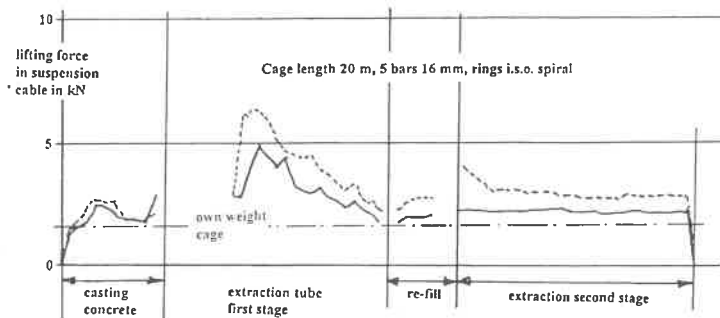


Fig. 24: Two results of measurements of tensile force in the suspension cable, showing low frictions in 2 identical Vibro-piles, made with adapted cage- and mixdesigns.

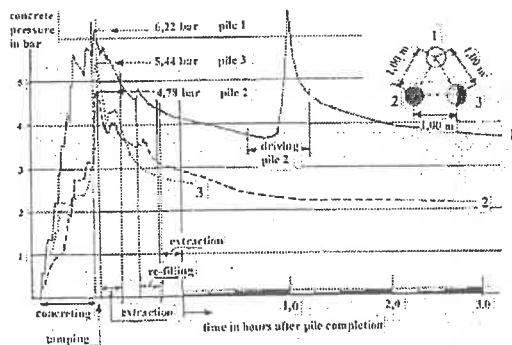


Fig. 25: Measurements carried out during the installation of 3 test piles, using new cage- and mixdesigns

The pile with partial reinforcement showed a maximum concrete pressure of 5,4 bar below the same length of concrete column as for the unreinforced pile. Concreting was done first till underside reinforcement, which was subsequently placed and next the tube was filled with the usual concrete mix (1 : 2 : 3).

The suspension force was maximum, while the underside of the driving tube passed the load cell, standing 0,5 m above the pilefoot. It reached a value of 600 kgs, which consisted of 100 kgs own weight of the cage and 500 kgs friction. Remarkable was, that the anchor force remained low (variation between nil and 75 kg friction) during tamping and tube-extraction over the first 0,7 m. The friction increased to 500 kgs over the next 1,0 m extraction, remained almost constant until 4,20 m had been extracted and decreased to approx. 150 kgs after that.

The fully reinforced pile gave a maximum pressure of 4,78 bar. The anchor force in the suspension cable of the cage reached the maximum value 770 kgs during the early stage of tube extraction and actually at the moment the underside of the tube passed the lower pressure cell. The weight of the cage was 250 kgs, so that the actual friction was $770 - 250 = 520$ kgs, which was much less than obtained before. The reason was that concreting had been modified.

The first batch cast consisted of 70 litres mortar, followed by a single batch in the proportion 1 cement : 2 sand: 2 gravel, before the usual mix 1 : 2 : 3 in batches of 280 litres was applied.

The difference in pressure according to the 2 pressure cells at 3,5 m distance from each other showed, that more than 40% of the friction, experienced by the 24 m long concrete column, was concentrated in its lower 4 m. Pressures measured with both gauges showed a generally comparable behaviour .

These piles were not extracted but only load-tested till 200 tonnes. Pile behaviour was excellent and there were no further doubts about the pile's integrity. Full confidence was gained that Vibro-piles could be made up to high standard, regardless their length and their reinforcement, provided the new findings are applied systematically.

7. Subsequent experience

Vibro-piles have since been applied on a very large scale in The Netherlands and by the Dutch contractor also abroad in many countries. Quality problems have been very limited and were only related to a few cases of necking in the upper part of the shafts. Necking is a consequence of subsiding concrete due to the fact that the soil-mould at lower levels increases slightly in diameter upon completion. Such behaviour is often encouraged by the driving of a neighbouring pile (fig. 26). Normally, the increase in volume should result in some sinking of the concrete surface of the pile. Does that

happen than is necking prevented. If however the concrete in the very top of the pile arches, the missing volume will create necking, usually nearby the groundwater surface.

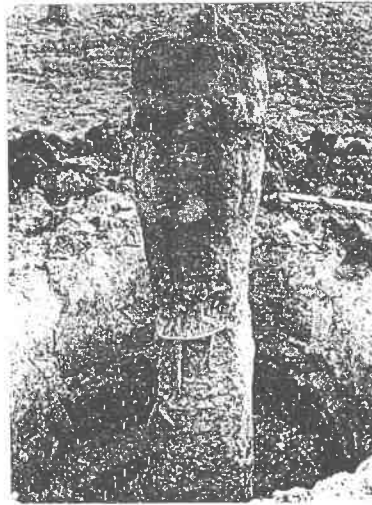


Fig. 26: Necking in a Vibro-Pile

Investigations have shown, that the application of a driving tube with a plane and smooth outer surface is far to be preferred above driving tubes with an increased outer diameter just above the foot. If the tube has the same diameter all along, the soil is during driving displaced by the closed foot of the tube and that soil remains from then on in place, until after termination of driving, concreting and finally tube extraction. During that prolonged period, the soil recovers and made fit to act as formwork. Only when the fresh concrete replaces the steel tube, the soil may be laterally pushed aside a little further, resulting in some remoulding and/or increased porewater pressures. If however a tube is used with an enlarged diameter, just above the lower end, the soil-mould is remoulded just prior to be used to support the concrete and this remoulding reduces soil stability. The risk of necking is substantially reduced when plain steel tubes are used with a uniform outer diameter all along. Experience has substantiated these findings during almost 20 years now.

Vibro-piles are appreciated in cases of hard driving, large variations in embedment and in cases where minimal reinforcement can be accepted. This pile has obtained a substantial share in the large but very competitive Dutch piling market and is in the program of several specialist contractors. The pile requires expertise in design and especially in construction, but this cannot be considered as a disadvantage as all engineering works need qualified expertise, so why not pile foundations as well?

The foundation failure was remedied in time, but has cost the client and the contractor much money. The contractor, the Licensee and another user of the piles performed thorough investigations, resulting in a well defined construction manual that forms a guarantee that the same difficulties are prevented. Much more insight in the production process was achieved. A foundation failure is expensive, but very instructive at the same time.

Entwicklungstendenzen im Erdbau:

Bodenaustausch, Bodenverbesserung, Mess- und Kontrollverfahren

Dipl.-Ing. W. Möbius

Josef Möbius Baugesellschaft, Hamburg

1. Die Firma J. Möbius ist in den nachfolgend dargestellten Arbeitsbereichen tätig

1.1. Erdbau

Straßenbau, Autobahnbau
Bahnbau, Neubau u. Sanierung
Große Erdbauwerke wie Flugplätze, Bebauungsflächen
Deponiebau, Altlastensanierung
Untergrundsanierungen
Bodenverbesserungen

1.2. Tiefbau

Gründungsmaßnahmen mit Geokunststoff ummantelten Sandsäulen, mit Säulen aus Beton u. anderen Materialien
Intensiv-Tiefen-Verdichtungen
Unterdruck-Drain-Verfahren
Herstellung von Spundwänden, Kaianlagen, Baugruben, Schlitz-, Dichtungs- und Drainwänden

1.3. Wasserbau

Küstenschutz-Ufersicherung-Deichbau
Wasserstraßenbau mit diversen Spezialverfahren für Unterwasser-Dichtungen
Einbau von geotextil. und mineralischen Filtern
Steineinbau und -verblockung
Hafenbau
Deckwerksbau, Erosionsschutz
Baggerungen mit Stelzenpontonbagger bis 15 m³ und/oder Eimerkettenbagger
Transporte mit Spalt-, Elevier-, Deckschuten
Hopper-, Spülgeräte-, Cuttereinsätze
Unterhaltungsmaßnahmen

Sedimentbaggerung, -transport
Ablagerung / Einbau
bei minimiertem Wassergehalt

1.4. Ingenieurleistung

Baugrunduntersuchungen Planung von Erdbau-, Tiefbau, Grundbau- und Wasserbaumaßnahmen Entwicklung von Bauverfahren, Gründungsverfahren und Spezialgeräten

Maschinen- und Stahlbau, Kranarbeiten mit Raupen- Pontongeräten, Gerätevermietung

2. Grundlage dieser Arbeitsbereiche sind durchweg von Möbius entwickelte Bauverfahren und Spezialgeräte

2.1. Beispielhaft ist der Wasserstraßenbau:





Für die Herstellung von Unterwasser-Tondichtungen, für den Einbau von Filtern aus Geokunststoffen oder Mineralgemischen, von Deckwerken und deren Verblockungen hat Möbius eigene patentierte Verfahren entwickelt und seit langem im Einsatz.

Der abgebildete Walzeneisschredder ist eine erfolgreiche Entwicklung, die der Schifffahrt auch bei starker Eisbildung die Fahrt ohne Behinderungen ermöglicht.

2.2. Für den Erdbau hat Möbius spezielle Geräte für die Aufbereitung und Verbesserung von Böden entwickelt.





Mit den dargestellten Bodenaufbereitern werden Böden, die sonst nicht den Anforderungen entsprechend eingebaut werden können, so verbessert, dass ihre Verwendung z.B. für Straßendämme ermöglicht wird.

Es kann damit die Abfuhr und Ablagerung von nicht geeigneten Böden sowie die Gewinnung und die Zufuhr von Ersatzboden entfallen. Damit werden die Ressourcen geschont und erhebliche Belastungen des öffentlichen Verkehrsraumes vermieden.

Der besondere Vorteil dieser Verfahren ist außerdem, dass der Boden bereits im Abtragsbereich verbessert wird. Der Erdbaubetrieb wird also mit verbessertem Boden durchgeführt, so dass die Witterungsabhängigkeit des Erdbaubetriebes verringert wird.

Durch die optimale Vergleichmäßigung der Bodeneigenschaften wird eine besonders gute Einbauqualität erreicht und die Prüfung der Verdichtung mit FDVK (Flächendeckende Verdichtungskontrolle) ermöglicht.



Der Hydraulikbagger nimmt den Boden über die volle Einschnittstiefe auf und vergleichmäßiggt damit die Bodeneigenschaften.

Beim Durchlauf durch den Aufbereiter wird der Boden intensiv zerkleinert und belüftet. Eine Zugabe von Bindemitteln ist nur im geringem Umfang erforderlich.

Das Fahrzeug wird in etwa 2 Minuten beladen. Die Stunden-Leistung beträgt 250 cbm.



Der Boden kann auf der Kippe endgültig eingebaut und verdichtet werden. Auch dadurch wird die Einbauqualität verbessert und die Witterungsabhängigkeit verringert.

Für große Massenbewegungen verfügen wir über einen sogenannten Miner.

Dieses Gerät kann Abträge bis 6 m Höhe vor Kopf aufnehmen und den Boden mit Hilfe seine Fräseinrichtungen aufbereiten und verladen.

Ein Fahrzeug wird in weniger als einer halben Minute beladen. Die Stunden-Leistung beträgt 1000 cbm.

Schluffige Böden sollten nur mit Niederdruck bereiften Dumpern befahren werden, da wegen der Empfindlichkeit dieser Böden sonst ein ordentlicher Erdbau nicht möglich ist, bzw. diese Böden durch das befahren mit normal bereiften Fahrzeugen so verschlechtert werden, daß die Einbauanforderungen oft nicht mehr erfüllt werden können.



Der Einbau schluffiger und gemischkörniger Böden muss in geringmächtigen Lagen von unter 50 cm Dicke erfolgen. Bei Einbau von felsigem Material hat sich der Einsatz einer schweren Raupe zur Zerkleinerung und Vergleichmäßigung des Einbaumaterials bewährt.

Durch den Einbau des Bodens in geringmächtigen Lagen wird eine Vergleichmäßigung und gute Verdichtbarkeit erreicht.



Die Verdichtungsgeräte sind auf die jeweiligen Böden, auf die Einbau-Verdichtungsanforderungen und auf die Einbauleistungen abzustimmen.

Es werden Vibrationswalzen bis zu 25 t Gewicht eingesetzt. Für den Einbau von gemischkörnigen Böden und Fels sind Stammfußwalzen erforderlich. Bewährt haben sich hier neuartige Walzenkörper mit Pyramidenstümpfen.



Der Einsatz der Stammfußwalzen muss mit Glattmantelwalzen kombiniert werden, damit die Oberflächen Zug um Zug geschlossen werden können.

Für die Prüfung der Verdichtung mit FDVK ist es zweckmäßig, die Glattmantelwalze mit den Schwingungsaufnehmern und FDVK Prüfsystem auszustatten.



Bei hohen Einbauleistungen großer Erdbaumaßnahmen ist die Prüfung mit FDVK unumgänglich, da nur damit dem Arbeitsfortschritt entsprochen und eine sichere gleichbleibende Einbauqualität nachgewiesen werden kann. Die FDVK erfordert allerdings erfahrenes Fachpersonal und setzt eine weitestgehende Vergleichmäßigung bzw. Aufbereitung des einzubauenden Bodens und den einwandfreien Einbau in geringmächtigen Lagen voraus.



Für den profilmäßigen Abtrag haben wir unsere Hydraulikbagger mit EDV- und GPS-gestützten Steuerungssystemen ausgestattet. Wir verzichten heute weitgehend auf die übliche Vermessung und Absteckung der Profile.



Für den Bodeneinbau im gleichbleibenden Lagen und für die Herstellung des Planums werden die Dozer, Raupen und Grader mit s.g. 3D-Steuerungen ausgestattet.

Hiermit wird die jeweilige Position des Gerätes über GPS oder über einen automatischen Tachymeter bestimmt.

Das Planungsgerät ist mit einem EDV-System ausgestattet, in dass die Einbauhöhen einprogrammiert sind, so dass für die jeweilige Position die planmäßige Höhe und Querneigung des Planums automatisch angesteuert wird.



Die Anwendung des Verfahrens erfordert qualifiziertes Fachpersonal, sowohl für die Programmierung der Steuerungsgeräte als auch für die Bedienung der Geräte.

Beim Bau der neuen Start- und Landebahn des Flughafens Halle/Leipzig haben wir etwa 5 Mio. qm endgültige Planumsflächen und etwa 6 Mio. qm Einbauflächen mit Hilfe der 3D-Steuerungen hergestellt. Mit der üblichen Vermessungs- und Abstecktechnik wären diese Leistungen in der Kürze der Bauzeit von nur ca. einem Jahr nicht ausführbar gewesen.



2.3. Möbius-Gründungsverfahren mit Geokunststoff ummantelten Sandsäulen (Geotextile-Coated-Columns-GCC):

Für die Gründung von Dämmen und flächenhaften Aufhöhungen auf wenig tragfähigem Untergrund hat Möbius ein neues Gründungsverfahren entwickelt und seit 1996 mehrfach erfolgreich angewandt. Dieses Verfahren eignet sich besonders für Böden mit weicher bis breiiger Konsistenz, für Mudden und Torfe mit hohem Wassergehalt und c_u -Werten $< 15 \text{ kN/m}^2$.

Mit diesem Verfahren können Dämme und Dammverbreiterungen von Verkehrswegen auf wenig tragfähigem Untergrund gegründet werden, bei dem sonst ein Bodenaustausch, eine Bodenverbesserung oder konstruktive Verfahren erforderlich werden oder langfristige Setzungen und weitgehende Auswirkungen auf angrenzende Bereiche in Kauf genommen werden müssten. Darüber hinaus eignet sich das Verfahren auch für die Verbesserung bestehender Dämme, für den Bau von Dämmen im Wasserbau, im Küstenschutz (Deiche) und für flächenhafte Aufhöhungen auf weichem Untergrund zur Herrichtung von Bebauungsflächen.

Das Verfahren eignet sich auch für Flachgründungen von Bauwerken im Zuge von Dammgründungen auf wenig tragfähigem Untergrund, womit Setzungsunterschiede zwischen sonst tiefgegründeten Bauwerken und angrenzenden Dämmen vermieden werden können.



Das Gründungssystem besteht aus rasterförmig angeordneten Sandsäulen, die mit einem zugfesten Geokunststoff ummantelt sind. Die Geokunststoffummantelung wird durch Ringzugkräfte beansprucht und stellt gleichzeitig die Filterstabilität zwischen dem Säulenmaterial und dem umgebenen Weichboden her.

Das System stellt eine Kombination zwischen einem Tragsystem und einer Bodenverbesserung dar und wird auf die jeweils anstehenden Bodenverhältnisse, auf die zu übertragenden Lasten bzw. zu übernehmenden Beanspruchungen und sonstigen Randbedingungen abgestimmt.

Das Tragsystem entsteht dadurch, dass die Lasten über mit Geogittern ausgebildeten Polsterschichten auf die Säulen übertragen und die Lasten über die Sandsäulen, die stark verdichtet sind, in den tragfähigen Untergrund abgesetzt werden. Durch die Geokunststoffummantelungen, die bei Belastung der Säulen durch Ringzugkräfte beansprucht werden, wird die Ausdehnung der Sandsäulen in den umgebenden Weichboden eng begrenzt. Die geokunststoffummantelten Sandsäulen können dadurch erhebliche Lasten aufnehmen.

Die Bodenverbesserung wird hauptsächlich dadurch bewirkt, dass die Sandsäulen mit ihrem großen Querschnitt und ihrer filterstabilen Ummantelung eine erhebliche Drainwirkung auf den anstehenden Weichboden ausüben. Durch die Belastung verformen sich die Sandsäulen um ein bestimmtes Maß und aktivieren Stützkkräfte im umgebenen Boden. Durch das interaktive Zusammenwirken der gestützten Sandsäulen mit den umgebenen Weichschichten wirkt das System selbstregulierend und flexibel.

Die bei der Herstellung eintretenden Setzungen sind relativ gering und nehmen sehr schnell ab. Die Bauzeit kann in der Regel nennenswert verkürzt werden. Die Restsetzungen nach Ende der Bauzeit sind minimal, so dass sie für den Gebrauch des Verkehrsweges oder des Bauwerkes unerheblich sind.

Bemessungen und Standsicherheitsnachweise erfolgen durch numerische wie auch analytische Berechnungen. Die Berechnungsmodelle werden durch umfangreiche Messungen in situ und in Versuchseinrichtungen der Universität Kassel abgeglichen und verifiziert.

Bei der Auslegung des Systems werden in Abhängigkeit von den Bodenverhältnissen und den aufzunehmenden Belastungen die Säulendurchmesser, die Rastermaße der Säulen, der Umfang und die Festigkeiten der Geokunststoffummantelung variiert.

In der Regel wird eine Überlast vorgesehen, zur Vorwegnahme der Verformungen unter der späteren Verkehrslast, die nach wenigen Wochen abgeräumt oder umgelagert wird. Eine Überlastung erübrigt sich bei höheren Aufschüttungen und Dämmen.

Über den Säulenköpfen werden in der Regel horizontal Geogitter angeordnet.

Für das o.a. Gründungssystem hat sich die Firma Möbius Patent- und Gebrauchsmusterschutz durch nationale und internationale Anmeldungen gesichert.

Geokunststoffummantelte Bodensäulen werden mit Hilfe von Stahlrohren hergestellt. Diese werden im Verdrängungsverfahren, als Teilverdränger oder als offene Rohre, die im Bohrverfahren beräumt werden, niedergebracht. Die bisher verwendeten Mantelrohre haben Durchmesser von 60, 80 und 150 cm.

In das Mantelrohr wird ein vorkonfektionierter Geokunststoffschlauch eingelassen und mit einem Gurt befestigt. Über einen Trichter wird der Geokunststoffschlauch mit Sand befüllt. Das Mantelrohr wird unter Rüttelwirkung gezogen. Der eingefüllte Sand wird dabei intensiv auf mitteldichte Lagerung verdichtet.

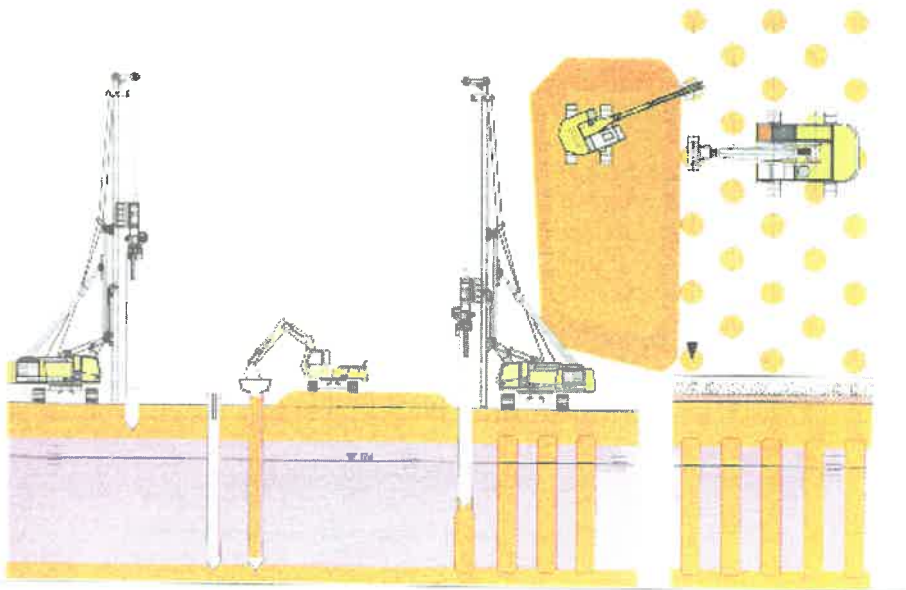
Erforderlichenfalls wird ein Dichtungspfpfen aus Bentonit-Sand-Gemisch so eingebaut, dass die Dichtung mit ausreichender Sicherheit einem vertikalen Wassertransport in der Sandsäule, wie auch in der Geokunststoffumhüllung, verhindert.

Das Niederbringen und Ziehen der Stahlrohre erfolgt mit modernsten Raupen-Mäklergeräten mit Antriebsleistungen bis 650 KW an Bord und variablen steuerbaren Rüttlern, die sich in Frequenz, Amplitude sowie statischem Moment auf den jeweils anstehenden Boden optimal einstellen lassen.

Das Eintreiben der Rohre erfolgt bei erheblicher Vorspannung, ggf. mit Hochdruck-Vorschneidtechnik (Wasser-Luft) und bei Anwendung spezieller Elektronik für die Steuerung, Kontrolle und Aufzeichnung der jeweiligen Drücke etc.

Wegen seiner Vorteile wird überwiegend das Verdrängungsverfahren angewandt.

Es wird in folgenden Schritten ausgeführt:



1.)

Die Stahlverdrängungsrohre haben einen Durchmesser von 60 oder 80 cm. Bei breiigen Böden sind auch Rohrdurchmesser bis 100 cm ausführbar.

Die Mantelrohre haben in der Regel Doppel-Fußklappen. In besonderen Fällen wird eine verlorene oder durch das Mantelrohr rückziehbare Verschluss Spitze angewandt.

Die Verdrängungsrohre werden durchweg bis auf den tragfähigen Untergrund geführt. Bei tiefreichenden Weichschichten können die Bodensäulen auch auf ausreichend tragfähige ggf. verbesserte Bodenschichten abgesetzt werden.

2.)

In das Verdrängungsrohr wird ein vorkonfektionierter Geokunststoffschlauch ausreichend oder bis auf eine verbesserte, ausreichend tragfähige Bodenschicht eingelassen und am oberen Rand befestigt. Mittels eines Trichteraufsatzes erfolgt eine Sandbefüllung.

3.)

Das Verdrängungsrohr wird unter Rüttelwirkung gezogen, dabei öffnet sich die Fußklappe. Die Sandsäule wird intensiv verdichtet, wodurch die Geokunststoffhülle bei zunehmender Anspannung gegen die angrenzende Weichschicht gepresst wird.

Die Vorteile einer im Verdrängungsverfahren erstellten Gründung mit geokunststoffummantelten Sandsäulen sind im wesentlichen folgende:

1. kein Ausbau und Abtransport (u.U. belasteter) Weichschichtböden
2. auch in Weichschichten mit $c_u \leq 15 \text{ kN/m}^2$ einsetzbar
3. auch in wechselnden unterschiedlichen Bodenschichten anwendbar
4. kein nachteiliger Einfluss auf geohydrologische Verhältnisse
5. flexibles, selbstregulierendes System durch interaktive und schnell abklingende Wechselwirkung zwischen den gestützten Sandsäulen und den umgebenden Weichschichten
6. bei Dammverbreiterung keine Mitnahmesetzungen im bestehenden Alt-Dammquerschnitt und praktisch ohne Einfluss auf die Standsicherheit angrenzender Verkehrs- linien (Schiene oder Straße)
7. Konsolidierungssetzungen sind in der Bauzeit weitgehend abgeschlossen
8. unmittelbar nach Fertigstellung voll belastbar
9. geringe Restsetzungen
10. wirtschaftliche Gründung, bezogen auf m^2 -Aufstandsfläche

Für die Ausfüllung der Säulen ist ein gleichkörniger Sand (SE) ausreichend.

In Abhängigkeit von der erforderlichen Säulen- Tragkraft, der Rasteranordnung, dem Säulendurchmesser und den Eigenschaften der die Säulen umschließenden

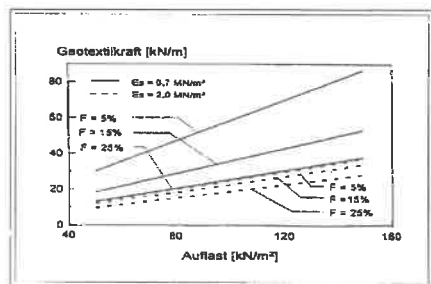
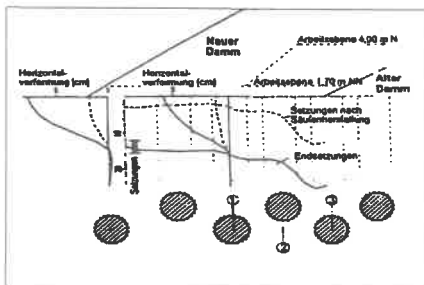
Weichschichten werden die Geokunststoffhüllen in der Regel aus Polyestergerewebe STABILENKA® mit Reißzugfestigkeiten im Bereich $70 \text{ kN/m} \leq F \leq 400 \text{ kN/m}$ verwendet.

Die über den Säulenköpfen für die Lastabtragung erforderliche Polsterschicht wird im Bedarfsfall durch eine oder mehrere Geogitterlagen verstärkt.



Messergebnisse:

Bei allen bisher auf geokunststoffummantelten Sandsäulen gegründeten (Erd-) Bauwerken wurden während und nach der Ausführung intensive Messprogramme ausgeführt, um die entwickelten Rechenmodelle zu prüfen und um die Eignung dieses Tragsystems zu belegen. Die Messergebnisse bestätigen das jeweils vorher prognostizierte Verhalten hinsichtlich Tragkraft und Verformungen. Das stabile Tragverhalten hat sich auch unter lang andauernden zyklischen Belastungen bestätigt. Während der unterschiedlichsten Bau- und Belastungsphasen wurden keine kritischen Situationen festgestellt. Tragverhalten und Messergebnisse sind in verschiedenen Veröffentlichungen detailliert beschrieben.



Berechnungen:

- Mit den Berechnungen wird nach folgenden Anforderungen dimensioniert:
- höchstzulässige Verformung des Gesamtsystems mit Festlegung der Rasteranordnung
- höchstzulässige Dehnung (Kraftaufnahme) der Geokunststoffhülle mit Festlegung der erforderlichen Gewebefestigkeit.
- höchstzulässige Setzungen in Bauzuständen und im Gebrauchszustand
- ausreichende Standsicherheiten des (Erd-) Bauwerkes bei gewähltem Gründungssystem



Das Möbius Gründungssystem ist u.a. bei folgenden Maßnahmen erfolgreich angewandt worden:

1. Verbreiterung eines Eisenbahndammes der Hafenbahn bei Walters-hof/Hamburg, Weichschichten bis 6 m, Dammhöhen bis 6 m (D -1995)
2. Neubau der Schnellbahnstrecke neben bestehender Rheintalbahn bei Baden-Baden, Weichschichten bis 5 m, Dammhöhe 2 m (D -1996)
3. Testfeld für HSL-Süd bei 's Gravendeel Hooksche Waard, Weichschichten bis 9 m, Dammhöhen bis 5 m (NL 1998)
4. A 115 Verbreiterung der Autobahn bei Saarmund/Berlin, Weichschichten bis 11 m, Dammhöhen bis 10 m (D -1998/1999)
5. Neubau einer Umgehungsstraße bei Bruchsal / Karlsruhe, Weichschichten bis 6 m, Dammhöhen bis 13 m (D -1998/99)
6. Dammgründung im Zuge der A 20 bei Satow (1998/1999)

Die vorstehenden Ausführungen zu dem neuen Gründungssystem mit geokunststoffummantelten Sandsäulen verdeutlichen, dass es sich hierbei um eine herausragende Entwicklung handelt. Die Firma Möbius betreibt seit Jahren erfolgreich, wie bereits eingangs dargestellt, die Entwicklung und die Anwendung von neuen Bauverfahren und Geräten für ihre verschiedenen Arbeitsgebiete. Innovationen im Erdbau und für die anderen Arbeitsbereiche, sind ein wesentlicher Bestandteil unseres Unternehmens.



Erdbaubetrieb auf dem Flughafen Leipzig:



Rutschungen, Hangstabilisierung, Beobachtungsmethode

Dr. W. Steiner

B+S Ingenieur AG, Bern (CH)

1. Einleitung

Rutschungen und Hangstabilisierungen sind geotechnische Aufgaben, die große Massen beinhalten. Dem Untergrund ist soviel Widerstand wie irgendwie möglich zu übertragen, damit die Massen möglichst sicher und umweltschonend zurückgehalten werden können. In gebirgigen Gegenden gibt es viel eher Rutschungen als in Tiefebene. Der Mensch hat sich seit Jahrhunderten daran gewöhnt, mit solchen Naturgefahren zu leben. Beobachtungen spielen dabei eine wesentliche Rolle.

Zuerst waren dies empirische Beobachtungen, die boden- und felsmechanischen Phänomene waren weitgehend unbekannt.

Unsere boden- und felsmechanischen Kenntnisse haben sich während fast eines Jahrhunderts von den Anfängen des Terzaghi in Istanbul bis heute entwickelt. Die Beobachtungsmethode (Observational Method) wurde von Peck 1969 in seiner Rankine Lecture klar beschrieben. Sie hat auch Eingang in den EUROCODE EC7 gefunden, allerdings in etwas veränderter Form. Diese grundsätzlichen Aspekte werden im folgenden Abschnitt dargelegt.

Weiter werden an zwei Fällen, einer aus der Bodenmechanik und ein zweiter aus der Felsmechanik, verschiedene Aspekte erläutert. Insbesondere auch die Nützlichkeit probabilistische und statistische Methoden in der Geotechnik anzuwenden. Dies im vollen Bewusstsein, dass der Unternehmer am Schluss in harter Währung deterministisch bezahlt sein will, was bei korrekter Anwendung der Methode auch möglich ist.

2. Grundsätzliches zum geotechnischen Entwurf und der Beobachtungsmethode

Jedem Grundbauer und Geotechniker ist, und jedem Bauingenieur sollte zumindest bekannt sein, dass die Eigenschaften des Baugrundes meist von der Natur geschaffen wurden und nicht durch einen mehr oder weniger kontrollierten Prozess entstanden sind. Die Baugrundeigenschaften müssen ermittelt werden, dies gelingt aber nur teilweise, insbesondere bei natürlichen Böschungen und Hangrutschungen. Die Eigenschaften des Problems: Geometrie; geotechnische Eigenschaften sind nur begrenzt bekannt.

Für solche Fälle eignet sich oft die Beobachtungsmethode, wie sie von Peck (1969) beschrieben wurde.

Nach Peck (1969) müssen zur Anwendung der Beobachtungsmethode folgende Voraussetzungen erfüllt sein:

- a) Genügende Baugrunduntersuchung, um mindestens die generelle Art, Muster und Eigenschaften der Ablagerungen festzustellen; nicht unbedingt in allen Einzelheiten erforderlich.
- b) Feststellen der wahrscheinlichsten Bedingungen und der schlimmst vorstellbaren Abweichungen. Bei dieser Beurteilung spielt die Geologie meist eine wesentliche Rolle.
- c) Ausarbeiten des Entwurfs aufgrund von Arbeitsannahmen des vorhergesehenen Verhaltens unter den wahrscheinlichsten Bedingungen.
- d) Auswahl zu beobachtender Größen während dem Baufortschritt. Berechnung der zu erwartenden Werte unter Arbeitsannahmen.
- e) Berechnung derselben Größen, unter den schlimmst anzunehmenden Bedingungen, die aufgrund der Baugrundverhältnisse anzunehmen sind.
- f) Erste Wahl von Maßnahmen oder Änderung des Entwurfs für alle vorhersehbaren maßgebenden Abweichungen.
- g) Messen der zu beobachtenden Größen und Bewertung der aktuellen Verhältnisse.
- h) Anpassen des Projekts an angetroffene Verhältnisse.
- i) Grenzen der Anwendbarkeit der Beobachtungsmethode (Observational Method): Sind die Eigenschaften eines Projektes so, dass der Entwurf während der Bauausführung nicht geändert werden kann, ist die Methode nicht anwendbar.

Tabelle 1: Anforderung an Beobachtungsmethode (Observational Method)

Der EUROCODE EC7 dagegen verlangt weniger Voraussetzungen

- (1) Da eine Vorhersage des geotechnischen Verhaltens oft schwierig ist, ist es manchmal angebracht, die sogenannte Beobachtungsmethode, bei der der Entwurf während der Bauausführung angepasst wird, anzuwenden. In einem solchen Fall müssen vor Baubeginn folgende Forderungen erfüllt werden:
 - Die Toleranzgrenzen des Verhaltens müssen festgelegt sein,
 - der Schwankungsbereich des möglichen Verhaltens muss abgeschätzt und es muss gezeigt werden, dass das wirkliche Verhalten mit annehmbarer Wahrscheinlichkeit innerhalb der akzeptierten Grenzen liegt. Die Bauwerksmessungen müssen das in einem hinreichend frühen Stadium erkennen lassen, damit gegebenenfalls rechtzeitig Maßnahmen ergriffen werden können. Die Reaktionszeit der Messgeräte und die Zeit für die erforderlichen Auswertungen müssen für eventuelle Systemanpassungen ausreichen,
 - ein Plan mit den Gegenmaßnahmen muss vorliegen, die zum Zuge kommen, sobald die Bauwerksmessungen auf ein Verhalten außerhalb der Vorgaben deuten.
- (2) Während der Bauausführung muss die Beobachtung wie geplant durchgeführt und - wenn erforderlich - müssen zusätzliche oder ersetzende Messungen vorgenommen werden. Die Messergebnisse müssen zum geeigneten Zeitpunkt ausgewertet und die vorgesehenen Gegenmaßnahmen eingeleitet werden, wenn das erforderlich wird.

Tabelle 2: Voraussetzungen der Anwendung der Beobachtungsmethode gemäß EC 7

Besonders wichtig ist der Vorbehalt von Peck (1969), dass das Projekt während der Bauausführung geändert werden kann. Im Klartext heißt dies, das Bauwerk muss sich so verhalten, dass genügend Zeit bleibt, um bauliche Massnahmen treffen zu können.

Das Bauwerk (erstellte Struktur und Baugrund) müssen sich duktil verhalten; es darf kein "sprödes" Versagen eintreten. Es ist nun auch entscheidend zu erkennen, dass mit der Durchführung von Feldmessungen allein keine "Beobachtungsmethode" entsteht.

Man muss sich über das Niveau der Sicherheit, auch bei der Beobachtungsmethode, im klaren sein.

Im Tunnelbau werden Feldmessungen sehr oft angewendet, trotzdem treten und treten oft spektakuläre Schadenfälle ein, vor allem bei seichtliegenden Tunnels. Diese zeigen sich in einem raschen Kollaps, d.h., sie sind auf ein unkontrollierbares Ereignis zurückzuführen wie etwa ein Wassereinbruch oder Zusammenbruch eines nicht geschlossenen, armierten Spritzbetonringes (Gitterträger) oder gar eines zu gering armierten Spritzbetongewölbes (ohne Gitterträger). In solchen Fällen eines spröden Versagens müsste die Auskleidung so stark ausgelegt werden, dass eine kritische Last übernommen werden kann.

Die Anwendung der "Beobachtungsmethode" nach den Regeln von EC 7 birgt große Gefahren und Risiken in sich, da die Grenzen der Methode in EC 7 nicht klar dargelegt werden.

3. Schüttung auf Ton mit danebenliegendem Einschnitt

Die Schüttung Ittigenmösli, wenige Kilometer nördlich von Bern, ist ein nahezu klassisches Grundbauwerk mit schwierigen Randbedingungen und wurde vor etwa 10 Jahren erstellt. Neben einer großen Auflast wurde ein Einschnitt erstellt. Die beiden Vorgänge verliefen bodenmechanisch gegenläufig. Die Auflast bewirkte kurzfristige und der Ausbau langfristige Stabilitätsprobleme. Es ist nicht offensichtlich, welche dabei maßgebend waren. Es wurden Baugrunduntersuchungen, Bemessungen, Feldmessungen und Interpretationen durchgeführt.

Eine umfassende Darstellung erfolgte durch Steiner (1994). Hier werden die wesentlichsten Faktoren für die Anwendung der "Beobachtungsmethode" und der probabilistischen Methode dargestellt.

3.1 Untergrundeigenschaften

Im Rahmen des Baus des Grauholtzunnels musste beim Westportal etwa 200.000 m³ Aushubmaterial aus Voreinschnitt und Tagbauabschnitt deponiert werden. (Steiner, 1994). Zwischen Autobahn A1 und der viergleisigen Bahnlinie bot sich ein etwa 500 m langer, sich von 50 auf 150 Meter aufweitender Streifen an (Abb.1). Die Aufschüttung wurde 12 bis 15 Meter hoch; daneben liegen die Gleise des Grauholtzunnels in einem Einschnitt von 10 Metern Tiefe (Abb. 2).

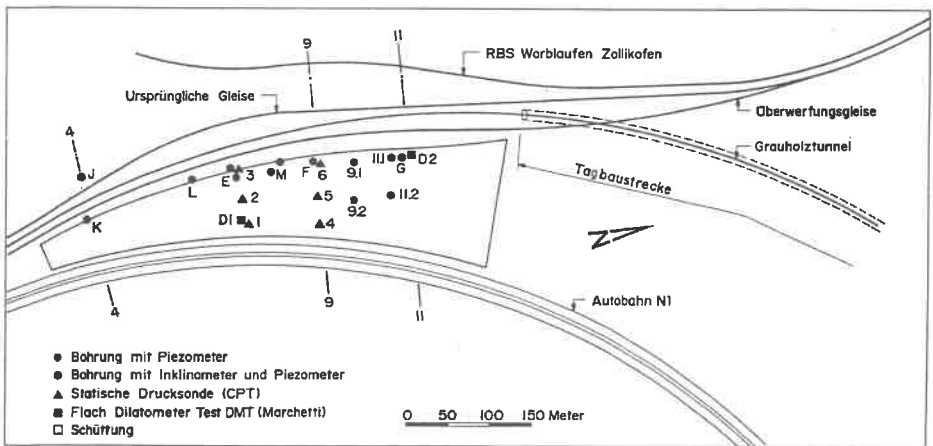


Abb. 1: Lageplan der Schüttung Ittigenmösli mit Sondierungen und Instrumentierung.

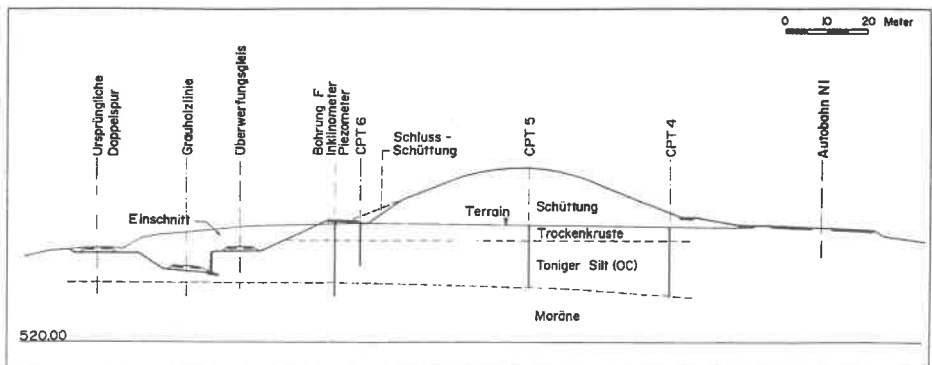


Abb.2: Querschnitt durch Schüttung Ittigenmösli

Der tonige Silt (Seeton) wurde am Ende der Eiszeit abgelagert und ist nicht durch Gletschereis vorbelastet. Die Untergrundverhältnisse wurden durch Sondierbohrungen, bei denen Drehflügel- und Flachdilatometerversuche durchgeführt wurden und statische Drucksondierungen erkundet.

Die Auswertung der mit Drehflügel und Flachdilatometerversuche bestimmten undrainierten Scherfestigkeit ist in Abb. 3 dargestellt. Diese Versuche wurden statistisch ausgewertet (Tabelle 3). Daraus lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

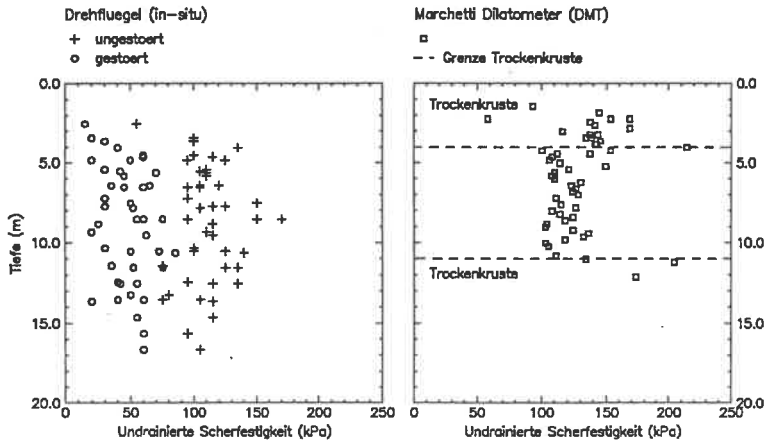


Abb. 3: Undrainierte Scherfestigkeit

Mit dem Flachdilatometer wurde ein Profil der undrainierten Scherfestigkeit über die Schichtdicke gewonnen, davon konnte die untere und obere Trockenkruste ausgeschieden werden.

Dadurch ändern sich Mittelwert und Streumaß (Standardabweichung).

	Drehflügel in-situ [kPa]		Mit Flachdilatometer Marchetti DMT [kPa]	
	Ungestört	Gestört	Alle Messwerte	Ohne Messwerte in Trockenkruste
Mittelwerte	110.6	46.8	128.2	119.0
Standardabweichung	21.0	17.3	26.1	13.1
Minimum	55	15	58	100
Maximum	170	85	214	153
Anzahl Messwerte	44	44	53	34

Tabelle 3: Undrainierte Scherfestigkeit der tonigsiltigen Schicht.

Für die probabilistische Stabilitätsanalyse werden die undrainierte Scherfestigkeit mit dem Flachdilatometer, ohne Messwerte in Trockenkruste, verwendet. Diese widerspiegeln Festigkeit und Streubereich in der maßgebenden Schicht am besten. Die Auswertung über die ganz Höhe mit Trockenkruste täuscht eine nicht vorhandene räumliche Variabilität vor.

Die Drehflügelversuche wurden in verschiedenen Bohrungen im Abstand von 3 Metern vorgenommen. Es sind also darin räumliche Variationen des Untergrundes enthalten.

Über weitere bodenmechanischen Eigenschaften wird in der ausführlichen Veröffentlichung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik (Steiner, 1994) verwiesen.

3.2 Stabilitätsberechnungen

Die Bemessungsquerschnitte sind in Abb. 4, zusammen mit den kritischen Gleitflächen dargestellt. Für die anstehende Tonschicht wurden Werte der ungestörten, undrainierten Scherfestigkeit aus DMT verwendet. Für die Schüttung wurde die gestörte Scherfestigkeit aus Drehflügelversuchen verwendet. Die kritische, nicht kreisförmige Gleitfläche wurde mit deterministischen Methoden bestimmt.

Anschließend wurde mit der Methode Rosenblueth - Harr (Harr, 1987) eine probabilistische Abschätzung vorgenommen. Die Resultate sind in Tabelle 4 aufgeführt.

Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit sind einige implizite Annahmen getroffen worden. Die Eingabvariablen (Scherfestigkeit) wurden als normal verteilt angenommen, ebenso die Resultate des Sicherheitsgrades. Mit der Punkt-

abschätzungsmethode Rosenblueth - Harr wurden jeweils Stützpunkte der Verteilung beidseits des Mittels bestimmt. Diese Annahmen haben zwar auch einen entscheidenden Einfluss auf die absolute Größe der Wahrscheinlichkeit des Versagens, aber nur einen beschränkten auf die relativen Wahrscheinlichkeiten.

Die Stabilität des Dammes auf tonigem Untergrund wurde für nicht kreisförmige Gleitflächen mit der Methode Morgenstern - Price ermittelt. Die kritische Gleitfläche wurde zuerst deterministisch gesucht und an dieser jeweils für die Stützpunkte (oben und unten = Mittelwert $\pm$ Standardabweichung) der Sicherheitsfaktor bestimmt.

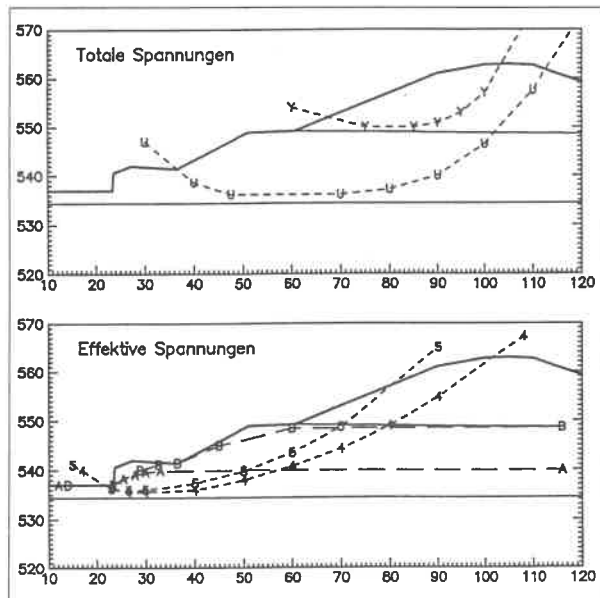


Abb.4: Maßgebende Gleitflächen für Gesamtstabilität

	Gesamtstabilität mit allen Werten aus DMT	Gesamtstabilität ohne Werte aus Trockenkruste	Dammstabilität mit gestörter Scherfestigkeit
Mittlerer Sicherheitsgrad F	2.27	2.11	1.99
Standardabweichung für F	0.49	0.27	0.74
β -Parameter	2.6	4.0	1.35
Rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit	$0.48 \cdot 10^{-2}$	$3.0 \cdot 10^{-5}$	$8.8 \cdot 10^{-2}$

Tabelle 4: Resultate der Berechnung der Gesamtstabilität mit undrainierter Scherfestigkeit.

Daraus konnten der mittlere Sicherheitsgrad und dessen Standardabweichung abgeschätzt, wie auch der β -Parameter, d.h. der Abstand des Sicherheitsgrades in Mehrfachem der Standardabweichung von $F = 1.0$ berechnet werden. Weiter ergab sich daraus die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit für den normal verteilten Sicherheitsgrad.

Ein Vergleich der deterministischen Sicherheitsgrade und der Versagenswahrscheinlichkeit ist sehr aufschlussreich. Die Berechnung der Gesamtstabilität "Damm mit Foundation" mit undrainierter Scherfestigkeit und des "Dammes allein" ergab mittlere Sicherheitsgrade von 2 und mehr. Dasselbe gilt auch für die Stabilität des Dammes. Mit den Resultaten der probabilistischen Berechnung zeigen sich wesentliche Unterschiede. Für die Dammstabilität ergibt sich, trotz eines mittleren Sicherheitsgrades von 2, eine Versagenswahrscheinlichkeit von nahezu 10 %. Dies ist ein nicht akzeptabler Wert. Für die Ausführung hieß dies, dass der ausgehobene Seeton nicht einfach auf die Deponie geschüttet werden konnte. Vielmehr musste auf der Außenseite der Schüttung ein Stützkörper aus besserem Aushubmaterial oder kalkstabilisiertem Ton geschüttet werden.

Bei der Gesamtstabilität ergaben sich folgende Erkenntnisse:

Berücksichtigt man die statistischen Werte aus allen Daten, so ergibt sich ein höherer mittlerer Sicherheitsgrad als für die Werte ohne Trockenkruste. Anders sieht es bei der Bruchwahrscheinlichkeit aus, diese ist für den Fall mit Trockenkruste rechnerisch wesentlich (etwa 100x) höher. Die Berechnung mit der undrainierten Scherfestigkeit ohne Trockenkruste spiegelt die Situation am besten wider. Andernfalls müssten mehrere Schichten in der Berechnung eingeführt werden.

Die Stabilität (langfristig) wurde auch mit effektiven Festigkeitsparametern abgeschätzt (Abb. 4, Tabelle 5). Hier zeigte sich der Einfluss der Porenwasser-
spannung als maßgebend. Die berechneten mittleren Sicherheitsgrade sind geringer
als für die undrainierten Fälle. Gleichzeitig ist aber die Bruchwahrscheinlichkeit
wegen der geringeren Streuung des Reibungswinkels geringer als für den
undrainierten Fall.

	Keine Porenwasser- spannung im Ton	Piezometrische Linie A Bruchfläche 4	Piezometrische Linie B Bruchfläche B
Mittlerer Sicherheitsgrad F	1.79	1.60	1.24
Standardabweichung für F	0.14	0.12	0.09
β -Parameter	5.6	5.0	2.5
Rechnerische Versagenswahr- scheinlichkeit	$2.8 \cdot 10^{-9}$	$2.4 \cdot 10^{-7}$	$0.4 \cdot 10^{-2}$

Tabelle 5: Resultate der Berechnung der Gesamtstabilität für drainierte Scher-
festigkeit

3.3 Verformungsabschätzungen, Messungen und Beobachtungen

Trotz der obigen Berechnungen bestanden noch Restunsicherheiten über die
Stabilität. Diese musste zuerst beurteilt werden können. Stabilitätsberechnungen
sagen nur etwas über den Versagenszustand aus und nicht darüber wie es zum
Versagen kommen konnte. Im Feld kann man Verformungen und Porenwasser-
drücke einfach beobachten. Deshalb wurden Verformungsvoraussagen mit
undrainiertem Verhalten durchgeführt (Abb. 5). Diese dienen als Basis für die
Verformungsmessungen in der Beobachtungsmethode.

Der Verlauf von Inklinometermessungen ist in Abb. 6 dargestellt. Die zeitliche
Entwicklung der Kopfverschiebung und der Porenwasserdrücke ist in Abb. 7,
zusammen mit dem Schütt- und Bauvorgang, dargestellt.

Die aufgetretenen Verformungen waren kleiner als vorausgesagt, aber kon-
zentrierten sich in einer Schicht von 1 bis 2 Meter, die auf der oberen Gleisebene
austrat. Die zeitliche Entwicklung zeigt, dass die Verformungen mit der Zeit
abnahmen. Als Maßnahme wäre eine zeitliche Schüttunterbrechung oder eine
Verringerung der Schütthöhe möglich gewesen. Die starke Beschleunigung von

Inklinometer E anfangs 1990 ist auf eine kleine Schüttung nahe der Böschungskante zurückzuführen als die Baustraße verengt wurde.

Ebenso ist die Reaktion der Schüttung in den Piezometern sichtbar. Auch hier zeigte sich unterschiedliches Verhalten. Im Schnitt E trat ein Anstieg des Porenwasserdrucks von 1 Meter auf, mit den erwähnten Horizontalverformungen. Im Schnitt F, ein Jahr später, nur ein Porendruckanstieg um 2 Meter aber keine zusätzliche Horizontalverformung.

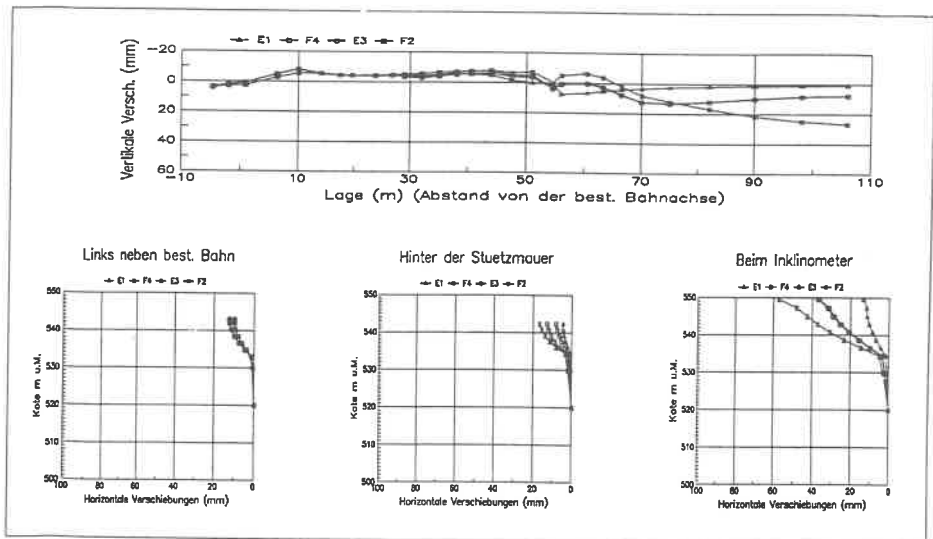


Abb.5: Vorausgesagte Verschiebungen für mittlere Bodenkennwerte

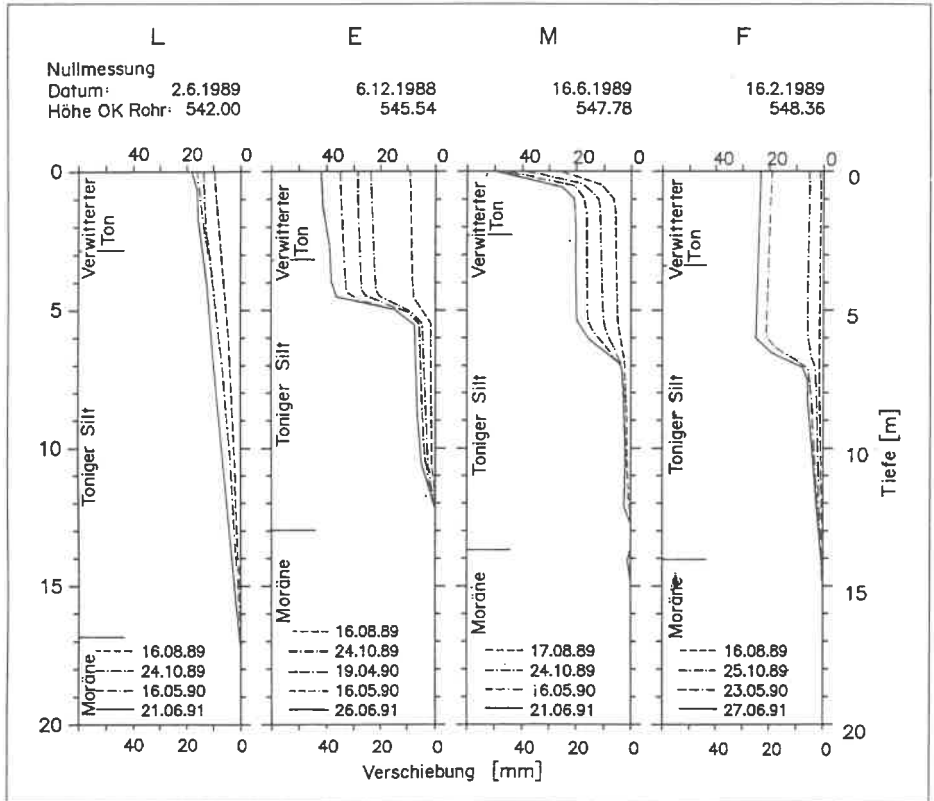


Abb.6: Inklinometermessungen längs der Schüttung

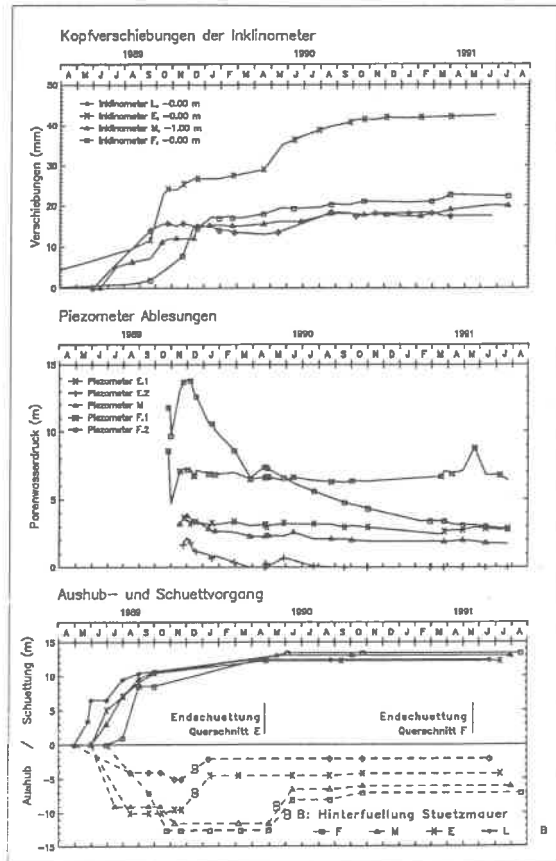


Abb.7: Zeitliche Entwicklung der Verschiebungen, Porenwasserdrücke und Schüttungen

3.4 Bewährung der "Beobachtungsmethode", Abweichungen und unvorhergesehene Ereignisse

Als wesentliches Entscheidungskriterium hat sich die zeitliche Entwicklung von Verformung und Porenwasserdrücken erwiesen, d.h., Verformungsgeschwindigkeit und Änderung der Drücke.

Es war wichtig, die Messungen laufend auszuwerten und sofort zu reagieren. Abweichungen der Messungen konnten auch messtechnischer Art sein, wie Verschmutzung der Führungen der Inklinometersonde. Diese mussten erkannt werden, um nicht falsche Entscheide zu treffen.

Mit Schüttung und Aushub wurden jeweils Laständerungen erzeugt, deren Auswirkungen mit der Zeit abnahmen. Es mussten auch zusätzliche Untersuchungen vorgenommen werden, wo eine lokal geringere Scherfestigkeit festgestellt wurde.

Die Schüttung "Ittigenmösl" ist ein klassischer Fall für die Anwendung der Beobachtungsmethode. Wichtig war, dass die Messungen koordiniert waren und auch die Bauvorgänge (Schüttungen, Aushübe) in die Auswertung einbezogen wurden. Die Aufzeichnung des zeitlichen Verlaufes der Verformungen lieferte wesentliche Erkenntnisse. Die absolute Größe der Verformungen war und ist schwierig vorauszusagen. Ein Hauptkriterium der Beurteilung waren das Abklingen der Verformungen nach einem Lastwechsel (Schüttung oder Aushub).

4. Stabilität der Fundation einer Autobahnbrücke

4.1 Problemstellung

Vor 20 Jahren wurde die Nationalstraße N2, heute Autobahn A2, in der Leventina, dem oberen Tessintal erstellt. Dort, wo vor 120 Jahren die Bahn mit zwei Kehrtunneln die obere Talstufe des Piottino überwindet, tut dies die Autobahn mit einer Serie von Viadukten und Tunneln. Die 50 Meter hohen Pfeiler wurden teilweise auf Felsvorsprüngen fundiert (Steiner, 1996).

Bei einem Viadukt wurden 170 Anker mit Traglasten von 1100 bis 3000 kN versetzt. Diese wiesen noch nicht den später üblichen Korrosionsschutz auf. Um 1995 wurden die Anker kontrolliert, sie wiesen starke Korrosionserscheinungen, vor allem an den Ankerköpfen, auf.

Die Notwendigkeit, die Anker zu ersetzen, musste zuerst durch geomechanische Berechnungen nachgewiesen werden.

Die Stabilität von Fels, hier Gneiss bis Granit, hängt von den Trennflächen ab. Das Trennflächengefüge wurde durch in -situ Messungen mit dem Kompass durch den Geologen und mit stereophotographischen Aufnahmen und Auswertungen ermittelt (Abb. 8).

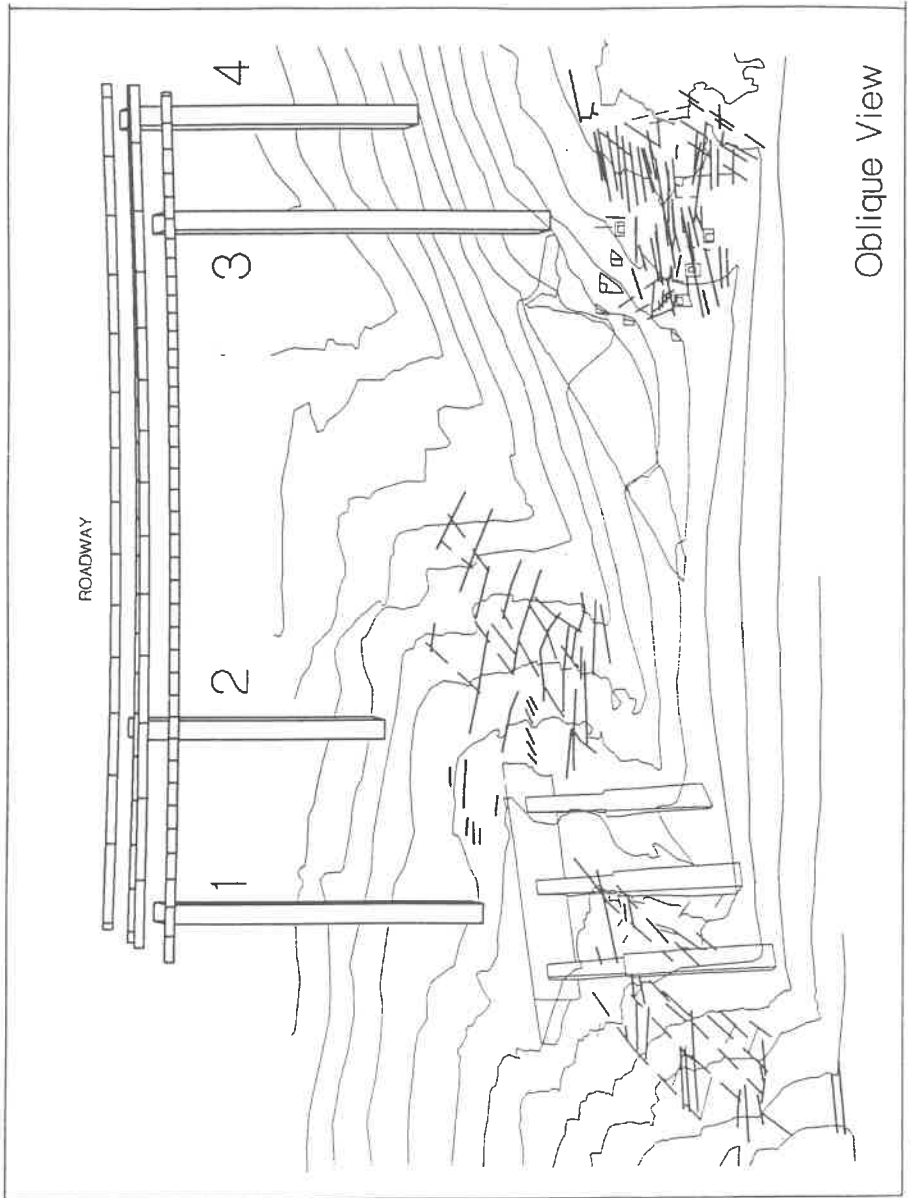


Abb. 8: Ansicht Viadotto di Monte mit Kluftaufnahme aus Stereophotos.

4.2 Stabilitätsanalyse

Die Stabilitätsverhältnisse waren für die verschiedenen Foundationen unterschiedlich, da die 365 m lange Doppelbrücke im Grundriss einen 60°-Bogen führt.

Unter Pfeiler 2' zeigte es sich, dass bei voller Durchtrennung der beiden Hauptklufscharen ein Sicherheitsgrad von 2.0 erreicht wurde, dies ohne oder mit Pfeilerauflast. Eine dritte Kluftchar, die einen sehr geringen Durchtrennungsgrad aufwies, war die Ursache der Ankerung.

Nimmt man diese Kluftchar aber als durchgehend an, so ergaben sich Keile mit Sicherheitsfaktoren von weniger als 1.0. Es wären also für diesen Fall Ankerkräfte in der Grössenordnung der Pfeilerlast (36 MN = 3600 to) nötig, um eine stabile Situation zu erreichen.

Zur Stabilisierung der Keile genügt aber schon ein Felsbrückenanteil von weniger als 5 %, um stabile Verhältnisse zu schaffen. Ein Felsbrückenanteil von 10 % entspricht einer Kohäsion von 500 k Pa, während $C' = 200$ kPa einem Felsbrückenanteil von 4 % entspricht.

Aufgrund der Feldaufnahmen war ein weit höherer Anteil an Felsbrücken (> 80%) zu erwarten. Dieses Gefährdungsbild konnte deshalb eliminiert werden.

Die Zusammenstellung in Tabelle 8 zeigt die unterschiedliche Auswirkung von Kohäsion und Ankerkräfte deutlich.

Trennfläche K3		Trennfläche K1		Lasten P = Vertikale Auflast aus Pfeiler A = Anker	Stirn des Keils (vertikal) Gewicht des Keils	F.S. Sicherheits faktor des Pfeilers	Richtung der Schnittgerade oder Gleitebene
Fallazimut = 075 Fallwinkel = 52	$\Phi' = 48^\circ$ $c' = 0$	Fallazimut = 355 Fallwinkel = 85	$\Phi' = 48^\circ$ $c' = 0$	Ohne Pfeiler	025/89 Vertikal	F = 0.87	075/52 K3
				P = 36 MN	6504 Tonnen 65 MN	F = 0.87	075/52 K3
				P = 36 MN A = 15 MN		F = 1.16	079/52 I
				P = 36 MN A = 30 MN		F = 1.52	079/52 I
				P = 0 A = 15 MN		F = 1.36	079/52 I
				P = 36 MN		F = 1.74	075/52 K3
				P = 36 MN		F = 3.05	075/52 K3
	$\Phi' = 48^\circ$ $c' = 200$ kPa						
	$\Phi' = 48^\circ$ $c' = 500$ kPa						
	$\Phi' = 48^\circ$ $c' = 200$ kPa		$\Phi' = 48^\circ$ $c' = 200$ kPa	P = 36 MN A = 15 MN		F = 3.25	079/52 I

Tabelle 8: Einfluss von Kohäsion und Ankerkräfte auf Sicherheitsgrad

Beim Pfeiler 3 ging es um ein zweidimensionales Problem. Die Klüfte fallen mit 40° bis 53° aus der Wand heraus. Je nach Rauigkeit der Klüfte, ergibt sich eine hohe Scherfestigkeit und es lässt sich eine stabile Situation berechnen.

Hier wurde eine Beurteilung mit einem kinematischen zweidimensionalen Modell vorgenommen (Einstein et al., 1983). Die Ausbisslänge der Trennflächen war aus den stereographischen Auswertungen und Feldaufnahmen bekannt.

Mit dem Modell von Einstein et.al. (1983), kann die Versagenswahrscheinlichkeit, d.h. die Wahrscheinlichkeit, dass eine durchgehende Trennfläche existiert, für verschiedene Wandhöhen berechnet werden.

Durchtrennungsgrad	K=	1	1	1	1
Höhe der Böschung (m)	Z=	25	25	10	10
Einfallwinkel	DIP=	40	53	40	53
Mittlere Länge der Trennflächen (m)	JL=	6.2	6.2	6.2	6.2
Versagenswahrscheinlichkeit (%)	P1(%)=	0.19 %	0.64 %	8.12 %	13.25 %

Durchtrennungsgrad	K=	1	1	1	1
Höhe der Böschung (m)	z=	5	5	3	3
Einfallwinkel	DIP=	40	53	40	53
Mittlere Länge der Trennflächen (m)	JL=	6.2	6.2	6.2	6.2
Versagenswahrscheinlichkeit (%)	P1(%)=	28.50 %	36.42 %	47.09 %	54.55 %

Tabelle 9: Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Wandhöhen

Die mittlere Länge der Trennflächen war in 6.2 Meter ermittelt worden. Niedrigere Wände haben eine sehr große Versagenswahrscheinlichkeit. Bei Höhen von 25 m wird sie fast verschwindend klein. Dies heißt, dass es sehr wahrscheinlich ist, dass sich Blöcke von einigen Metern Länge aus dem Felsverband lösen können. Entsprechende Ausbrüchnischen können auch in der umgebenden Felswand beobachtet werden.

Die Sicherungsmaßnahmen können sich deshalb auf das Stabilisieren solcher lokaler Ausbrüche durch Felsnägel beschränken.

Eine probabilistische Analyse, kombiniert mit Feldbeobachtungen, konnte hier zur Beurteilung herangezogen werden und lieferte im Gegensatz zur deterministischen Analyse klare Aussagen.

4.3 Beobachtungsmethode

Für die Beurteilung der Stabilität wurden Beobachtungen im Feld zur Kalibrierung von Kluftrmessungen und Analysen benutzt. Sonst hat man den Weg einer konservativen Bemessung gewählt. Ein Bruchversagen wäre spröde, es könnte also mit Messungen nicht rechtzeitig erfasst werden.

Es war entscheidend, Aussagen über den Durchtrennungsgrad machen zu können. Diese konnten aus Stereoaufnahmen und Feldmessungen durchgeführt werden.

5. Schlussbemerkungen

Die Beobachtungsmethode kann für Hangstabilitäten zweckmässig eingesetzt werden. Es ist wichtig, die Grenzen der Beobachtungsmethode zu kennen.

Im Falle von grösseren, plastischen Verformungen sind Feldmessungen mit Inklinometern zweckmässig. Für den Fall eines spröden Versagens ist eine Bemessung mit ausreichender Sicherheit zweckmässig.

In beiden Fallstudien konnte mit probabilistischen Methoden abgesicherte Entscheidungsgrundlagen erarbeitet werden.

6. Literatur

- Steiner, W. (1994) "Stabilitätsprobleme beim Bau der Voreinschnitte des Grauholztunnels", Mitteilungen No. 129, Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik.
- Einstein, H.H.; Veneziano, D.; Baecher, G.B.; O'Reilly, K.J. (1983) "The effect of Discontinuity Persistence on Rock Slope Stability"
- International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Pergamon, Vol. 20, No. 5; pp. 227-236.
- Hoek, E.; Bray, J. (1977) "Rock Slope Engineering" 2nd edition. Institution of Mining and Metallurgy, London, 402 p.
- Harr, M.E. (1987) "Reliability Based Design in Civil Engineering, McGraw-Hill, New York. Vgl. auch französische Übersetzung von E. Recordon. Presses Polytechniques Romands.
- Steiner, W.; Metzger, R.; Marr, W.A. (1992) "An Embankment on Soft Clay with an adjacent cut", Proceedings Geotechnical Conference, Stability and Performance of Slopes and Embankments II, Berkeley, ASCE, New York, pp. 705-720.
- Simon, R.M.; Ladd, C.C. and Christian J.T. (1974) "Analysis of Undrained Behavior of Loads on Clay", Proc. of Conf. On Analysis and Design in Geotechnical Engineering, ASCE, Austin, Vol. 1, pp. 51-84.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970) "Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils", Proceedings ASCE, JSMFD, Vol. 96, No. SM 5., 1970, pp. 1629 - 1654.
- Morgenstern, N.R., and Price, V.E. (1965) "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Géotechnique, Vol 15, pp. 179 - 193.
- Peck, R.B. (1969) "Advantages and Limitations of the Observational Method in applied Soil Mechanics", Rankine Lecture, Géotechnique.
- Steiner, W. (1996) "Stabilität eines Felspfeilers - "Viadotto di Monte", in italienischer Sprache. Giornata di Studio, Ascona, 6. März 1996.

Aktuelle Erfahrungen bei Ausschreibung und Vergabe im Tiefbau und Tunnelbau

Direktor Dipl.-Ing. W. Dietz

Ed. Züblin AG, Stuttgart

1. Einleitung

Wir sind seit Jahren mit einer vielschichtigen und teilweise tiefgreifenden Umstrukturierung der wirtschaftlichen und gesellschaftlichen Verhältnisse konfrontiert. Eine Ursache dafür ist die Schaffung der Europäischen Union mit der bevorstehenden Einführung des Euro. Der ursprünglich nationale Markt wandelt sich in einen europäischen. Parallel dazu haben sich auch grundsätzliche Veränderungen in der Weltwirtschaft vollzogen, die heute mit dem Begriff Globalisierung apostrophiert werden.

Diese Vorgänge haben Konsequenzen für die Bautätigkeit und die damit zusammenhängenden Regel- und Vertragswerke, so zum Beispiel durch Harmonisierung von Vorschriften innerhalb der Europäischen Union. Die konkrete Folge davon war, dass die Verdingungsordnung für Bauleistungen, VOB Teil A, in Deutschland im Zuge dieser Anpassung durch zusätzliche Bestimmungen nach der EG-Sektorenrichtlinie für die Ausschreibungs- und Vergabebestimmungen eine Neugestaltung erfuhr. Bei dieser Gelegenheit fand das bisher nicht zugelassene Verhandlungsverfahren über den Angebotspreis Eingang.

Zur Entlastung der Haushalte der öffentlichen Hand ist eine Tendenz in Gang gekommen, durch Privatisierung eine Konsolidierung der Finanzen zu erreichen. So wurde die Deutsche Bundesbahn zur DB AG umfunktioniert. Der Vorgang der Privatisierung verschafft nun die Möglichkeit, sich von Verbindlichkeiten, die der öffentlichen Hand auferlegt sind, abzukoppeln und neue Wege zu gehen.

Ein weiterer Trend besteht darin, in Komplettlösungen zu denken und nach Systemanbietern zu suchen, die ein totales Lösungskonzept anzubieten und auszuführen bereit sind: Die Entwurfs- und Genehmigungsplanung, Ausführungsplanung, Bauausführung umfassend und schließlich und endlich die Finanzierung. Als Musterbeispiel kann dafür das Großprojekt Flughafen Schönefeld in Berlin gelten.

Im Hochbau hat sich durch das Schlüsselfertige Bauen eine Leistungs- und Vertragsform entwickelt, die dem Bauherrn fraglos ein hohes Maß an Kosten- und Terminsicherheit bietet. Daneben entlastet sich der Bauherr von Schnittstellenproblemen und Kontrollfunktionen. Dafür eignet sich der Pauschalvertrag auf der

Basis einer Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm, was häufig als Funktionale Leistungsbeschreibung bezeichnet wird. Diese Ausschreibungsform und Vertragsgestaltung hat sich im schlüsselfertigen Hochbau bei konsequenter Anwendung bewährt.

Leisten wir uns auch noch einen Blick über die Grenzen:

In England wurde der New Engineering Contract eingeführt. Dessen wesentlicher Inhalt besteht darin, die gesamte Verantwortung, angefangen bei der Planung bis zur Ausführung, dem Bauunternehmer zu übertragen, der sich dann auch noch selbst durch ein entsprechendes Qualitätsmanagement kontrolliert. Einer der ersten Aufträge dieser Art war Heathrow Express Railway. Bei dem Bauabschnitt unmittelbar am Flughafen in Heathrow kam es dann zu einem Verbruch mit den Konsequenzen, dass aus der Auftragssumme von 60 Mio. £ ein Schaden von 423 Mio. £ entstand. Der Kommentar des Altmeisters des Tunnelbaus Sir Allan Muir Wood war: *Der New Engineering Contract ist keine angemessene Grundlage für den Tunnelbau* (Bild 1).

Muir Wood casts doubt on NEC in wake of HEX verdict

THE UK'S LEADING tunnelling expert Sir Alan Muir Wood has questioned the use of the New Engineering Contract for tunnelling projects in the wake of this week's Heathrow Express trial verdict.

The former ICE president acted as an expert witness for the Health & Safety Executive in the HEX prosecution (see accompanying stories). The project was one of the first uses of the NEC contract which is produced by the Institution.

In an open letter to NCE this week Muir Wood called for an immediate "health warning" to be issued by the Institution over use of the NEC on tunnelling schemes.

His views were backed by HEX contractor Balfour Beatty and David Cornes, one of the UK's top ten construction lawyers.

But ICE director general Roger Dobson moved swiftly to challenge Muir Wood's claims.

"The NEC is designed as a



Muir Wood: "NEC provides no adequate basis for tunnelling."

handbook of project management and this is where I have to differ with our revered past president," he said. "It is the project team that is important, not the contract. Your success comes down to the leadership and quality of the team. To say that the NEC is not appropriate in tunnelling is to not recognise the success that this form of contract has had elsewhere."

In his letter, Muir Wood catalogues his reservations about using the NEC in tunnelling. "I was one of those invited to comment on a draft of the NEC," he writes, "and expressed astonishment: that the concept of the Engineer was to be abandoned without any other mechanism for providing the engineering continuity essential for a project in which design continued into the

phase of construction."

He adds: "No attempt was made to remove this defect from the published document. For this reason, the NEC provides no adequate basis for tunnelling, where the continuity of design is an imperative".

Muir Wood also criticises the ICE guide, *Sprayed concrete lin-*

continued over



8 February 1999

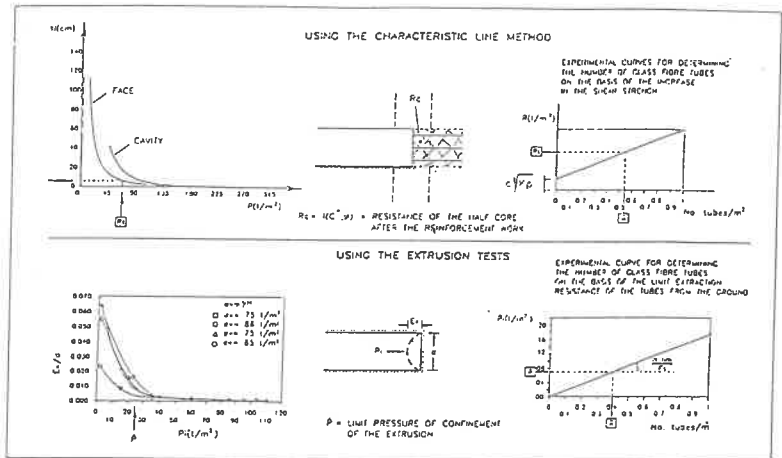
HEX: the cost

Planned	
Balfour Beatty's original tender value:	£60M
Trial tunnel cost	£1.1M
Unplanned	
Cost of collapse to BAA	£35M
Cost of collapse to Balfour Beatty	£35M
Cost of collapse to BAA and Balfour Beatty's insurers	£100M
Cost of airport disruption	£50M
Cost of shutting down JLE sites as a safety precaution	£200M
Fine for Balfour Beatty	£1.2M
Fine for Geoconsult	£0.5M
Cost to Geoconsult of expert witness report	£0.125M
HSE prosecution costs	£0.98M
Total extra unplanned cost	£422.7M
(Excluding cost of precautionary two week London Underground Piccadilly line closure, Balfour Beatty's legal costs and Geoconsult's legal costs)	

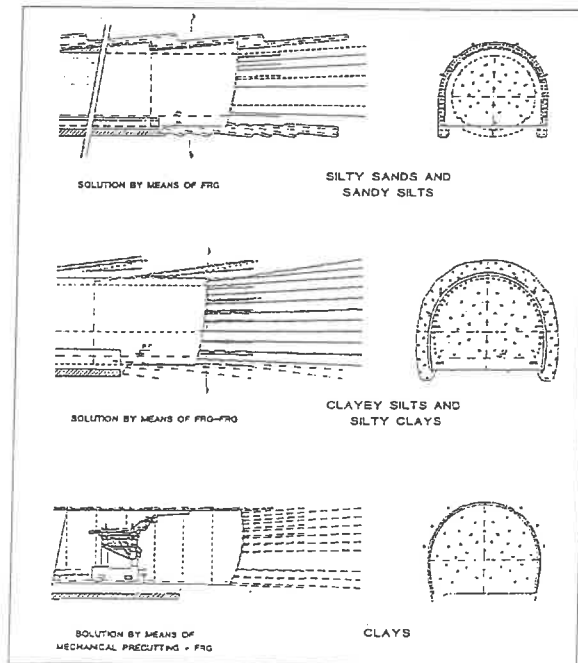
In Sydney wird die Bucht bei Sturmfluten mit Abwasser verseucht.

Für die Olympiade 2000 will man durch tiefliegende Rückstautunnel optimalere Voraussetzungen schaffen. Aus Zeitknappheit wird der Partnering oder Alliance Contract angewandt, bei dem Bauherr und Bauunternehmer partnerschaftlich Planung und Ausführung gemeinsam durchziehen. In einer Auswahlphase mussten die interessierten Unternehmer lediglich ihre Leistungsfähigkeit und ihre Vorstellungen der Zusammenarbeit darlegen. Die Baukosten ergeben sich aus dem tatsächlichen Aufwand mit offenen Büchern.

Für die Neubaustrecke Florenz – Bologna in Italien, mit einer Gesamtauftragssumme von ca. 5 Mrd. DM sind von der Gesamtlänge von 78 km über 70 km Doppelgleistunnel mit einem Ausbruchquerschnitt von 135 m² herzustellen. Es ist eine für diese Zwecke absolut ungewöhnliche Vertragsform gewählt worden: Die Arbeiten werden schlüsselfertig in Verbindung mit einem Festpreis ausgeführt, wobei der Unternehmer alle Zusatzkosten insbesondere die, die aus unvorhergesehenen geologischen Bedingungen herrühren, zu übernehmen bereit ist. Wesentliche Grundlage dabei war ein Design and Construct-Konzept für die bergmännischen Arbeiten, das in Zusammenarbeit mit dem Berater Rocksoil Mailand (Prof. Lunardi) erarbeitet wurde. Hierbei wurde besonders auf die Behandlung der Ortsbrust beim Vortrieb beispielsweise durch bis zu 24 m lange Glasfaseranker Wert gelegt (Bild 2).



9 Therapy phase: Evaluation of the core reinforcement intensity needed to prevent core instability



Der Bogen wurde bewusst sehr weit gespannt, um zu veranschaulichen, welche Vertragswerke möglich sind und praktiziert werden. Es fragt sich nur, inwieweit sich diese für die äußerst schwierige und anspruchsvolle Arbeit des Tunnelbaus wirklich eignen.

Im Weiteren sollen zwei Großbauvorhaben behandelt werden, die sich derzeit in Deutschland in der Ausführung befinden, Neubaustrecke Köln – Rhein/Main und 4. Röhre Elbtunnel.

2. NBS Köln – Rhein/Main

Die DB AG entschloss sich, um die bisher üblichen Planungs- und Bauzeiten zu verkürzen und die Kosten einzugrenzen, die drei Lose A, B und C des 135 km langen Mittelabschnittes 1995 funktional auszuschreiben. Grundlage war dafür VOB Teil A, Abschnitt 4, § 7 und 6 der EG Sektorenrichtlinie (Bild 3).

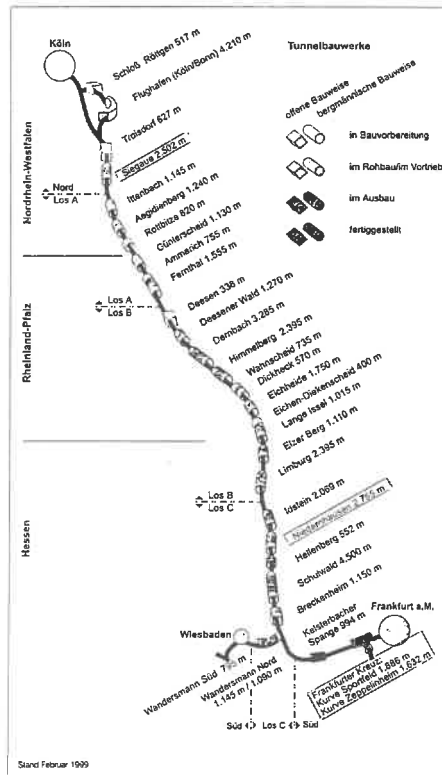


Bild 3 Stand der Tunnelarbeiten der Neubaustrecke Köln - Rhein/Main

An Ausschreibungsunterlagen standen zur Verfügung:

- Zeichnungen und Beschreibungen für die Planfeststellungsanträge mit vorgegebener Trasse und der Bauwerksliste.
- Baugrundaufschlüsse und Beschreibungen der Boden- und Gebirgseigenschaften für die einzelnen Planungsabschnitte unter Beachtung der Empfehlungen des Arbeitskreises Tunnelbau der DGGT sowie der DIN 4020. Es wurden obere und untere Grenzwerte angegeben, woraus für die Standsicherheitsnachweise charakteristische Kennwerte ermittelt werden sollten.
- Weiterhin hatten die bei der DB AG eingeführten technischen Regelwerke, DIN-Vorschriften usw. Gültigkeit.

Man wollte mit dieser Form der Ausschreibung erreichen, dass die Lose zu einem pauschalen Festpreis in Verbindung mit der Einhaltung eines bestimmten Endtermines unter Einschaltung einer 6-monatigen Pufferzeit für Unvorhergesehenes vergeben werden konnten.

Für die zweigleisigen Tunnel waren die Unterlagen so ausgestaltet, daß von einer Spritzbetonbauweise auszugehen war mit Ausbruchklasseneinteilungen, die sich an den zu erwartenden geologischen Verhältnisse orientierten, die in Einzel- und einem Gesamtgutachten dargestellt waren. Für die einzelnen Ausbruchklassen und bestimmte Wassererschwerisse waren Preise pro lfm anzugeben. Damit wollte man die Forderungen der VOB Teil C - Untertagebauarbeiten DIN 18312 erfüllen und nicht vorhergesehene Verhältnisse konnten finanziell angepasst werden. Es waren Mindestsicherungsmittel angegeben, die vom Bieter nach seiner Beurteilung und seinen Vorberechnungen ausgehend von dem Baugrundgutachten verbindlich festzulegen waren. Vertragsform und -inhalt entsprachen einer Gesamtgewerkevergabe über bestimmte Streckenabschnittslängen, allerdings ohne Signal- und Telekommunikationstechnik, Oberleitung, Schaltanlagen und elektrische Anlagen.

Nach der Submission, im März 1996, wurde gemäß VOB A, Abschnitt 4, § 3 der Sektorenrichtlinie im Verhandlungsverfahren mit den Bietern die Vergabe eingeleitet. Damit wandte ein im Grunde öffentlicher, inzwischen privatisierter Auftraggeber die bisher ungebräuchliche und nach der alten VOB nicht zugelassene Möglichkeit an, neben der Technik auch über den Preis zu verhandeln. Es führte schließlich zur Beauftragung einer Gesamtsumme von ca. 3,6 Mrd. DM an 3 bzw. 4 Gruppen. Los A im Norden erhielt die Mittelstandsgruppe mit 11 Firmen, Los B ging an eine große Gruppe aus deutschen Firmen, unter der Federführung von Holzmann später Hochtief und der Beteiligung österreichischer Firmen, die sich unter der Bezeichnung ATAC zusammenschlossen und als ATAC von den Losen A und C jeweils zusätzlich 2 Tunnel in Auftrag bekamen. Das Los C erhielten wiederum 4 deutsche Baufirmen. Der auf diese Gruppen entfallende Auftragsanteil entsprach ca. 4 x 900 Mio. DM.

Zu diesem Zeitpunkt war die Planfeststellung nur in Teilbereichen abgeschlossen. Es lag auch keine Genehmigungsplanung vor, sondern es war vorgesehen, dass die

Entwurfs- und Genehmigungsplanung parallel zur Ausführungsplanung bewerkstelligt werden sollte, um die Planungsphase und letztlich auch die Gesamtbauzeit zu verkürzen.

Bis auf eine Gruppe hatten alle anderen im wesentlichen an der Ausbruchsklassifizierung der Ausschreibung festgehalten, um nicht in die Situation der Übernahme des geologischen Risikos zu geraten.

Um es vorweg zu nehmen, nach dem heutigen Stand musste der ursprünglich vereinbarte Endtermin um ein Jahr verlängert werden und über die Auftragssummen hinaus wurden inzwischen namhafte Nachträge bewilligt, die sich vor allem aus der Zeitverschiebung ergaben. Anzumerken ist, dass sich dies ereignete, obwohl erstmalig in dieser Form eine intensive baubegleitende juristische Beratung des Bauherrn erfolgte, die eigentlich die Aufgabe hätte haben müssen, solche Ereignisse zu vermeiden.

Aus heutiger Sicht lässt sich bei einer kritischen Bewertung folgendes feststellen:

- a) Der Entschluss, um Zeit zu sparen und früh in die Vergabe und Ausführung eintreten zu können, unter Inkaufnahme eines nicht abgeschlossenen Planfeststellungsverfahrens, muss als eine nicht empfehlenswerte Lösung bezeichnet werden. Insbesondere bei dem Los A sind dadurch erhebliche zeitliche Verzögerungen entstanden und haben außerdem für Auftraggeber und Auftragnehmer äußerst schwierige Verhältnisse bezüglich anfallender Zusatzkosten und deren Kostentragung geschaffen. Man hat daher Ende 1998/Anfang 1999 mit der Bauzeitverlängerung um ein Jahr und der Bezahlung von damit zusammenhängenden Kosten eine Zäsur gemacht. Damit ist allerdings das Thema Nachforderungen nicht beendet.
- b) Die Entwurfsplanung war in den Vorgaben des Auftraggebers nur teilweise abgeschlossen. Sie war durch den Bieter zu vervollständigen und war damit Teil seines Angebotes. In der Angebotsphase konnte jedoch keine Prüfung und Genehmigung durch die Behörden oder Institutionen erfolgen, die hoheitliche Aufgaben wahrzunehmen haben, wie das EBA. Genauso wenig durch Prüfer, die die Standsicherheit der gewählten Konstruktion zu kontrollieren haben.

Die ursprüngliche Absicht, zur Beschleunigung der Planungsphase mit der Vervollständigung der Entwurfs- und Genehmigungsplanung auch mit der Ausführungsplanung zu beginnen, scheiterte, denn es stellte sich sehr schnell heraus, dass erst die Genehmigungsplanung eingereicht und durch die zuständigen Stellen bestätigt werden musste, bevor mit einer Ausführungsplanung angefangen werden konnte.

Als besonders problematisch erwies sich der Umgang mit den sogenannten oberen und unteren Kennwerten. Dies lässt sich sehr leicht erklären: Wenn der Unternehmer durch die Funktionale Ausschreibung gefordert ist ein wirtschaftliches Angebot zu unterbreiten, wird er tendenziell nicht die unteren

bzw. ungünstigsten Kennwerte zum Ansatz bringen. In der Ausführungsplanung geht nun die Schere dahingehend auf, dass der Prüfer mit Blick auf die Sicherheit eher das Ziel verfolgen wird, sicherzustellen, dass auch die unteren Kennwerte im statischen Nachweis Eingang finden. Und hier zeigt sich nun eine der gravierensten Punkte, wo man erheblichen Zweifel haben muss, ob eine Funktionale Leistungsbeschreibung im Tiefbau und Tunnelbau zweckmäßig sein kann. Deren Sinn soll doch darin bestehen, durch die Gestaltungsmöglichkeiten des Unternehmers zu einer für beide Vertragspartner optimale und wirtschaftliche Ausführung zu gelangen. Welchen Handlungsspielraum hat jedoch ein Unternehmer bezüglich der Wahl der Baugrunderkennwerte, wenn er beispielsweise bereit wäre, unter Inkaufnahme eines höheren Risikos eher nach oben tendierende Kennwerte für die Bemessung seiner Konstruktion zugrunde zu legen, wenn er am Ende vom Prüfer angehalten wird, Kennwerte, die eigentlich mehr zum unteren Ende zeigen, in seine Berechnung einzuführen.

Dabei ist noch auf einen weiteren Punkt hinzuweisen, der sich als zusätzliche bedeutende Einflussgröße gezeigt hat. Neben dem Prüfer, der im Auftrag des EBAs handelt, hat der Bauherr, die DB AG, für ihren Teil einen Berater hinzugezogen. Wenn nun der Berater des Bauherrn aus seiner Beurteilung der Verhältnisse zusätzliche Forderungen stellt, dann entsteht in Verbindung mit dem Prüfer folgende Situation: Der Preis im Rahmen der Funktionalen Leistungsbeschreibung muss alle für die ordnungsgemäße Durchführung der Planung und Bauleistung erforderlichen Maßnahmen beinhalten. Daher sind alle aus Vorschriften, Regelwerken oder subjektiver Einschätzung anfallenden Kosten zuerst vom Auftragnehmer zu tragen. Damit ist naheliegend, dass je weniger Kostenrelevanz für den Auftraggeber vorhanden ist, um so leichter Forderungen gegenüber dem Auftragnehmer gestellt werden können. Es ergaben sich daraus außerdem anstelle des ursprünglich vorgesehenen 6-wöchigen Prüflaufs nicht nur erhebliche Mehrzeiten. Die Aufwendungen für die zu erbringenden Planungsleistungen wurden zwangsläufig höher, um die Sicherheitsbedürfnisse zweier Stellen zu befriedigen und damit stiegen auch die Baukosten. Dieser Effekt der quasi Doppelprüfung war zum Zeitpunkt des Vertragsabschlusses für den Auftragnehmer nicht zu erkennen. Und hier sei noch einmal deutlich darauf hingewiesen, dass es im Hochbau, wo sich die Funktionale Leistungsbeschreibung durchaus bewährt hat, diese den Sinn der Funktionalen Leistungsbeschreibung konterkarierende Einflussnahme durch Dritte in vergleichbarem Umfang nicht gibt.

Damit ist das Dilemma aufgezeigt, wenn durch die funktionale Leistungsbeschreibung keine eindeutige Vorgaben für Planungsgrundlagen gemacht werden aber gleichzeitig der Unternehmer aufgefordert ist, im Sinne der funktionalen Leistungsbeschreibung eine wirtschaftliche Lösung anzubieten, die jedoch Dritte durch ihre Beurteilung der Verhältnisse beeinflussen.

Konsequenzen hatte unter Umständen auch der unabdingbare Genehmigungsanspruch dritter Behörden. Da die Planfeststellung nicht durchgängig abgeschlossen war, hatte dies ebenfalls Auswirkungen auf die Planung und die Bauleistung, denn die Genehmigung von Dritten war einzuholen und verblieb beim Auftragnehmer, obwohl dieser nicht Planvorlageberechtigter ist.

Die hier geschilderte Problematik wurde inzwischen auch bei dem Auftraggeber erkannt mit der interessanten Folge, dass bei der Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt, die nach der Neubaustrecke Köln – Rhein/Main auf der Basis einer Funktionalen Leistungsbeschreibung vergeben wurde, die Planung für die Ausbruchklassen und die dabei zu verwendenden Sicherungsmittel von einem vom Bauherrn beauftragten Planer erbracht wird, also nicht mehr vom Auftragnehmer. Daraus ergibt sich, dass für die eigentliche Leistung des Tunnelbaus, nämlich Ausbruch und Sicherung kein Vertrag auf der Basis einer Funktionalen Leistungsbeschreibung zustande kam und sich auch für die Praxis bei der Anwendung der Spritzbetonbauweise nicht empfiehlt. Dies hat der Deutsche Ausschuss für unterirdisches Bauen in einer entsprechenden Empfehlung deutlich zum Ausdruck gebracht. Diese ist leider erst nach der Ausschreibung und Vergabe Neubaustrecke Köln – Rhein/Main erschienen, weil ihr Zustandekommen erst dadurch ausgelöst wurde. Im übrigen ist, wenn man sich an die bauseitige Vorgabe der Ausbruchklassen bei der NBS Köln – Rhein/Main gehalten hat, auch dort kein reiner Pauschalvertrag zustande gekommen.

Was ebenfalls hervorzuheben ist, ist der Aufwand der im Tiefbau und Tunnelbau in der Angebotsphase von den Bietern bei einer Funktionalen Ausschreibung zu leisten ist. Im Gegensatz zum Hochbau ist eine sehr viel umfangreichere Entwurfsstatik zu machen, so dass im Verhältnis zu der Chance einen Auftrag zu bekommen, der Aufwand unverhältnismäßig groß wird und damit volkswirtschaftlich fragwürdig. Eine weitere Folge davon ist, dass die Angebote nicht vergleichbar sind!

Wenn dann nach der Submission in der Verhandlungsphase der Versuch unternommen wird, die Bieter nach unten zu handeln, so stellt sich die Frage, ob eine DB AG, für sich gesehen ein Monopolist, durch ihre marktbeherrschende Funktion nicht in unangemessener Form die Unternehmer zwingt, Aufwendungen zu treiben und Risiken einzugehen, die im Grunde nicht vertretbar sind. Verhandlungen des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie mit der DB AG, die diese Missstände aufgezeigt haben, sind bisher nur teilweise erfolgreich gewesen.

3. 4. Röhre Elbtunnel

Mit einer Auftragssumme von ca. 700 Mio. DM ist das Bauvolumen der 4. Röhre Elbtunnel nur etwa ein 1/5 des vorher genannten Betrags. Hinzu kommt jedoch die Vorfinanzierung, so dass sich der Gesamtbetrag aller Kosten auf ca. 1,25 Mrd. DM erhöht. Mit der weltweit größten Schildmaschine mit Flüssigkeitsstützung, Durchmesser 14,2 m, und einer Mindestüberdeckung von nur 6 - 8 m unter der Elbe

erfolgen, wie bei der Spritzbetonbauweise. Für das Durchfahren einer Strecke mit Londoner Ton würden diese Voraussetzungen bestens passen.

Wenn jedoch die geologischen Verhältnisse stark wechselhaft sind, natürliche oder künstliche Hindernisse zu erwarten sind und andere den normalen Vortrieb störende Einflüsse bewältigt werden müssen, sind letztlich zusätzliche Leistungsinhalte zu definieren. Es sind dafür auch die Kostenanteile festzulegen. Nur so wird der Vertrag seine Gültigkeit behalten und können nachträgliche Verhandlungen über Kosten vermieden werden.

Bei der 4. Röhre Elbtunnel wurde dies so gelöst, dass der endgültige Werkvertrag neben der Hauptleistung für 2.561 m Schildvortrieb mit Tübbingausbau, 131 sogenannte Störfälle und deren Kosten beinhaltet. Alles, was erwartungsgemäß nicht dem Regelvortrieb mit den zugehörigen Nebenleistungen entspricht, soll damit abgedeckt sein. Es besteht damit die Möglichkeit, Störfälle auf der Grundlage eines vereinbarten Preises zu bewältigen. Denn hier handelt es sich um einen Kernpunkt einer Funktionalen Leistungsbeschreibung, nämlich Leistungen ausführen zu müssen, die im Leistungsprogramm nicht aufgezeigt waren. Diese liegen dann außerhalb der vereinbarten Pauschalen und die Kosten müssen erst ausgehandelt werden, eine Situation in der der Auftragnehmer im allgemeinen die bessere Verhandlungsposition hat, wenn er den Nachweis erbringen kann, daß es keine vertraglich vereinbarte Leistung ist. Bei dem Vertrag für die 4. Röhre Elbtunnel ist dem durch die Einbeziehung der Störfälle vorgebeugt worden.

Hier stellt sich allerdings die Frage: Ist dies dann noch ein Vertrag auf der Grundlage einer funktionalen Ausschreibung mit Pauschalpreis? Eigentlich nicht, denn wenn die Störfälle abgerechnet werden, wird der Pauschalpreis ohnedies überschritten und 131 Störfälle darzustellen und auszureisen hat den Charakter eines Leistungsverzeichnisses.

4. Zusammenfassende Stellungnahme

Zusammenfassend möchte ich folgende Empfehlungen geben:

1. Unabhängig von der Form der Vertragsgestaltung sollte vor der Ausschreibung und Vergabe der Planfeststellungsbeschluss vorliegen. Weiterhin sollten die Entwurfsplanung und die damit zusammenhängende Genehmigungen zum Abschluss gebracht sein.
2. Die Funktionale Leistungsbeschreibung ist für die Ausschreibung und Ausführung von Tunneln in geschlossener Bauweise insbesondere bei Anwendung der Spritzbetonbauweise nicht geeignet. Da der Tunnelbau von der Anpassung an die vor Ort angetroffenen Verhältnisse abhängig ist und diese in ihrer Auswirkung für die Bauleistung erst in der Ausführung in vollem Umfange erkennbar werden, kann eine Funktionale Leistungsbeschreibung kein brauchbares Mittel für den

Tunnelbau sein. Denn die im Tunnelbau tatsächlich zu erbringende Bauleistung lässt sich vorab nicht genügend genau beschreiben!

Dagegen liegt es im freien Ermessen des Unternehmers, bei Ausschreibungen mit Leistungsverzeichnissen durch Sondervorschläge seinen Risikoanteil zu erhöhen. Diese Vorgehensweise hat sich in den vergangenen Jahren bestens bewährt und war ein wichtiger Beitrag zur Weiterentwicklung der Tunnelbautechnik. Daher ist auch die Unterstellung, die Funktionale Leistungsbeschreibung wäre eine wichtige Voraussetzung für Innovationen im Tunnelbau, unzutreffend.

3. Hat der AN die Ausführungsplanung zu übernehmen, dann müssen eindeutige Vorgaben für die anzusetzenden Baugrundkennwerte gemacht werden, auf deren Grundlage der Bieter seine Leistung für das Angebot ermitteln und später als Auftragnehmer ausführen soll.
4. Eine Gesamtgewerkevergabe über bestimmte Streckenabschnitte und die Vergabe der Ausführungsplanung an den späteren Auftragnehmer ist eine durchaus zweckmäßige Vorgehensweise. Der Auftraggeber wird damit von Koordinierungsaufgaben entlastet und der Auftragnehmer hat sich mit Aufgaben zu beschäftigen, die zu seinem originären Geschäft gehören: Nämlich komplexe Vorgänge durch eine konsequente Bauablaufplanung vorzubereiten und abzuwickeln, Eigenleistungen und Subunternehmeraufgaben planmäßig aufeinander abzustimmen und als Fachfirma die Ausführungsplanung sowohl inhaltlich als auch zeitlich auf die Erfordernisse der Bauausführung abzustimmen, um schließlich eine qualifizierte und wirtschaftliche Bauleistung zu erbringen. Dies kann aber auch auf der Basis von Werkverträgen mit Leistungsverzeichnis praktiziert werden.

Abschließend möchte ich noch einmal daran erinnern was eingangs erwähnt wurde, und dabei erscheint mir die Neubaustrecke Florenz – Bologna das signifikanteste Beispiel. So gesehen sind meine zusammenfassenden Empfehlungen eigentlich äußerst konservativ. Andererseits müsste man mehr über die Vertragsinhalte dieser Baumaßnahme und deren Handhabung kennen.

Eins lässt sich sicher feststellen: Komplexe, anspruchsvolle Aufgaben erfordern neben einem gefestigten Fachwissen auch ein gerüttelt Anteil an Erfahrung, um sie erfolgreich bewältigen zu können. Wenn man nun den gesammelten Erfahrungsstand, der sich bei uns in Regel- und Vertragswerken niedergeschlagen hat, in einer Art revolutionärem Vorgang über Bord wirft, in der Meinung, dass neue Besen besser kehren, dann sind böse Überraschungen fast vorprogrammiert.

Wir müssen aber auch die Bereitschaft haben, Neues zu wagen, Altes und Bewährtes weiter zu entwickeln, aber dies bei schwierigen Aufgaben eher in evolutionären Schritten, die überschaubarer sind. So sind meine zusammenfassenden Empfehlungen zu verstehen.

Baugrunderkundung und Parameterbestimmung

M.R. de Ruijter und M.I. Post

Fugro Ingenieursbureau, Leidschendam (NL)

1. Einleitung

Entwicklungen in der Baugrunderkundung und Parameterbestimmung werden gewöhnlich vorangetrieben durch die Schaffung von neuen Arbeitsbereichen oder Entwicklungen in anderen Fachgebieten. Neue Arbeitsbereiche brauchen neue Modelle und Parameter, neue Entwicklungen in anderen Fachbereichen bieten die Möglichkeit zur besseren, genaueren, schnelleren und preiswerteren Bestimmung.

Zwei neue Arbeitsbereiche in den Niederlanden möchten wir erwähnen. Zum Ersten sind da die Tunnelbohrungen, die wegen der weichen Bodenverhältnisse und der sehr oberflächennahen Lagerung problematisch sein können, und zum Zweiten die Auffüllung von Schlammdeponien. Die Effekte dieser Entwicklungen auf die geotechnische Parameterbestimmung werden in den nächsten Abschnitten erläutert.

2. Tunnelbohrungen in den Niederlanden

Die Anwendung von Tunnelbohrtechniken wurde in den Niederlanden erst spät begonnen. Im Gegensatz zu den fast routinemäßig im Fels hergestellten Bohrtunneln in Nord- und Mitteleuropa, sah die Geotechnische Gemeinschaft in den Niederlanden wegen des weichen Bodens in Holland zunächst viele Probleme für diese Bauweise. Erst 1991, nach Abschluss von Studien in Japan, hat man mit Vorbereitungen für den ersten Tunnelbohrung (Olierook, 1999) angefangen. Das ausgewählte Projekt war der zweite Heinenoord-Tunnel in der Nähe von Rotterdam. Dieser Tunnel liegt in einem landwirtschaftlichen Gebiet, eine Lage, die zwei Vorteile bietet; Bei Sackungsproblemen würde keine Schäden an existierenden Gebäuden usw. auftreten, und es gibt genügend Platz zur Installierung von "Messfeldern".

Die Messfelder sind u.a. zum Einbau von Gründungspfählen benutzt worden, mit Hinblick auf weitere Tunnelbohrungen zwischen und unter vorhandenen Bebauungen (Teunissen and Hutteman, 1998). Der Einfluss der sich vorwärts arbeitenden Tunnelbohrmaschine auf die Pfähle wurde untersucht. Dabei wurde ein intensives Messprogramm von Bodendeformationsmessungen, In-Situ-Konsolidationsmessungen und Vibrationsmessungen zur Bewertung des Finite-Elemente-Modells (Finite-Element-Model, FEM) für die Interaktion von Tunnelbau -Boden durchgeführt.

Ein wichtiger Parameter in diesen Rechenmodellen ist der Elastizitätsmodul E (Bakker, 1997). Wegen der einfachen Bauweise, der leichten Anwendung und der reproduzierbaren Ergebnisse hat in den Niederlanden für Bestimmung dieser Parameter die von Fugro entwickelte Seitendrucksonde ("Cone Pressure Meter, CPM") an Bedeutung zugenommen.

3. Die Seitendrucksonde

Spitzendrucksondierungen, im Englischen mit CPT bezeichnet, werden schon seit einigen Jahrzehnten routinemäßig in den Niederlanden durchgeführt. Der CPT Versuch gibt Daten zur Beschreibung des vertikalen Bodenaufbaus, und Hinweise zur Bestimmung der Festigkeit von Ton und Schluff und der Dichte von Sand und Kies. Wegen des hohen Benutzungsgrads ist dieses Instrument ideal für die Integration zusätzlicher Messungen. Eines der neuen Instrumente, das mit der CPT kombiniert werden kann, ist das CPM.

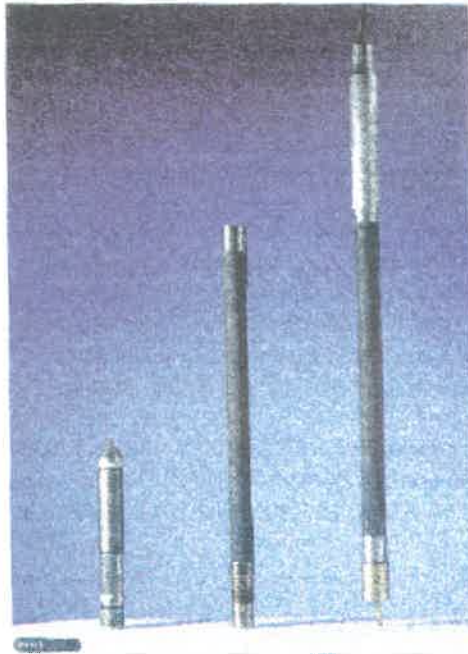


Bild 1: Conus und Seitendrucksonde

Im Prinzip sehr einfach aufgebaut, besteht das CPM aus einem Gummiballon, der hinter einem Conus in die Sondierstange integriert ist (Bild 1). Zur Messung im Boden wird die Drucksondierung unterbrochen, und die CPM wird aufgepumpt. Messungen von Volumenänderung und Druckänderung werden durchgeführt und korrigiert für die Elastizität des Ballons und den Wasserdruck im Boden.

Für Sand werden die Messungen auf folgende Weise mit dem Spitzendruckwert zur Berechnung der relativen Dichte und der horizontalen effektiven Bodenspannung kombiniert:

$$(B + AD + D - CB)(\sigma_{ho}')^2 + (p_t'(-2D - AD + CB) - q_c B + p_t'^2 D) = 0$$

$$D_r = \left(\frac{p_t' - \sigma_{ho}'}{\sigma_{ho}'} - A \right) \frac{1}{B}$$

wobei:

- σ_{ho}' = Effektive horizontale in-situ-Spannung
- p_t = wirksame Druckspannung (Druck bei 100% Volumen-
änderung)
- q_c = Spitzendruck
- D_r = relative Dichte
- A, B, C, D = Empirische Konstante (Nutt, 1993)

Die Auswertung von CPM-Versuchen in Sand wurde mit Hilfe von Kalibrationsversuchen im Labor (Kolk, 1992) durchgeführt. Dabei ergab sich, dass der Unterschied zwischen der wahren relativen Dichte des Bodens und der Dichte, die mit Hilfe des CPM-Versuchs ermittelt wird, im allgemeinen kleiner als 0,1 war.

Für Tone werden die Scherfestigkeit c_u und der Schermodul G durch Anwendung der "Cavity Expansion Theory" (Houlsby and Withers, 1988) bestimmt. Die graphische Darstellung dieser Auswertung wird in Bild 2 gegeben. Der Elastizitätsmodul wird vom Schermodul bestimmt mit Hilfe von:

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G$$

wobei:

- E = Elastizitätsmodul
- ν = Poisson-Zahl
- G = Schermodul

Für die Poisson-Zahl wird meist ein Wert von 0,33 verwendet (Norme Française NFP94-110, July 1991).

Zur Bewertung des CPM Versuches in Ton hat es verschiedene Untersuchungen gegeben. Einerseits gibt es die Vergleichsversuche mit anderen Methoden zur Bestimmung des Schermoduls und der Scherfestigkeit. Diese Versuche haben stattgefunden in u.a. Madingly Ton, Bothkennar Ton, Pentre Ton und Delft Ton

(Houlsby and Withers, 1988; Houlsby and Nutt, 1992; Kolk, 1992). Andererseits wurden Berechnungen mit Finiten Elementen durchgeführt.

Beim Vergleich der Resultate der CPM Versuche mit anderen Bestimmungsmethoden ergibt sich das Problem, dass Vergleichswerte für den Schermodul von ungestörten Boden nicht vorhanden sind. Die Auswertung von CPM-Versuchen hat deshalb im Bereich von niedrigen Volumenänderungen stattgefunden, damit die Ergebnisse mit dem Ménard -Pressiometer verglichen werden konnten.

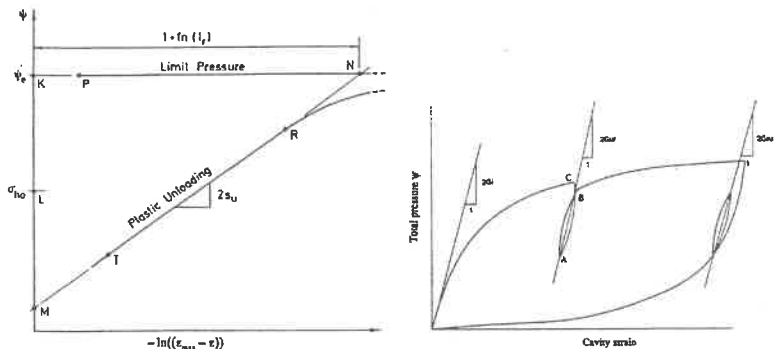


Bild 2: Bestimmung von Schermodul G und Scherfestigkeit c_u aus CPM-Versuch.

Beispiele sind in Bild 3 angegeben. Im Allgemeinen ist eine gute Übereinstimmung von Ménard-Schermodul und Scherfestigkeit mit anderen Bestimmungsmethoden gefunden worden.

Die Bewertung mit Finiten Elementen ist im Rahmen der Holländischen Kommission „Parameterbestimmung“ vorgenommen worden. Das Eindringen von Conus und Pressiometer in den Boden und das Aufpumpen des CPM wurden mit dem Programm ABAQUS (Bild 4) modelliert. Spannungs- und Deformationszustände des Bodens wurden visualisiert. Auftretende Spannungs-Volumen Beziehungen wurden mit dem Programm PIANO analysiert und in Diagrammen dargestellt. Dabei sind drei Modelle untersucht worden:

1. 'Slice-Modell': 2-D Modell, Expansion des zylindrischen Hohlraums, am Anfang K_0 Konditionen.
2. 'Wished-in-Place-Modell'
3. Wie 'Wished-In-Place', jedoch zusätzlich mit Eindringung der Sondierspitze

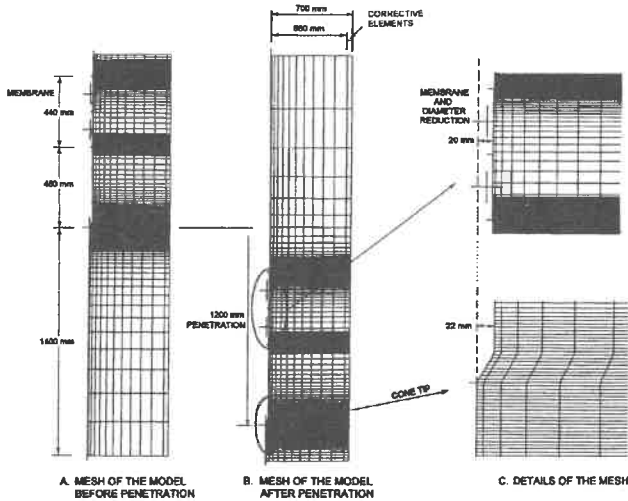


Bild 4: Modellierung des CPM Versuches mit Finiten Elementen (Kay and van Woensel, 1998).

4. Laborversuche für Schlammdeponien

Es gibt zur Zeit in den Niederlanden zwei große Schlammdeponien. In der Nähe von Rotterdam liegt die "Schlutter", im Zentralosten der Niederlande ist das neue "Ketelmeer-Depot" eingerichtet. Im geotechnischen Sinne ist beim Entwurf dieser Deponien eine der wichtigsten Fragen, wieviel Schlamm eine Deponie enthalten kann. Dabei wird damit gerechnet, dass das Auffüllen der Deponie mehrere Jahre dauert. In dieser Zeit findet zum einen die Konsolidation statt, zum anderen entwickelt sich in diesen Deponien Gasbildung. Weiterhin muss auch überlegt werden, dass die vertikalen Spannungen während des Auffüllens der Deponie mehr als hundertfach zunehmen, und dass deshalb nicht mit konstantem Elastizitätsmodul zu rechnen ist. Klassische Theorien wie die von Terzaghi sind deshalb nicht hinreichend für die Beschreibung der Konsolidationsprozesse in Deponien.

In Auftrag des DWW (Dienste Weg- und Wasserbau) des Holländischen Verkehrsministeriums wurde im Jahr 1989 ein neues Modell entwickelt. Dieses Eindimensionale Modell basiert auf der 'Finite Strain'-Theorie (Greeuw et. al., 1993). Deformationen werden im 'Finite Strain'-Modell berechnet aus (Tan et. al., 1988):

$$\frac{\delta e}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta z} \left[\frac{k(e)}{\rho_f (1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\delta e}{\delta z} \right] \pm (\rho_s - \rho_f) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{\rho_f (1+e)} \right] \frac{\delta e}{\delta z} = 0$$

Wobei:

e = Porenzahl

z = Tiefencoordinate

ρ_s = Korndichte

ρ_f = Wasserdichte

k = Durchlässigkeit

σ' = Vertikale effektive Spannung

Die Bearbeitung dieses Modells, wie benutzt im Rechenprogramm FSCONBAG (Greeuw et. al., 1993), ergibt:

$$\sigma'(e) = e^{a1 - a2e} + e^{c1 - c2e}$$

$$k(e) = e^{c3 + c4e}$$

Wobei:

$a1, a2$ = Konstante für den niedrigen Spannungsbereich

$c1, c2$ = Konstante für den hohen Spannungsbereich

$c3, c4$ = Konstanten

Wichtige Parameter für die Modellierung sind damit das Verhältnis zwischen Porenzahl und vertikaler effektiver Spannung, und die Durchlässigkeit des Bodens, ebenfalls in Zusammenhang mit den vertikalen effektiven Spannungen.

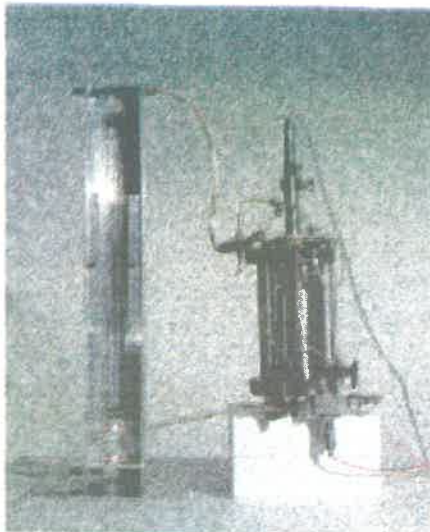


Bild 5: Konsolidationspermeameter

Der DWV (Dienste Weg- und Wasserbau) des Holländischen Verkehrsministeriums hat die Leitung für die labortechnischen Untersuchungen und Datenauswertungen übernommen. Dabei sind zu Beginn des Untersuchungsprogramms die Labore von Fugro (Consolidation Permeameter) und Geodelft (Hydcon) hinzugezogen worden. Spätere Untersuchungen unter Einbeziehung der Gasbildung sind von Geodelft (GasCon) u.a. unternommen worden. Eine kurze Beschreibung des Konsolidationspermeameters folgt.

Das Konsolidationspermeameter (Bild 5) ist im Prinzip ein Oedometergerät. Der Durchmesser der Bodenproben beträgt 10 cm. Die vertikale Spannungen werden von einem Luftdrucksystem aufgebracht. Die Porenspannung an der Probenoberseite ist gleich dem Luftdruck; an der Probenunterseite kann sie beliebig geändert werden.

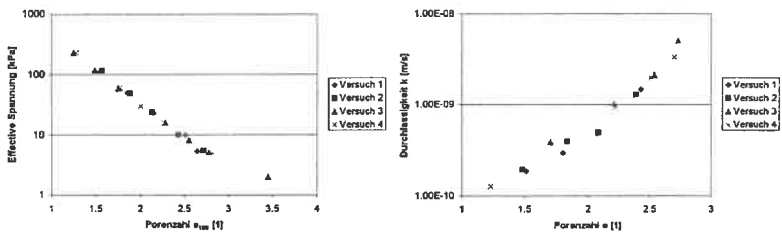


Bild 6: Ergebnisse des Konsolidationspermeameters.

Ein System von Wasserleitungen erlaubt die Sättigung des Leitungssystems, die Konsolidierung der Probe und Wasserdurchlässigkeitsbestimmung mit konstanter Druckhöhe. Die Registrierung von Massen- und Volumenänderungen bevor, während und nach dem Versuch erlaubt die Bestimmung der Massenbilanz, und damit die Bewertung der Versuchsergebnisse.

Ein typischer Versuch besteht aus etwa acht Belastungsstufen (2 kPa bis 240 kPa), mit etwa 4 Durchlässigkeitsmessungen. Bild 6 zeigt die Ergebnisse von verschiedenen Versuchen auf "Ketelmeer"-Schlamm. Es können folgende Schlussfolgerungen aus diesen Daten gezogen werden:

1. Die im Modell beschriebene Linearität von Porenzahl über dem Logarithmus der Durchlässigkeit, und von Porenzahl über dem Logarithmus der effektiven Spannung trifft für Porenzahlen unter 2,5 zu. Für Porenzahlen über 2,5 liegen zu wenig Daten vor.
2. Die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse ist sehr gut.

Die Auswertung der Konsolidierungskurve mit der Taylor-Methode (Zeit im Wurzelmaßstab) kann auch zum Berechnen der Wasserdurchlässigkeit benutzt werden. Ein Vergleich mit Durchlässigkeitsmessungen zeigt die Tabelle 2. Dabei ist anzumerken, dass bei der Durchlässigkeitsmessung eine konstante Porenzahl

beibehalten wird, bei der Taylor-Auswertung aber eine Änderung der Porenzahl eintritt.

Das Konsolidationspermeameter hat sich als ein gutes Gerät für die Bestimmung der Konsolidationseigenschaften von sehr weichen Böden bewiesen. Weitere Untersuchungen, die den Effekt der Gasbildung im Boden mit einbeziehen, sind in Bearbeitung.

Tabelle 2: Durchlässigkeit aus Konsolidations Permeameter [m/s]		
Porenzahl e_{ende}	Aus Konsolidation (Taylor Methode)	Gemessen (Konstante Druckhöhe)
3.46	$1.7 \cdot 10^{-10}$	-
2.73	$9.0 \cdot 10^{-10}$	$5.14 \cdot 10^{-10}$
2.54	$8.5 \cdot 10^{-10}$	$2.09 \cdot 10^{-10}$
2.21	$1.0 \cdot 10^{-10}$	$1.03 \cdot 10^{-10}$
1.70	$2.6 \cdot 10^{-10}$	$3.82 \cdot 10^{-10}$
1.44	$1.3 \cdot 10^{-10}$	-
1.20	$5.3 \cdot 10^{-11}$	$1.34 \cdot 10^{-10}$

5. Genauigkeit der Parameterbestimmung

Das Gefühl für Genauigkeit von geotechnischen Versuchen hat sich erst in den letzten 5 Jahren entwickelt. Es ist zum Beispiel an den Normen der " American Society for Testing and Materials" (ASTM) zu erkennen, welche immer häufiger eine Kurzbeschreibung über die Wiederholbarkeit enthalten.

Dabei wird festgestellt, dass die Auswertung von Genauigkeit im geotechnischen Bereich im Allgemeinen schwierig ist. Zuerst wird angenommen, dass die Variation der Bodeneigenschaften relativ groß ist. Dazu sind die meisten Versuche materialzerstörend, und es ist deshalb nicht möglich, verschiedene Versuche mit einer Probe zu machen. Unterschiede zwischen den Testergebnissen sind damit nicht einfach an den Testversuchen zu beschreiben.

In der Holländischen Kommission CUR B76 wurde mit der Auswertung von isotropkonsolidierten undrännierten Triaxialversuchen (CIU) ein Anfang gemacht. Sechs Labore haben CIU Versuche an einem Ton durchgeführt. Die Tonproben wurden in einem der Labore durch Konsolidierung eines Holländischen Tons (OVP) hergestellt. Jedes Labor führte 3 Versuche bei 3 Konsolidationsspannungen durch. Eine Zusammenfassung der gerade veröffentlichten Daten wird in Bild 7 gezeigt. Es ergab sich folgendes:

1. Bei der Bestimmung des Reibungswinkels aus einem Versuch, d.h. 3 Konsolidationsstufen, sind Abweichungen von etwa 2° vom Mittelwert möglich.
2. Die Bestimmung der Kohäsion ist sehr ungenau.
3. Zwischen Reibungswinkel und Kohäsion besteht eine inverse Abhängigkeit. Deshalb ergibt sich bei vollständiger Benutzung des Mohr'schen Prinzips, also wenn mit Kohäsion und Reibungswinkel gerechnet wird, nur ein kleiner Unterschied zwischen Labore, und zwischen verschiedenen Versuchen.
4. Bestimmung des Elastizitätsmoduls ist (sehr) ungenau.

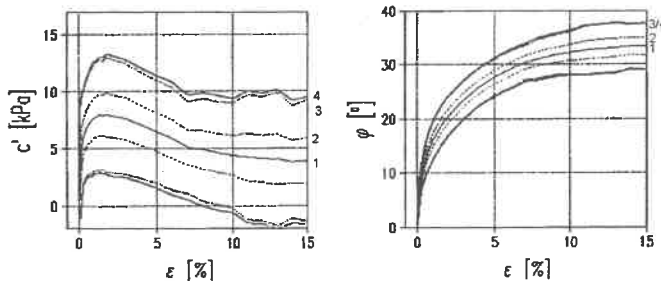


Bild 7: Repräsentativen Werten für CU Triaxial Versuch. 1: Mittelwert 2: 90% Konfidenzgrenze für Mittelwert von allen Versuchen 3: 90% Konfidenzgrenze für Mittelwert von 3 Versuchen 4: 90% Konfidenzgrenze für einen Versuch (Greeuw and Jonker, 1999)

Es ist anzumerken, dass die genauen Testergebnisse auf die verwendeten Tone und die Konsolidationsstufen bezogen sind. Allgemeingültige Bemerkungen über die Genauigkeit von CIU Versuchen sind damit noch nicht möglich.

Literatuur

- Bakker, K.J. (1997), "Boortunnels in Nederland", *Geotechniek* Vol. 1 No.1, pp 4-11
- Greeuw, G., Wichman, B., and Thorborg, B. (1993), "FSCONBAG beschrijft gedrag baggerspecie in depot", *Land en Water* Nr 3, pp. 62-63
- Greeuw, G. And Jonker, A. (1999), "Ringonderzoek triaxiaalproef", *Geotechniek* 3 No.4, pp. 5-11
- Hannink, G., Barends, F.B.J., Jonker, A., Niekerk, W.J. van, Pachen, H.M.A., Post, M.I., Termaat, R.J., and Welling, A.P. (1999), "Geotechnics in the Netherlands", *Geotechniek Special Edition*, 12th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, June 1999, pp. 11-23
- Houlsby, G.T., and Nutt, N.R.F. (1992), "Development of the Cone Pressure Meter", *Predictive Soil Mechanics*, Wroth Memorial Symposium, Oxford, pp. 359-378
- Houlsby, G. T .and Withers, N .J .(1988), " Analysis of the Cone Pressure Meter in Clay", *Geotechnique* Vol. 38 No.4, pp. 575 -587
- Kay, S., and Woensel, F.van (1998), "De Conus Pressiometer Test Numeriek Gesimuleerd", *Geotechniek* Vol. 2 Nr. 1, pp. 13-19
- Kessel, Ir. A.J. Van, Schiphouwer, ir. R.A., und Cappelleveen, ing. P.A. (1999), "Toepassing van Geotechnische Database en 3D GrondModel", *Geotechniek* 3 No.4, pp. 12-16
- Kolk, H.J. (1992), "A recent Development in Pressure Meter testing: The Cone Presuremeter", *International Seminar on In-situ testing*, National Laboratory of Civil Engineering, Portugese Society for Geotechnics and TC27 of ISSMFE, Lisbon
- Kolk, H.J. and Campbell, K.J. (1997), "Significant Developments in Offshore Geosciences", *BOSS '97 Behaviour of Offshore Structures*, Volume 1: Invited Papers, Edited by J.H. Vugts, Pergamon, pp. 3-40
- Meer, M.T. van der, Ruijter, M.R., and Wichman, B.G.H.M. (1995), "RWS keurt toepassing Consolidation Permeameter goed", *Land en Water* Nr. 10, pp 57
- Nutt, N.R.F. (1993),"Development of the Cone Pressuremeter", D.Phil. Thesis, University ofOxford, 235 pp.
- Olierook, M.J. (1999), Policy and Plans on Infrastructure in the Netherlands", *Geotechniek Special Edition*, 12th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, June 1999, pp. 5-10

- Post, M.L., Smits, M.T.J.H., and Kolk, H.J. (1997), "Comparison of Cone Pressuremeter Data with Results from other In-Situ and Laboratory Tests", Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, Rotterdam, pp 569-572
- Schiphouwer, R.A., Kessel, A. Van, Kaalberg, F.J., and Teunissen, E.A.H. (1999), "GIS-Data Base for Urban Infrastructural Projects, ", Geotechniek Special Edition, 12th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, June 1999, pp. 72-73
- Tan, S.A., Tan, T.S., Ting, L.C., Yong, K.Y., Karunaratne, G-P., and Lee, S.L. (1988), "Determination of Consolidation Properties for Very Soft Clay", Geotechnical testing Journal GTJODJ, Vol. 11 No.4, pp 233-240
- Teunissen, E.A.H., and Huttenan, H. (1998), Palenproef Noord-Zuidlijn", Geotechniek Vol. 2 No.3, pp. 11-18

Numerische Verfahren und Programmentwicklung

Priv.-Doz. Dr.-Ing. Hermann Schad

Otto-Graf-Institut Universität Stuttgart

1. Einleitung

Von der Software-Industrie wird häufig der Eindruck erweckt, die Programm-entwicklung habe einen so hohen Stand erreicht, dass der Nutzer davon ausgehen könne, Lücken und Tücken gäbe es nicht (Ohne Lücken - Ohne Tücken, CADFEM 1997).

Obwohl mit der Entwicklung komfortabler Benutzeroberflächen und leistungsfähiger Rechner heute Berechnungen komplizierter Konstruktionen mit so geringem Aufwand möglich sind, wie es vor 10 Jahren kaum jemand für möglich gehalten hat, bleiben im Hinblick auf wissenschaftliche Anwendungen und praktische Aufgaben manche Fragen offen.

Die Lösung der allgemeinen Bewegungsgleichung der Mechanik

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = F \quad (1)$$

kann für sehr komplizierte Anfangs- und Randbedingungen erfolgen, wenn sich die Berechnung auf kontinuumsmechanische Ansätze mit linearen Stoffgleichungen und kleinen Deformationen beschränkt und wenn die Dämpfungsmatrix G und die Steifigkeitsmatrix K konstant sind.

Das Gleiche gilt für die stationäre Sickerströmung mit einer konstanten Sickermatrix S und der aus dem statischen Teil der allgemeinen Bewegungsgleichung und der Gleichung der Sickerströmung resultierenden "linearen Konsolidationstheorie".

Ausgangsgleichungen für die Konsolidationstheorie:

Allgemeine Bewegungsgleichung der Mechanik:

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = F$$

Gleichung der stationären Sickerströmung:

$$Sh = Q$$

Kopplung über die Kontinuitätsgleichung:

$$\varepsilon_v + v_{j,i,i} = 0$$

oder

$$\frac{\partial \varepsilon_{11}}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_{22}}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_{33}}{\partial t} + \frac{\partial v_{f,1}}{\partial x_1} + \frac{\partial v_{f,2}}{\partial x_2} + \frac{\partial v_{f,3}}{\partial x_3} = 0$$

2. Numerische Verfahren in Forschung und Entwicklung

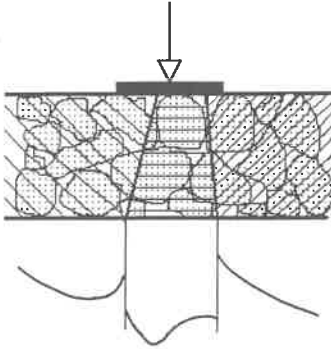
Für kontinuumsmechanische Ansätze liegen die Schranken nicht mehr bei der verfügbaren Hardware. Die Grenzen der Rechnerkapazitäten werden nur noch mit mikromechanischen Modellen (siehe Bild 1) erreicht.

In den folgenden Ausführungen bleiben die mikromechanischen Ansätze unberücksichtigt, da sie wahrscheinlich auf absehbare Zeit nur in Forschung und Entwicklung Bedeutung erlangen werden.

Die offenen Fragen für möglichst zutreffende Prognosen im Rahmen der Kontinuumsmechanik sind:

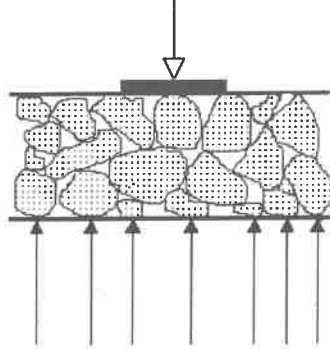
- Interaktion Feststoff/Porenwasser (der Porenraum ist nicht gesättigt und die Beziehung zwischen Sickergeschwindigkeit und Gefälle ist nichtlinear → Stagnationsgradient)
- Verzweigungsprobleme (Bifurcation)
 - Scherfugenausbildung, Anisotropie, Schädigungstensoren
 - geometrische Instabilität
- Erweiterungen der Ingenieur-Plastizität auf kinematische und anisotrope Verfestigung:
 - die Definition von Be- und Entlastung auf dem Niveau des Spannungstensors (Bild 2 oben), z. B. bezogen auf die 2 Richtungen im s-t- Diagramm und die Drehung der Hauptspannungen, Bild 2 a),
 - kinematische Verfestigung als "Boundary-Surface-Model", Bild 2 b),
- allgemeine Plastizitätstheorie (KRÖNER) und allgemeine nichtlineare Formulierungen.

Spannungen/Dehnungen



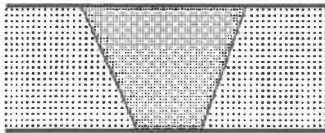
die Spannungen sind bereichsweise stetig

Kontaktkräfte/Verschiebungen



Kontaktspannungen bzw. Kontaktkräfte

Sickerströmung



$$v = k i$$

$$Q = \int v \, dA$$

Kluftströmung



$$v = k i$$

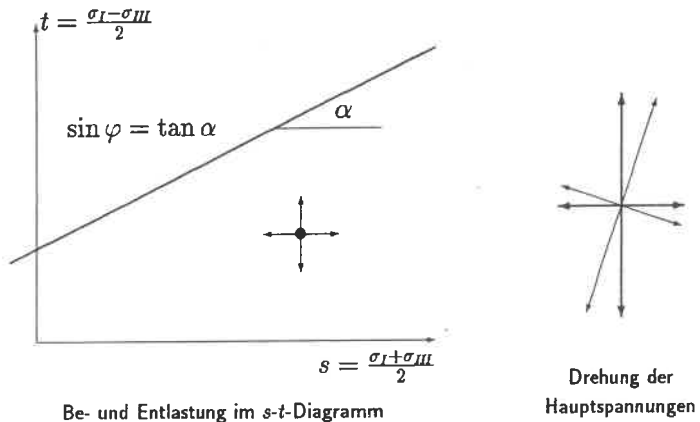
$$Q = \sum v_i A_i$$

Bild 1: Kontinuumsmechanik - Mikromechanik

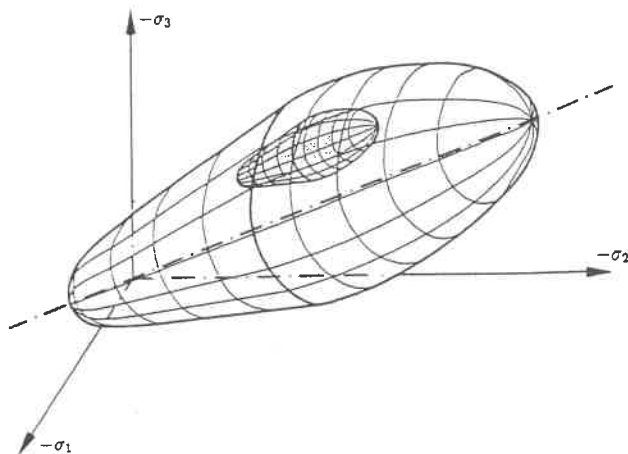
Es gibt also eine ganze Reihe offener Fragen, so dass für Forschung und Entwicklung noch viele Lücken bleiben.

Nun gehören diese Fragestellungen in den Bereich der Forschung und es braucht den Praktiker nicht zu stören, dass es in diesem Bereich keine einfachen und eindeutigen Antworten gibt. Für die Anwendung interessant ist vor allem der Einsatz numerischer Verfahren für die in den Normen geforderten Berechnungen.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix}$$



a) Definition von Be- und Entlastung



b) Fließfläche und Verfestigung (Bild 2 aus SCHAD/BREINLINGER 1991)

3. Numerische Analysen und Normen

Da sich die Grundbaunormung im Umbruch befindet, werden zunächst die wichtigsten geltenden und als Vorentwurf vorliegenden Normen genannt.

Norm	Vornorm
1054 Zulässige Belastung des Baugrunds (1976)	1054-100 Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (1996)
4017 Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen	4017-100 Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen (1996)
4018 Berechnung der Sohldruckverteilung (1974) unter Flachgründungen	
4019 Setzungsrechnungen bei lotrechter, mittlerer Belastung	4019-100 Setzungsrechnungen (1996)
4084 Gelände- und Böschungsbrechberechnungen (1981)	4084-100 Böschungs- und Geländebruchberechnungen (1996)
4085 Berechnung des Erddrucks (1987)	4085-100 Berechnung des Erddrucks (1996)

Nachteilig im Hinblick auf die Anwendung mechanisch konsistenter Modelle für Berechnungen ist die Festlegung der Materialparameter der Normen. Materialparameter, die für die Berechnung nach den derzeit gelten Normen benötigt werden, sind:

- E_s (Steifemodul),
- 20 %-Grenze (ist streng genommen kein Materialparameter, deckt aber teilweise die Phänomene *Zunahme des Steifemoduls mit der Tiefe* und *sehr geringe Dehnungen im Bereich kleiner Spannungen* ab),
- φ (Reibungswinkel),
- c (Kohäsion).

Zur vollständigen Kennzeichnung elastoplastischen Materialverhaltens bei FE-Analysen sind erforderlich:

- lineare Elastizität

$$E \text{ (Elastizitätsmodul)} \quad E_s = E \frac{1 - \nu}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

• ν (Querdehnungszahl)

- Plastizität

- Scherparameter φ (Reibungswinkel) und c (Kohäsion)
- ψ (Dilatanzwinkel/Fließregel)
- Zugbruchkriterium (Tension cut off)

In Bild 3 sind die Parameter für das plastische Verhalten im τ - σ -Diagramm dargestellt. Eine ausführliche Darstellung des Dilatanzphänomens gibt Bild 4.

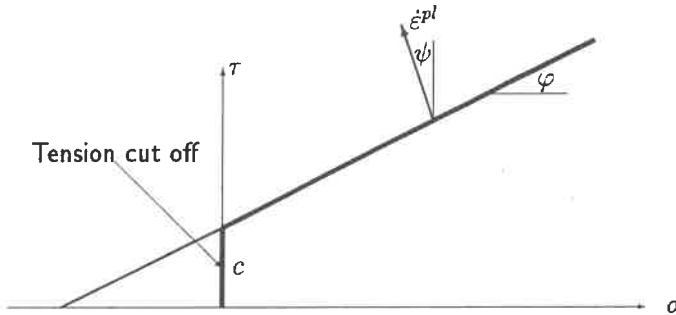
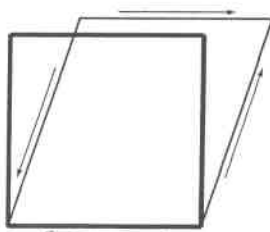


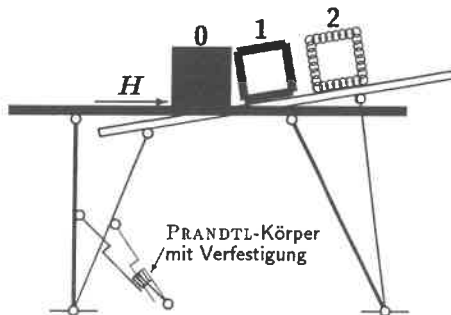
Bild 3: Fließfläche und Fließregel im τ - σ -Diagramm

DILATANZ



a) Dilatanz: Volumenänderung infolge Scherbeanspruchung bei homogenem Verzerrungszustand

SCHEINBARE DILATANZ



b) Vertikalverschiebung infolge Horizontalkraft: „Energiekorrektur“ nach SCHULTZE/HORN und KOLB

Bild 4: Echte und scheinbare Dilatanz (Bild 2.4 bei SCHAD 1992)

3.1 Flachgründungen

Für Verformungsberechnungen auf der Basis der Elastizitätstheorie werden E und ν benötigt. Die Tatsache, dass allgemein die Baugrundsteifigkeit nur mit dem Parameter E_s angegeben wird, ist aufgrund des Oedometerversuchs verständlich, aber irritierend.

Mit der Methode der Finiten Elemente besteht die Möglichkeit, für die Berechnung der Gründung sowohl das Bauwerk als auch den Baugrund mit entsprechenden Elementen abzubilden (Bild 5) und rechnerisch zu erfassen. Da die Grundbruchsicherheit von Plattengründungen sehr hoch ist - $\eta > 5$ -, bleibt die Nichtlinearität des Baugrunds meist von untergeordneter Bedeutung.

Bauwerk/ Baugrund Gesamtsystem

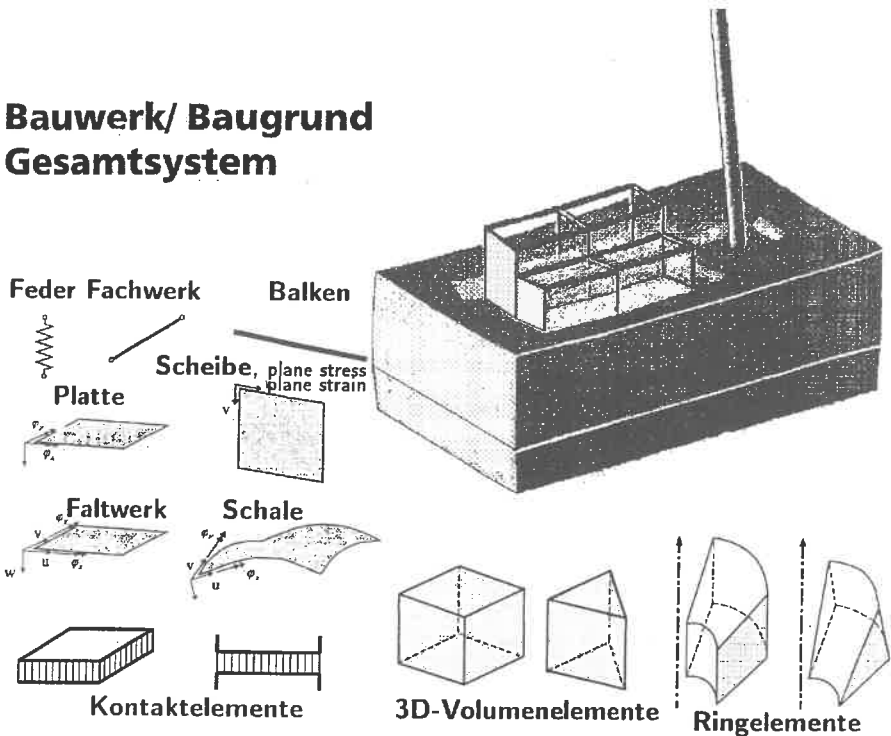
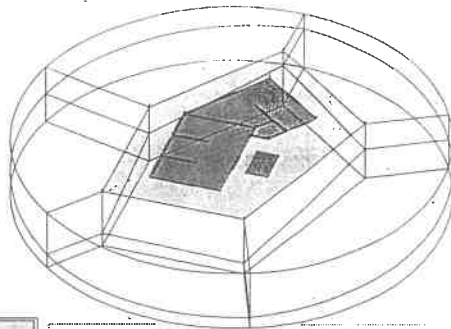


Bild 5: Berechnung von Gründungen (RIB-Prospekt / SCHAD 1999)

Somit ergeben sich die Vereinfachungen von Baugrund und Bauwerk zu einem Rechenmodell nicht aus den Unzulänglichkeiten des Rechenmodells, sondern maßgebende Kriterien sind die Übersichtlichkeit und der Aufwand bei der Bewertung der Ergebnisse.

Gegenüber einer Plattenberechnung ist der Mehraufwand für eine Berechnung mit einer "echten" Berücksichtigung des Untergrunds im Vergleich zum Bettungsmodulverfahren vernachlässigbar. Dies wird aus den Dialogboxen des folgenden Bildes deutlich. (Das Beispiel stammt aus dem Programm TRIMAS. Andere Programme arbeiten mit vergleichbaren Dialogen.)

„Halbraum als Zylindermodell“



Bodenmodell

Elementteilung: 2

Aufweitung: Nein

Halbraum aktiv: Nein

Modelltyp: Zylinder

Zentrum: 2.18396
8.63195
0

Radius: 30

Unterteilung: 3

Aufweitung: Ja

OK Abbruch

Gründungs- und Abklingsbereich:

Anzahl der generierten Volumenelementschichten in die Tiefenrichtung (z)

An-/Abschalten einer Elementaufweitung in die Tiefenrichtung (z)

Übergangsbereich für den unendlichen Halbraum:

An-/Abschalten des Halbraumverfahrens

Auswahl des Modelltyps (Zylinder=Felshorizont, Halbkugel=unendl. Schichten)

Zentrum für Generierung des Halbraums (Schwerpunkt der Antriebsflächen)

Radius für Generierung des Halbraums als Zylinder oder Halbkugel

Anzahl der generierten Volumenelementschichten in radialer Richtung

An-/Abschalten einer Elementaufweitung in radialer Richtung

Parameter für das Bodenmodell

Bohrprofil g

	Bohrung 1	Bohrung 2	Bohrung 3
x=	0.0	10.0	0.0
y=	0.0	0.0	10.0
Material			
Ton, fest	z= 5.0	z= 4.0	z= 6.0
Sand, dicht	z= 10.0	z= 10.0	z= 10.0
-	z= 0.0	z= 0.0	z= 0.0
-	z= 0.0	z= 0.0	z= 0.0
-	z= 0.0	z= 0.0	z= 0.0
OK	Abbruch		

Bild 6: Dateneingabe für den „Halbraum“ (Beispiel TRIMAS)

Das Vorhalten von Baugrunddaten in ähnlicher Form wie von Beton- und Stahleigenschaften kann leicht zu dem Missverständnis führen, man könne die geologischen Beschreibungen direkt in Eingabedaten umsetzen.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass nach der Aufgabenverteilung der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) die Baugrundbewertung - die Festlegung der Bodenkenwerte auf Grund der Schichtung etc. - sowie die Angabe der Setzungen Sache des Baugrundgutachters und nicht des Tragwerksplaners ist:

- Die zutreffende Setzungsprognose ist nach Paragraph 92 der HOAI (Honorarordnung für Architekten und Ingenieure) Teil der Gründungsberatung → Sache des Baugrundgutachters
- Gründungsplanung ist Sache des Tragwerkplaners

Der Par. 92 der HOAI (Baugrund- und Gründungsgutachten) lautet:

Vorschlag für die Gründung mit Angabe der zulässigen Bodenpressungen in Abhängigkeit von den Fundamentabmessungen, ggf mit Angaben zur Bemessung der Pfahlgründung; Angabe der zu erwartenden Setzungen für die vom Tragwerksplaner im Rahmen der Entwurfsplanung nach Par. 64 zu erbringende Grundleistung.

3.2 Grenzzustände

Der Schwerpunkt der folgenden Darstellung liegt bei der FE-Methode und der Methode der Kinematischen Elemente. Die Lamellenverfahren von JANBU, KREY und BISHOP sowie das in DIN 4084-100 erwähnte Blockgleitverfahren - die Grenzen zwischen den einzelnen Bruchkörpern sind vertikal - sollten im Zeitalter schneller und leistungsfähiger Computer ersetzt werden, da der geringere Rechenaufwand durch theoretische Unzulänglichkeiten erkauft wird.

Das Verfahren *Zusammengesetzte Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien* (DIN 4084-100, Abschnitt 8.3.3) entspricht physikalisch der Methode der Kinematischen Elemente. In DIN 4084-100 wird das Verfahren jedoch als grafisches Verfahren erläutert, bei dem durch das mehrmalige Zeichnen von Kraftecken die ungünstigste Lösung gefunden werden kann. Bei GUSSMANN (u.a. Grundbautaschenbuch, Band 1) werden die Gleitkörper ähnlich wie bei der FE-Methode als Elemente definiert, für die Elementmatrizen formuliert und daraus Systemmatrizen aufgebaut werden können. Der ungünstigste Gleitmechanismus wird durch die Anwendung mathematischer Optimierungsverfahren ermittelt. Neben der FE-Methode entspricht dieses Verfahren dem gegenwärtigen Stand der Hard- und Software. Auch sind junge Ingenieurinnen und Ingenieure wesentlich besser mit der Anwendung von Computerprogrammen vertraut als mit der Anwendung grafischer Methoden.

3.2.1. Grundbruch

Obwohl der Grundbruch als Sonderfall des Geländebruchs angesehen werden kann, gibt es hierfür ein spezielles Regelwerk. Im Hinblick auf die zahlreichen Anwendungen für Fundamente mit horizontaler Geländeoberfläche ist dies auch berechtigt.

Bei der Ermittlung der max. Sohlpressung nach der Grundbruchformel wird der Boden oberhalb der Sohlfläche als Auflast berücksichtigt, d. h. die Scherfestigkeit wird in diesem Bereich vernachlässigt. Wenn man mit Finiten Elementen oder mit der Methode der Kinematischen Elemente rechnet, wird man also grundsätzlich zu einer höheren Grundbruchlast kommen, wenn man im Bereich des Bodens mit γ_1 (Bild 7) eine Scherfestigkeit ansetzt.

Lamellenverfahren sollten für Grundbruchberechnungen nicht verwendet werden, auch wenn dies in manchen Programmen propagiert wird.

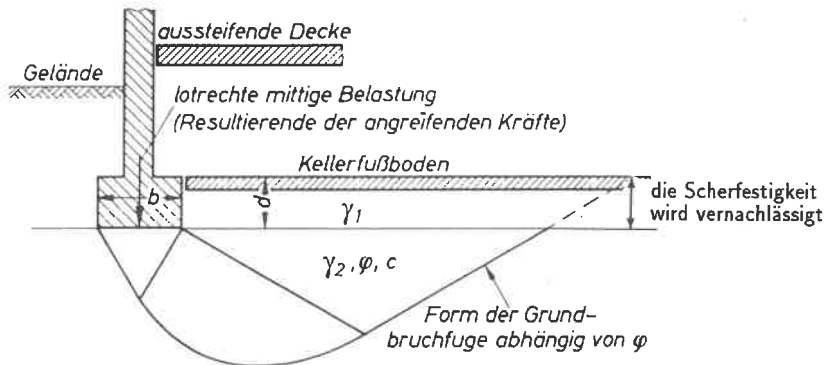


Bild 7: Grundbruchberechnung nach DIN 4017, August 1979

3.2.2 Gelände(Böschungs)bruch

Für die lotrechte, homogene Böschung kann man nach DRUCKER/PRAGER (1952) auf der Basis der Schrankentheoreme der Plastizitätstheorie geschlossene Lösungen angeben.

Unteres Schrankentheorem:

$$H = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

Demnach hat eine 4 m hohe Böschung mit $\varphi = 25^\circ$, $c = 25,5 \text{ kN/m}^2$ und $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ die Sicherheit $\eta = 1$.

Oberes Schrankentheorem:

$$H = \frac{4c}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3)$$

Somit ergibt sich für die Böschung von Bild 8 $\eta = 1,68$.

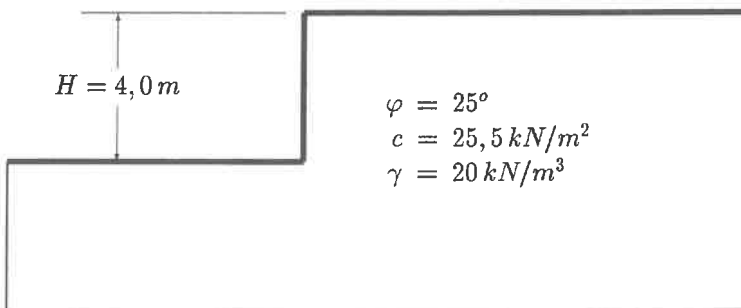
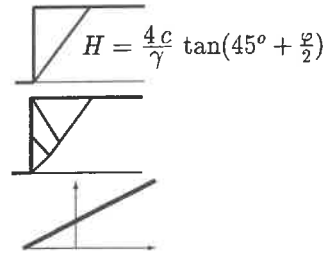


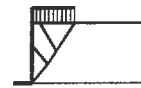
BILD 8: Beispiel: 4 m hohe, senkrechte Böschung

Im folgenden Bild sind die Sicherheitsbeiwerte zusammengestellt, die sich bei verschiedenen Berechnungsverfahren für die 4 m hohe Böschung von Bild 8 ergeben.

$\eta = 1,6777$ Oberes Schrankentheorem (KEM, 1 El.)
 $\eta = 1,66$ KEM, 3 Elemente, ohne Riss
 $\eta = 1,65$ FEM, $\psi = 0$, ohne Zugbruchkriterium



$\eta = 1,445$ KEM, 3 Elemente, 80 cm Risstiefe



$\eta = 1,19$ FEM, $\psi = 0$, mit Zugbruchkriterium



$\eta = 1,0$ Tafel von HOEK/BRAY
 $\eta = 1,0$ Unteres Schrankentheorem

Gleitkreisverfahren mit Zugriss

$$H = \frac{2c}{\gamma} \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

Bild 9: Böschungssicherheit in Abhängigkeit vom Berechnungsverfahren

Die Bewegung geht bei der Böschung in Richtung der freien Oberfläche, so dass infolge des plastischen Fließens auch bei Dilatanz keine Verspannung eintritt. Dadurch gibt es keinen Einfluss des Dilatanzwinkels. Eine Berechnung mit PLAXIS ergab für den Geländesprung von Bild 8 (ohne Zugbruchkriterium):
 $\psi = \varphi \rightarrow \eta = 1,664$, $\psi = 0 \rightarrow \eta = 1,648$.

Wird für die Böschung eine Verformungsberechnung verlangt, wird nicht an der Endgeometrie die Sicherheit berechnet, sondern es ist der Bauvorgang (staged construction) zu simulieren.

		$\eta = 1,0$	$\eta = 1,4$
φ	$[\circ]$	25	18,42
c	$[kN/m^2]$	25,5	18,21
γ	$[kN/m^3]$	20	20

Bild 10: Simulation des Aushubs (staged construction)

Bei Fragestellungen, bei denen die Sicherheit über die Lasteinwirkung definiert ist (z. B. Grundbruch), ergibt sich bei FEM-Berechnungen mit elastoplastischem Stoffgesetz aus einem Rechengang die Verformung im Gebrauchszustand und die Grenzlasterlast.

Wenn die Sicherheit über die Scherparameter definiert wird, sind i. a. zwei Rechengänge erforderlich.

- Zur Berechnung der Verformungen wird der Bauvorgang (Aushub oder Aufschüttung) simuliert. Das Berechnungsergebnis ist wegabhängig.
- Die Grenzlasterlast wird über eine Reduktion der Scherparameter (φ -c-Reduktion) oder ein anderes Rechenverfahren (KEM, Lamellenverfahren) ermittelt.

Die Ergebnisse von Berechnungen nach diesen beiden Wegen mit PLAXIS sind auf Bild 11 dargestellt.

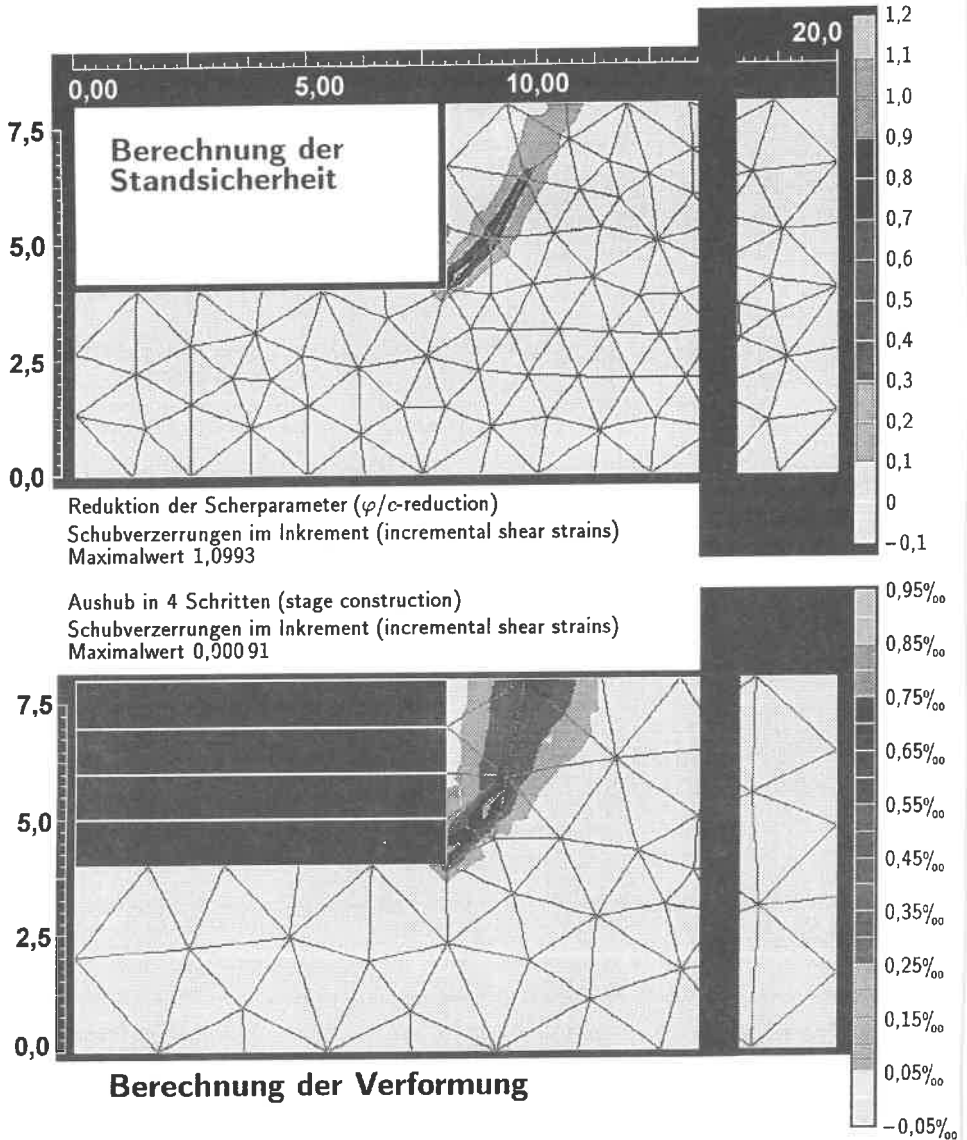


Bild 11: Berechnung von Standsicherheit und Verformung

Wenn man keine Berechnung mit der Reduktion der Scherparameter durchführt, sondern sich mit einer Verformungsberechnung mit vorab reduzierten Scherparametern entsprechend Bild 10 begnügt, erhält man zu große Verschiebungen und keine quantitative Aussage über die Sicherheit. Kann man auch den letzten Aushubschritt simulieren, ohne Konvergenzprobleme zu bekommen, bedeutet dies, dass zumindest die Standsicherheit gewährleistet ist.

Um FE-Analysen mit KEM-Berechnungen oder Gleitkreisverfahren vergleichen zu können, sollte im ersten Schritt eine Berechnung mit *Reduktion der Scherparameter* (Bild 11 oben) -ohne Aktivierung des Zugbruchkriteriums -durchgeführt werden .

Bei nichtlinearen Berechnungen müssen bei den ersten Berechnungen einer bestimmten Problemgruppe die Kontrolldaten der Iteration geprüft werden (TRIMAS, Band 2, Seite 3-20).

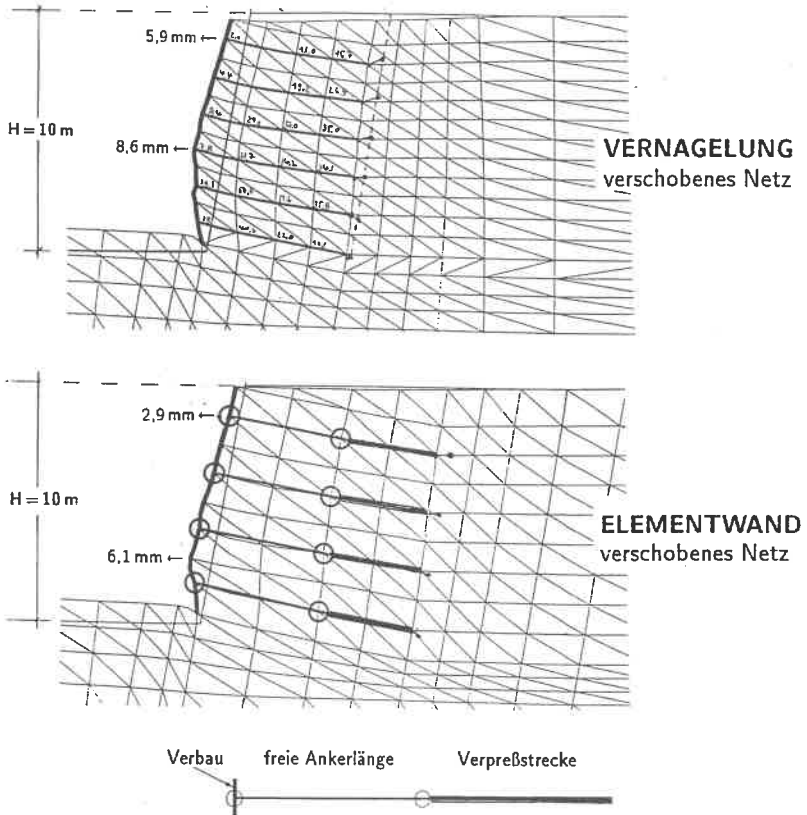
Zutreffende Verformungsprognosen bei Aufschüttung und Aushub sind in der Regel mit linear-elastischen/ideal-plastischen Stoffgesetzen nicht möglich. Es ist zumindest eine isotrope Verfestigung zu implementieren und zwischen Belastungs- und Ent(Wieder)belastungsmodul zu differenzieren.

Ein solches Stoffgesetz ist z. B. das *Hard Soil Model* von PLAXIS. Mit diesem Modell kann dann der Einfluss der Verbauart auf die Verformungen untersucht werden (Bild 12).

4.1 Zusammenfassung und Perspektiven

Für den zunehmenden Einsatz numerischer Verfahren ergeben sich folgende Hinweise:

- Eine sachverständige Bewertung der Ergebnisse numerischer Verfahren ist nur bei einer Beherrschung der theoretischen Grundlagen möglich.
- Numerische Verfahren haben grundsätzlich weniger Lücken und zunehmend weniger Tücken als analytische Lösungen.
- Zum Schließen der Lücke zwischen Normen und numerischen Verfahren sind sowohl von der Seite der Normung als auch von der Seite der Programmentwicklung weitere Anstrengungen erforderlich.
- Grundbruch (DIN 4084), Böschung (DIN 4084) und Erddruck (DIN 4085) können mit FEM und KEM im Rahmen eines theoretisch konsistenten Konzepts berechnet werden.
- Komfortable Benutzeroberflächen und leistungsfähige Hardware ermöglichen auch einen Einsatz numerischer Verfahren bei konventionellen Fragestellungen.



	γ [kN/m ³]	φ [°]	ψ [°]	c [kN/m ²]	E_{50} [MN/m ²]	E_{UR} [MN/m ²]	ν [1]	n [1]	p_{ref} [kN/m ²]
bis 10 m Tiefe	20	25	0	25	50	150	0,1	0,5	100
Tiefe > 10 m	21	25	0	50	100	300	0,1	0,5	100

Parameter des HARD SOIL Modells von PLAXIS

Bild 12: Verformungen von Verbaukonstruktionen

5. Literaturverzeichnis

- CADFEM (1997): CAD-FEM Softwareprodukte. Infoplaner Sept. 96- Juli 97, CADFEM Gesellschaft für computerunterstützte Konstruktion und Berechnung mbH, München.
- DRUCKER, D. C./PRAGER, W. (1952): Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly Applied Mathematics 10, 157 -165.
- GUSSMANN, P./SCHAD, H. (1990) : Numerische Verfahren in der Bodenmechanik. Grundbautaschenbuch, 4. Auflage (1990), Teil1. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 415- 457.
- HOEK, E./BRAV, J. W .(1977) : Rock slope engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 2nd edition.
- PLAXIS (1997) : Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity. Balkema, Rotterdam.
- RIB (1998): Unterlagen zum Programmsystem TRIMAS. RIB Bausoftware GmbH, Stuttgart-Vaihingen.
- SCHAD, H. (1992): Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik -Experimentelle Erfassung und Numerische Analyse. Mitteilung 36 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- SCHAD, H./BREINLINGER, F. (1991): Numerical analysis of visco-elasto-plastic soil behaviour considering large deformations. Proc. 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence/Italy, 255 -260.
- SCHAD, H. (1999): Umdruck zur Vorlesung *Numerische Methoden in der Geotechnik*. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk

- | | | | |
|-------|--|--------|---|
| Nr. 1 | Thamm, B.R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones |
| | | | DM 10,-- |
| Nr. 2 | Gußmann, P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch |
| | | | DM 5,-- |
| Nr. 3 | Feeser, V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß |
| | | | DM 10,-- |
| Nr. 4 | Du Thin, K. | (1976) | Standssicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation |
| | | | vergriffen |
| Nr. 5 | Smolczyk, U./
Pertschi, O./
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365) |
| | | | vergriffen |
| Nr. 6 | Hilmer, K. | (1976) | Erddruck auf Schleusenkammerwände. |
| | | | DM 18,-- |
| Nr. 7 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens |
| | | | DM 18,-- |
| Nr. 8 | Lächler, W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse |
| | | | DM 15,-- |
| Nr. 9 | Spotka, H. | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand |
| | | | DM 15,-- |

Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben DM 20,--
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
	Gußmann, P.		Zum Modellgesetz der Konsolidation DM 20,--
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten DM 25,--
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch DM 25,--
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund DM 25,--
Nr. 15	Smoltczyk, U./ Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen DM 12,--
Nr. 16	Malcharek, K./ Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten DM 15,--
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes DM 30,--
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen DM 25,--

Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten DM 25,--
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe 1993 DM 40,--
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks DM 20,--
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten DM 25,--
Nr. 24	Schad, H.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben
	Smoltczyk, U./ Schad, H./Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung DM 35,--
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente DM 20,--
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung DM 25,--
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzel-fundamenten DM 25,--
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang DM 25,--

Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept DM 25,--
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen DM 30,--
Nr. 31	Smoltczyk, U./ Breinlinger, F./ Schad, H./Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise DM 25,--
Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smoltczyk, U./ Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen) DM 30,--
Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten DM 30,--
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe DM 30,--
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden DM 30,--
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse DM 30,--
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers DM 30,--
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen DM 30,--

- | | | | |
|--------|---------------|--------|---|
| Nr. 39 | Smoltczyk, U. | (1994) | Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik |
| | | | DM 30,-- |
| Nr. 40 | Rilling, B. | (1994) | Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm |
| | | | DM 35,-- |

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

Nr. 41.(1)	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik	DM 35,--
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein	DM 35,--
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudamm-bau	DM 35,--
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits	DM 35,--
Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien	DM 35,--
Nr. 46	Akinrogunde, A. E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions	DM 35,--
Nr. 47	Vogt-Breyer, C.	(1999)	Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker	DM 35,--
Nr. 48	Vermeer, P.A.	(1999)	Neue Entwicklungen in der Geotechnik	DM 35,--

Weitere Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart und seiner Mitarbeiter ab 1995:

- [1] Vermeer, P.A.: Materialmodelle in der Geotechnik und ihre Anwendung. Beiträge der Tagung FEM '95 - Finite Elemente in der Baupraxis, S. 609-618, Stuttgart, 1995.
- [2] Vogt, C., Salden, D.: Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden. Bautechnik 72, Heft 12, S. 800-802, 1995.
- [3] Schanz, T.: Zur geotechnischen Bewertung von Beton-Recycling-Material. Bautechnik 72, Heft 12, S. 810-816, 1995.
- [4] Schanz, T., Gussmann, P.: Bearing Capacity of Strip Footing on Layered Subsoil. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, pp. 583-587, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [5] Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A.: A New Approach to Softening Plasticity. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [6] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Zum Steifemodul von Sanden. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 3, S. 123-142, TU Dresden, 1995.
- [7] Boulon, M., Garnica, P., Vermeer, P.A.: Soil-structure Interaction: FEM Computations In: Mechanics of Geomaterial Interfaces (Studies in Applied Mechanics 42), Eds Selvadurai and Boulon, pp. 147-171, Elsevier Ltd., Amsterdam, 1999.
- [8] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Angles of Friction and Dilatancy of Sand. Géotechnique 46, No. 1, pp. 145-151, 1996.
- [9] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Discussion of the paper „Angles of Friction and Dilatancy of Sand“. Géotechnique 47, No. 4, pp. 887-892, 1996.

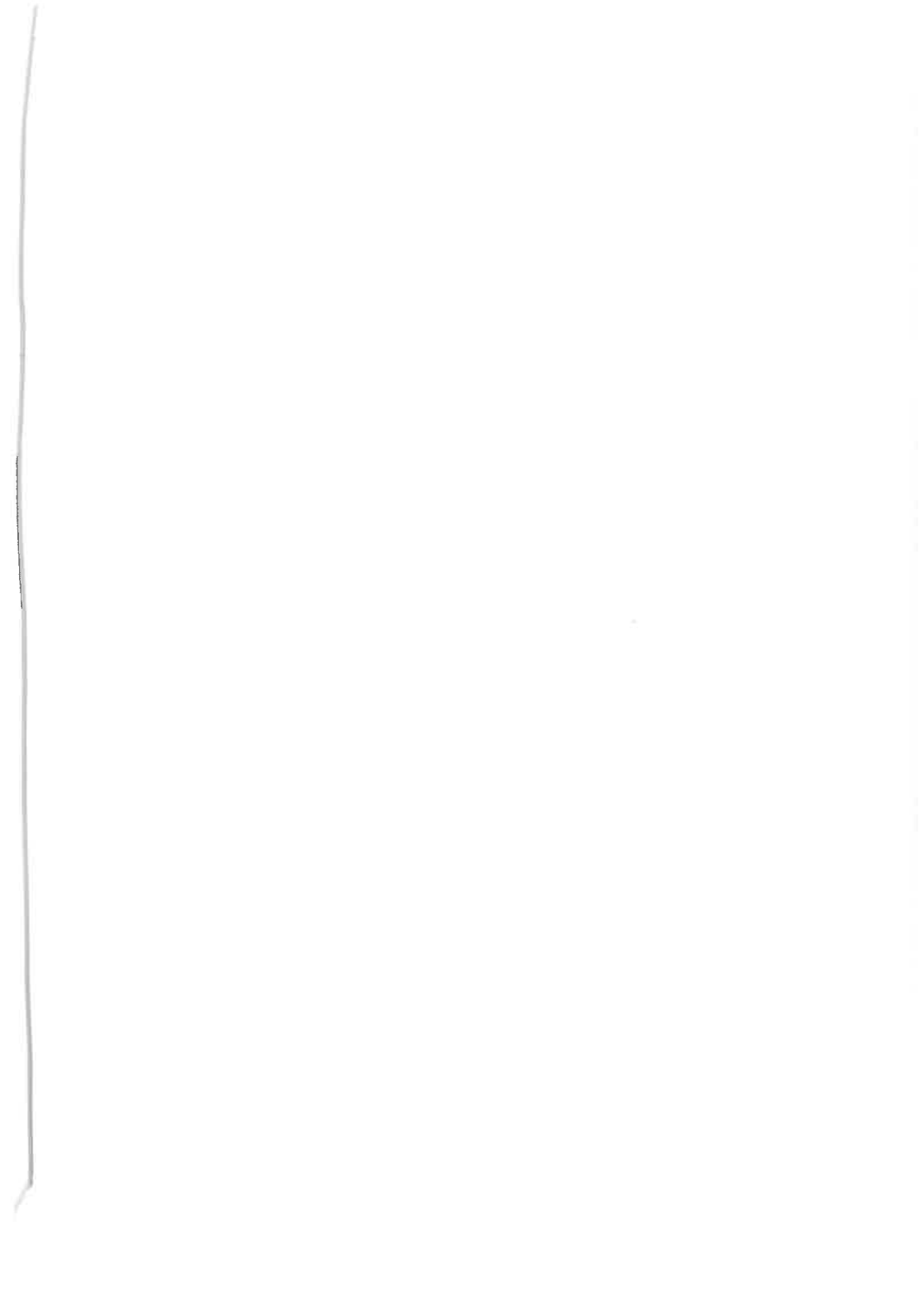
- [10] Vermeer, P.A., Salden, D.: Die Geotechnik des Dammbaus – Wechselwirkungen. Jahrbuch 1996 aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart, S. 86-97, Stuttgart, 1997.
- [11] Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: A Soft Soil Model and Experiences with Two Integration Schemes. Proceedings 6th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VI), Montreal, pp. 123-128, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [12] Schanz, T., Bonnier, P.G.: Verification of a Soil Model with Predicted Behaviour of a Sheet Pile Wall. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 2, pp. 953-959, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [13] Vermeer, P.A., Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G.: From the Classical Theory of Secondary Compression to Modern Creep Analysis. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 4, pp. 2469-2478, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [14] Vermeer, P.A., Bayreuther, C.: Tiefe Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [15] Raisch, D., Vogt, C.: Gründungssanierung der Außenwände des Museums in Tübingen. Deutsches Architektenblatt 6/97, 29. Jg., S. 927 f., Stuttgart, 1997.
- [16] Schanz, T., Desrues, J., Vermeer, P.A.: Comparison of Sand Data on Different Plane Strain Devices. International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, pp. 289-294, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1997.

- [17] Schanz, T.: Die Berücksichtigung von unterschiedlichen Materialsteifigkeiten bei geotechnischen Berechnungen. Tagungsband Numerik in der Geotechnik, Workshop des AK 1.6 der DGGT, Stuttgart, S. 107-120, 1997.
- [18] Schanz, T.: The leaning tower of St. Moritz. Plaxis bulletin 4, pp. 4-7, 1997.
- [19] Schanz, T., Gussmann, P., Smolczyk, U.: Study of Bearing Capacity of Strip Footing on Layered Subsoil with the Kinematical Element Method, Proceedings XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 1, pp. 727-730, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [20] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußbeanspruchung einer Stützwand. OHDE-Kolloquium`97, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 4, S. 247-264, TU Dresden, 1997.
- [21] Vermeer, P.A., Neher H.: Bemessung von Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 73-82, Universität Stuttgart, 1997.
- [22] Vogt, C.: Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigen Böden. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [23] Haarer, R., Vogt, C.: Geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung von Grundwasserwannen mit Sohlverankerung im Oberrheintal. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 119-126, Universität Stuttgart, 1997.

- [24] Vermeer, P.A.: Non-associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. Proceedings NATO Advanced Study Institute on Physics of Dry Granular Media, Cargese, pp. 163-196, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, 1997.
- [25] Meier, C.P., Schanz, T.: Verformungsabschätzungen für Gründungen mittels Rüttelstopfverdichtung. Tagungsband 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 39, S. 59-79, TU Darmstadt, 1998.
- [26] Neher, H., Schanz, T., Köhler, L.: Das Torsionsödometer – ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät. Messen in der Geotechnik '98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 55, S. 259-272, TU Braunschweig, 1998.
- [27] Schanz, T.: A Constitutive Model for Cemented Sands. Proceedings 4th International Workshop on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Gifu, pp. 165-172, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [28] Schanz, T.: A Constitutive Model for Hard Soils. Proceedings International Conference on the Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, Neapel, S. 861 ff., Balkema, Rotterdam 1998.
- [29] Vogt, C.: Experimentelle und numerische Untersuchung tiefliegender dreidimensionaler Bruchvorgänge am Beispiel horizontaler Schraubanker. Tagungsband 25. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, Stuttgart, S. 25-26, 1998.
- [30] Vogt, C., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: Analyses of NATM-tunnels with 2D and 3D Finite Element Method. Proceedings of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine/Italy, pp. 211-219, Springer Verlag, Wien, 1998.

- [31] Schanz, T., Vermeer, P.A.: On the Stiffness of Sands. *Géotechnique*. Special issue on Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials, pp. 383-387, 1998.
- [32] Vermeer, P.A., Neher H.: A Soft Soil Model that Accounts for Creep. *Proceedings of a Workshop on Stability of Embankments on soft Soils*, Delft, 1998.
- [33] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. *Tagungsband Vorträge der Baugrundtagung 1998*, Stuttgart, S. 133-150, 1998.
- [34] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Stability and deformations in deep excavations in cohesive soils.. *Proceedings International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, Darmstadt Geotechnics, No.4 Vol.1, 1998.
- [35] The, P., Vermeer, P.A., Termaat, R.J.: A Viscoplastic Creep Model for the Engineering Practice. *Proceedings International Symposium on Problematic Soils IS-TOHOKU*, Sendai/ Japan, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [36] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: A Consolidation Model for a Creeping Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999.
- [37] Vermeer, P.A.: On the Future of Plaxis. *Proceedings Plaxis Symposium „Beyond 2000 in Computational Geotechnics“*, Amsterdam, pp. 55-58, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [38] Bauduin, C.M., De Vos, M., Vermeer, P.A.: Back Analysis of Staged Embankment Failure: The Case Study Streefkerk. *Proceedings Plaxis Symposium „Beyond 2000 in Computational Geotechnics“*, Amsterdam, pp. 55-58, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [39] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: A Soft Soil Model that Accounts for Creep. *Proceedings Plaxis Symposium „Beyond 2000 in Computational Geotechnics“*, Amsterdam, pp. 55-58, Balkema, Rotterdam, 1999.

- [40] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: The Hardening Soil Modell – Formulation and Verification. Proceedings Plaxis Symposium „Beyond 2000 in Computational Geotechnics“, Amsterdam, pp. 55-58, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [41] Vogt, C., Vermeer, P.A.: Analyses and Large Scale Testing of Plate Anchors. Proceedings 7th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VII), Graz, pp. 495-500, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [42] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G.: Time Integration of a Constitutive Law for Soft Clays. Communications in Numerical Methods in Engineering, No. 15, pp. 603 – 609, 1999.
- [43] Vermeer, P.A., Ruse, N.M., Dong, Z., Härle, D.: Ortsbruststabilität von Tunnelbauwerken am Beispiel des Rennsteig-Tunnels. Tagungsband 2. TAE Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, S. 195-202, Ostfildern 2000.
- [44] Neher, H.P., Vermeer, P.A., Oswald, K.D.: Aufschüttungen auf weichem, wenig tragfähigem Untergrund. Tagungsband 2. TAE Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, S. 41-64, Ostfildern 2000.
- [45] Salden, D.: Untersuchungen zur Verwendbarkeit von Rübenerde als Baustoff für Dichtungsschichten sowie für Dämme und Deiche. Tagungsband 2. TAE Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, S. 775-792, Ostfildern 2000.
- [46] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Deformation Analyses for Deep Excavations. Proceedings of the Fourth International Geotechnical Engineering Conference, pp. 151-172, Cairo 2000.
- [47] Marcher, T., Vermeer, P.A., von Wolffersdorf, P.A.: Hypoplastic and elastoplastic modelling – a comparison with test Data. To be published in: Constitutive Modelling of ??? Materials, Springer Verlag, March 2000.



KOMPETENZ IN KRAFTMESSTECHNIK

"EGEY - POWERTEST"

(HIGH TECH FOR RUGGED USE)



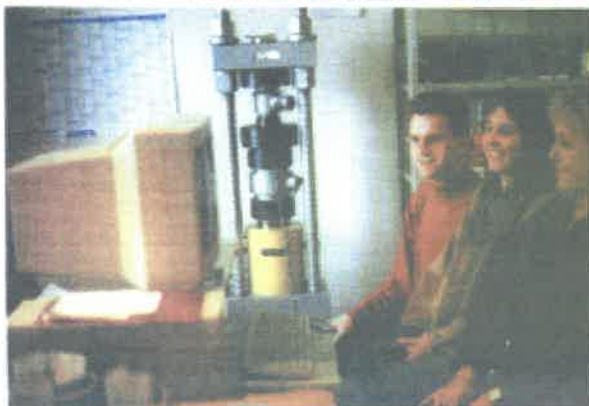
Photo: Jan Bauer 01 71 - 451 1925

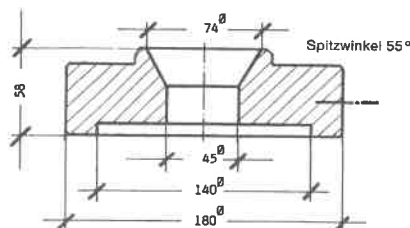
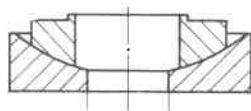
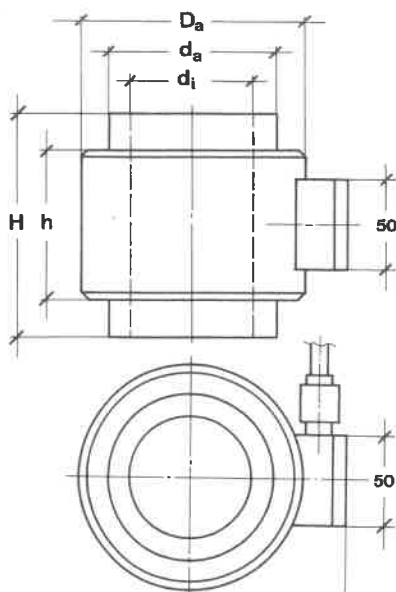
'ON - LINE' ÜBERWACHUNG

der Ankerkette rund um die Uhr an
der Baugrubenwand.
Berlin, Reichstagsverlängerung, sog.
„Dorotheenblock“

QUALITÄTSKONTROLLE UND KALIBRIEREN

der einzelnen Kraftaufnehmer auf
unsere Normen, elektronisch
kontrolliert 200 t Prüfpresse





Meßbereiche

Serienmäßige Meßbereiche sind aus den Tabellen zu entnehmen. Auf Wunsch sind jedoch auch alle anderen Meßbereiche möglich.

Abmessungen

Alle Aufnehmer sind wartungsfrei, wasserdicht und gegen Umwelteinflüsse weitgehend unempfindlich. Auf Wunsch können diese jedoch Ihrer Konstruktion angepaßt werden.

Mech. Schutz

Alle Aufnehmer sind wartungsfrei, wasserdicht und gegen Umwelteinflüsse weitgehend unempfindlich. Auf Wunsch können diese jedoch Ihrer Konstruktion angepaßt werden.

Kugelkalotten

Kugelkalotten können die Krafteinteilung und damit die Genauigkeit erheblich verbessern. Lieferung auf Wunsch.

Fremdablesegeräte

Grundsätzlich geeignet sind alle DMS-Meßbrücken bzw. Kompensatoren. Es ist aber ratsam, vor dem Einsatz wegen Anpassungs- und Eichproblemen mit dem Hersteller Rücksprache zu nehmen.

KRAFTMESSRINGE

Mp (t)	MN	di	da	Da	H
100	1,0	62	80	108	100
		82	96	127	100
		104	116	146	100
200	2,0	90	116	146	125
		114	136	159	125
		166	180	216	125
300	3,0	118	144	171	160
		161	180	216	160
		190	208	240	160
500	5,0	130	170	216	200
		176	210	245	200
		216	244	273	200
1000	10	136	210	250	400
		186	246	273	300
		276	320	356	300

AUFLAGE-KUGELKALOTTEN

Maße nach Wunsch,
angepaßt an die anschließende Konstruktion.

HTD-KRAFTMESS-SCHEIBE

„HIGH-TECH-DISC“ Meßbereich bis 1 MN (100 t)
Meßsystem gekapselt und mit Harz massiv vergossen,
temperaturkompensiert und Standardnull – abgeglichen,
Speisespannung 1 - 10 V, Output b. 1000 kN = 1000 μ V/V.

Digital-Kraftablesegeräte

Alugußrobustgehäuse, Großdisplay mit 25 mm Ziffern, wiederaufladbare NiCd Batterien, Direktanzeige in kN, incl. elektron. geregelt. Lade-gerät und Koffer für Transport/Aufbewahrung.

Genauigkeit

Verschiedene Ausführungen haben einen Gesamtfehler von max. 0.1 bis 1.0 %. Im allgemeinen ermöglichen größere Bauhöhen bzw. Krafteinteilung mittels Kugelkalotten die größeren Genauigkeiten.

Eichung

Eichung der Geräte erfolgt werksintern. Auf Wunsch (und durch Kostenerstattung) können die Eichungen auch bei staatl. Stellen durchgeführt werden.

Garantie

Gewährleistungszeit beträgt für die Verstärker- und Anzeigeelektronik 1 Jahr, für die Aufnehmer 5 Jahre. Geräte, die innerhalb der o. g. Fristen ohne unsachgemäße Behandlung oder mech. Beschädigung schadhaft werden, werden nach Rücksendung zum Hersteller kostenlos instandgesetzt oder ersetzt. Eine weitergehende Haftung kann nicht übernommen werden. Mit einer Bestellung werden die Bedingungen anerkannt.

INGENIEURBÜRO DIPL.-ING. Z. EGEY

DIPL.-ING. (FH + TU)
ZOLTAN THOMAS EGEY
FREIER BERATENDER INGENIEUR

Waseneckstraße 16
77694 Kehl (Goldscheuer)
Telefon 078 54 - 489 oder 187 05
Telefax 078 54 - 90 79
Euro-Porty D2: 01 72 - 7 18 88 65

