



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART

1997

Mitteilung 42

Herausgeber P.A. Vermeer

3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
24. Juni 1997
Baugruben in Locker- und Festgestein

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer

Institut für Geotechnik

Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 35

70569 Stuttgart

Telefon 0711 / 685-2436

Telefax 0711 / 685-2439

ISBN 3-921837-42-1

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

Herausgegeben 1997 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik.



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART**

**1997
Mitteilung 42
Herausgeber P.A. Vermeer**

**3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
24. Juni 1997
Baugruben in Locker- und Festgestein**

Vorwort des Herausgebers

Das Thema "Baugruben" ist aus naheliegenden Gründen stets aktuell. Wegen der immer knapper werdenden Freiflächen in den Innenbereichen unserer Städte müssen bei Neubauten zwangsläufig Teile des benötigten Raumbedarfs unterirdisch untergebracht werden. Die Folge hiervon sind Baugruben, die in immer größere Tiefen vorstoßen. Dies ist an und für sich nichts Neues, da durch den wachsenden Wohlstand verschiedener Industriezweige und den damit einhergehenden Konzentrationen der Verwaltungen immer größer und höher gebaut werden mußte. Die Bauwerke in der Frankfurter Innenstadt sind hierfür ein eindruckvolles Beispiel. Treten aber zu dieser Entwicklung auch noch politische Umbrüche wie beispielsweise die deutsche Wiedervereinigung im Jahre 1989, so können mit dem damit verbundenen plötzlichen und riesigen Bedarf an innerstädtischen Neubauten und den dazu erforderlichen tiefen Baugruben ernsthafte Probleme bei der Realisierung dieser Projekte auftreten. Aber auch hier haben Ingenieure Lösungen gefunden, wie das in Berlin eingeführte Grundwasser-Management oder der Abtransport der Aushubmassen mit Schiff und Bahn zeigen.

Was für den Hochbau gilt, trifft auch für den Verkehrswegebau zu. Aus Gründen der Landschaftsschonung und auch aus Platzgründen verlaufen die Trassen von Bahn und Straßen zunehmend unterirdisch. Wo Tunnel nicht bergmännisch aufgefahren werden können, kommt die offene Bauweise zur Ausführung, wobei hinsichtlich der Bodenarten keine Einschränkungen gelten. Die Baugruben werden, häufig nur vorübergehend, in harten Festgesteinen ebenso geöffnet wie in weichen Ton- oder lokeren Sandböden.

Die Resonanz auf unsere Einladung belegt das ungebrochene Interesse am Thema "Baugruben". Um dem Thema nur einigermaßen gerecht werden zu können, haben wir schwerpunktmäßig drei Hauptvorträge zu Baugruben im Lockergestein, in festen Böden und Fels sowie in weichen Böden ausgewählt. Jedes Thema behandelt getrennt Fragen zu Planung/Bemessung und Ausführung.

Um auch andere Stimmen zu Wort kommen zu lassen und um möglichst viele Ausführungsbeispiele kennenzulernen, fanden am Nachmittag zeitgleich drei Workshops zu den drei Hauptthemen statt.

Pieter A. Vermeer

Inhaltsverzeichnis

Seite

Plenarbeiträge

Horst Bossenmayer Fragen des Baurechts bei Baugruben	5
Hans-Henning Schmidt Baugruben in Lockergestein - Planung und Bemessung -	17
Hermann Schäd Baugruben in festem Boden und Fels: Planung und Bemessung: geomechanische Aspekte	29
von H.-P. Andrä Baugruben in festem Boden und Fels: Planung und Bemessung	43
Roland Jörger / Roland Wend Baugruben in festem Boden und Fels: Aspekte der Bauausführung	63
Pieter A. Vermeer / Heiko Neher Baugruben in weichen Böden: Planung und Bemessung	73
Manfred Stocker Baugruben in weichen Böden: Ausführung	83
P. Gollub Besondere erdstatische Gesichtspunkte bei der Ausführungsplanung von Verbauwänden in weichen Böden	91

Workshop: Baugruben in Lockergestein

Anton Weißenbach Bodenmechanische Einspannung von Baugrubenwänden	99
Otfried Beilke / Ernő Biczók Einfluß des Porenwasserunterdrucks auf die Standsicherheit von Böschungen im Ton	109
Roland Haarer / Carola Vogt Geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung von Grundwasserwannen mit Sohlverankerung im Oberrheintal	119
Rolf Katzenbach / Christian Moormann Erstellung einer 20 m tiefen Hochhaus-Baugrube im Frankfurter Ton nach der Methode der modifizierten Deckelbauweise	127

W. Krajewski / K. Kuntsche / R. Plamitzer	153
Untersuchungen zum Verformungsverhalten einer tiefen Baugrube in überkonsolidiertem Ton	
Hermann Lohmiller	173
Vernagelte Lamellenwände	
D. Naterop	181
Geotechnische Überwachung von Gebäuden neben tiefen Baugruben am Beispiel S-Bahnhof Potsdamer Platz Berlin	

Workshop: Baugruben in festen Böden und Fels

Silke Höflinger	189
Verlegung der B10, Tunnel Karlsruhe-Grötzingen	
Raymund M. Spang	199
Neubau der BAB A 46, Arnsberg - Brilon, Tunnel Olpe	
B. Wiesiolek / Jianlin Ma	201
Baugrube im Keupersandstein	

Workshop: Baugruben in weichen Böden

Hans-Georg Kempfert	209
Berechnung und Ausführung von Baugruben im Seeton – Darstellung anhand eines Ausführungsbeispiels	
Ulrich Berner	227
Ausführung einer Spundwandbaugrube im Konstanzer Beckenton	
Marco Hutteman	241
Setzungsprognose bei extrem tiefen Baugruben in weichen Böden	
Jianlin Ma	253
Baugrube im Rosenheimer Seeton	
Klaus Röder	259
Baugrube Halle "Spitze" – Hydrogeologische Rahmenbedingungen und Ergebnisse	

Baugruben in Locker- und Festgestein

24. Juni 1997

Veranstalter



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

Beirat:

Prof. H. Beiche

Landeshauptstadt Stuttgart, VDI

Prof. Dr.-Ing. H. Bossenmayer

Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg

Dipl.-Ing. H.-P. Hock

Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Mannheim

Dipl.-Ing. P. Jäckle

DBProjektgesellschaft GmbH Stuttgart 21

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

FMPA Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut

Prof. Dr.-Ing. H.-H. Schmidt

Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik

Programm

- 09.00 **Einführung:** *Prof. Dr.-Ing. P. Vermeer*
Grußwort: *Wirtschaftsministerium
Baden-Württemberg*
- 09.10 **Fragen des Baurechts bei Baugruben**
Prof. Dr.-Ing. H. Bossenmayer
Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg
- 09.30 **Baugruben in Lockergestein**
Planung und Bemessung:
Prof. Dr.-Ing. H.-H. Schmidt
Ausführung:
Dipl.-Ing. Ch. Sängler
Ed. Züblin AG, Stuttgart
- 10.30 **Baugruben in festem Boden und Fels**
Planung und Bemessung:
PD Dr.-Ing. H. Schad/Dr.-Ing. H.-P. Andrä
FMPA Baden-Württemberg/LAP Stuttgart
Ausführung:
Dipl.-Ing. R. Jörger/Dipl.-Ing. R. Wend
Bilfinger + Berger Bauaktienges., Mannheim
- 11.30 **Kaffeepause**
- 12.00 **Baugruben in weichen Böden**
Planung und Bemessung:
Prof. Dr.-Ing. P. Vermeer
Ausführung:
Dr.-Ing. M. Stocker
Karl Bauer, Schrobenhausen
- 13.00 **Gemeinsames Essen im Hotel FONTANA**
- 14.30 **Workshops (Arbeitsgruppen)**
 - Baugruben in Lockergestein
 - Baugruben in festen Böden und Fels
 - Baugruben in weichen Böden
- 16.30 **Abschlußtreffen im Foyer**

Workshops

Die drei Workshops finden parallel statt, so daß aufgrund der geringeren Teilnehmerzahl auch spontan diskutiert werden kann. Nach einem Einleitungsreferat von etwa 20 Minuten soll einer größeren Zahl von Teilnehmern Gelegenheit gegeben werden, in kurzen Stellungnahmen (10 Minuten) über aktuelle Projekte oder Forschungsvorhaben zu berichten. Wer einen kurzen Bericht abgeben möchte, soll bitte bereits mit der Anmeldung die Stichworte seines Beitrags angeben, so daß der Diskussionsleiter den Ablauf des Workshops planen kann. Druckreife Ausarbeitungen der Kurzbeiträge, die bei der Tagung vorliegen, werden im Tagungsband gedruckt.

Baugruben in Lockergestein

Einführungsreferat und Diskussionsleitung:

Prof. Dr.-Ing. A. Weißenbach

Norderstedt

Baugruben in festen Böden und Fels

Einführungsreferat und Diskussionsleitung:

Dr.-Ing. C. Erichsen

WBI, Prof. Wittke GmbH, Aachen

Baugruben in weichen Böden

Einführungsreferat und Diskussionsleitung:

Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

Universität Kassel

Fragen des Baurechts bei Baugruben

Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. Horst Bossenmayer,
Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, Stuttgart

1 Allgemeine baurechtliche Anforderungen

Baurechtliche Anforderungen stellen die Bauordnungen der Länder, in Baden-Württemberg die Landesbauordnung für Baden-Württemberg (LBO) vom 08.08.1995 (GBl. S. 617) und die aufgrund dieses Gesetzes erlassenen Ausführungsverordnungen und Durchführungsbestimmungen. Dieses Gesetz gilt für bauliche Anlagen, Bauprodukte und Bauarten.

1.1 Begriffsbestimmungen

Bauliche Anlagen sind unmittelbar mit dem Erdboden verbundene, aus Bauprodukten hergestellte Anlagen. Eine Verbindung mit dem Erdboden besteht auch dann, wenn die Anlage durch eigene Schwere auf dem Boden ruht. Als bauliche Anlage gelten u.a. auch Aufschüttungen und Abgrabungen, also auch Baugruben.

Bauprodukte sind

1. Baustoffe, Bauteile und Anlagen, die dazu bestimmt sind, in bauliche Anlagen dauerhaft eingebaut zu werden,
2. aus Baustoffen und Bauteilen vorgefertigte Anlagen, die hergestellt werden, um mit dem Erdboden verbunden zu werden.

Bauart ist das Zusammenfügen von Bauprodukten zu baulichen Anlagen oder Teilen von baulichen Anlagen.

Es stehen der Errichtung gleich das Instandhalten, Ändern und die Nutzungsänderung.

1.2 Allgemeine Anforderungen

An alle baulichen Anlagen stellt die LBO gleiche allgemeine Anforderungen, die im § 3 niedergelegt sind:

1. Bauliche Anlagen sowie Grundstücke, andere Anlagen und Einrichtungen sind

so anzuordnen und errichten, daß die öffentliche Sicherheit oder Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit oder die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht bedroht werden und daß sie ihrem Zweck entsprechend ohne Mißstände benutzbar sind. Für den Abbruch baulicher Anlagen gilt dies entsprechend.

2. Bauprodukte dürfen nur verwendet werden, wenn bei Ihrer Verwendung die baulichen Anlagen bei ordnungsgemäßer Instandhaltung während einer dem Zweck entsprechenden angemessenen Zeitdauer die Anforderungen der Vorschriften dieses Gesetzes oder aufgrund dieses Gesetzes erfüllen und gebrauchstauglich sind.
3. Die oberste Baurechtsbehörde kann Regeln der Technik, die der Erfüllung der Anforderungen in bezug auf die öffentliche Sicherheit oder Ordnung dienen, als Technische Baubestimmungen bekannt machen. Die technischen Baubestimmungen sind einzuhalten. Von ihnen darf abgewichen werden, wenn den Anforderungen an die öffentliche Sicherheit oder Ordnung auf andere Weise ebenso wirksam entsprochen wird; die Regelungen für Bauprodukte und Bauarten bleiben unberührt.

Als Technische Baubestimmungen sind alle die Standsicherheit, den Brandschutz, Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz, die Nutzungssicherheit, den Schallschutz sowie den Wärmeschutz und die Energieeinsparung betreffenden technischen Regeln als "Liste der Technischen Baubestimmungen" eingeführt worden (GABl. 4/97).

Die Liste der Technischen Baubestimmungen enthält speziell die Baugruben betreffend folgende technischen Regeln:

DIN 1055 Teil 2, DIN 1054, DIN 4014, DIN 4026, DIN 4093, DIN 4123, DIN 4124, DIN 4125, DIN 4126, DIN 4128 sowie die zugehörigen Anlagen 2.1/1 bis 2.1/5. Technische Regeln, die lediglich physikalisch-mechanische Rechenmodelle- bzw. Rechenverfahren enthalten und keines Konsenses im Sinne gefahrenabwehrender Regelungen brauchen, sind nicht als Technische Baubestimmungen bekannt gemacht worden.

Nur die als Technische Baubestimmungen bekanntgemachten technischen Regeln sind im baurechtlichen Verfahren zu beachten; danach hat sich auch der Prüflingenieur zu richten.

Baustellen sind so einzurichten, daß die baulichen Anlagen ordnungsgemäß errichtet oder abgebrochen werden können und Gefahren oder vermeidbare erhebliche Belästigungen nicht entstehen. Öffentliche Verkehrsflächen, Versorgungs-, Abwasser- und Meldeanlagen sowie Grundwassermeßstellen u.a. sind für die Dauer der Bauausführung zu schützen und, soweit erforderlich, unter den notwendigen Sicherheitsvorkehrungen zugänglich zu halten. Bäume, Hecken und sonstige Bepflanzungen, die aufgrund anderer Rechtsvorschriften zu erhalten sind, müssen während der Bauausführung geschützt werden.

Bauliche Anlagen müssen sowohl im ganzen als auch in ihren einzelnen Teilen sowie für sich allein standsicher sein. Die Standsicherheit muß auch während der Errichtung sowie bei der Durchführung von Abbrucharbeiten gewährleistet sein. Die Verwendung gemeinsamer Bauteile für mehrere bauliche Anlagen ist zulässig, wenn durch Baulast und technisch gesichert ist, daß die gemeinsamen Bauteile beim Abbruch einer der aneinanderstoßenden baulichen Anlagen stehen bleiben können.

Bauliche Anlagen sowie die dem Verkehr dienenden, nicht überbauten Flächen von bebauten Grundstücken müssen verkehrssicher sein. Die Sicherheit und Leichtigkeit des öffentlichen Verkehrs darf durch bauliche Anlagen nicht gefährdet werden.

2 Spezielle baurechtliche Anforderungen an Bauprodukte und Bauarten

Die §§ 17 bis 25 der Landesbauordnung enthalten umfassende Vorschriften über Bauprodukte und Bauarten.

2.1 Bauprodukte

§ 17 LBO regelt, daß Bauprodukte für bauliche Anlagen nur verwendet werden dürfen, wenn sie

- (1) von den in der Bauregelliste A bekannt gemachten technischen Regeln nicht oder nicht wesentlich abweichen (geregelt Bauprodukte) oder
 - eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (§ 18 LBO),
 - ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis (§ 19 LBO),
 - eine Zustimmung im Einzelfall der obersten Baurechtsbehörde (§ 20 LBO)als Verwendbarkeitsnachweise aufweisen, soweit sie von bekannt gemachten technischen Regeln wesentlich abweichen oder wenn es Technische Baubestimmungen oder allgemein anerkannte Regeln der Technik für sie nicht gibt (nicht geregelte Bauprodukte) und das Ü-Zeichen tragen oder
- (2) nach den Vorschriften des Bauproduktengesetzes oder den Vorschriften zur Umsetzung der EG-Bauproduktenrichtlinie anderer Mitgliedstaaten der Europäischen Union oder des Europäischen Wirtschaftsraumes oder anderen EG-Richtlinien, soweit diese die wesentlichen Anforderungen nach Bauproduktenrichtlinie berücksichtigen, in Verkehr gebracht und gehandelt werden dürfen und das CE-Zeichen tragen und dieses Zeichen die national erforderlichen Klassen und Leistungsstufen ausweist, die in der Bauregelliste B bekannt gemacht sind.

- (3) Ausgenommen von diesen Regelungen sind "sonstige Bauprodukte", die von allgemein anerkannten Regeln der Technik nicht abweichen. Sie dürfen auch verwendet werden, wenn sie nicht in der Bauregelliste A bekannt gemacht sind. Bei Abweichung von den Technischen Regeln ist für solche Produkte kein Verwendbarkeitsnachweis erforderlich.

2.2 Bauarten

Bauarten (§ 21 LBO), die von Technischen Baubestimmungen wesentlich abweichen oder für die es allgemein anerkannte Regeln der Technik nicht gibt (nichtgeregelte Bauarten), dürfen bei der Errichtung, Änderung und Instandhaltung baulicher Anlagen nur angewendet werden, wenn für sie eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall als Anwendbarkeitsnachweis erteilt worden ist.

2.3 Übereinstimmungsnachweis

Bauprodukte und Bauarten unterliegen einem Verfahren zum Nachweis der Übereinstimmung mit den Ihnen zugrundeliegenden Technischen Regeln, Zulassungen, Prüfzeugnissen und Zustimmungen. Es sei denn, technische Regeln sind für sie nicht bekannt gemacht oder sie sind in der Liste C (Bauprodukte ohne baurechtliche Relevanz) nach § 17 Abs. 3 LBO enthalten. Als übereinstimmend gelten auch die von technischen Regeln, Zulassungen, Prüfzeugnissen und Zustimmungen abweichende Bauprodukte und Bauarten, solange die Abweichung nicht wesentlich ist. Die Bestätigung der Übereinstimmung erfolgt durch

- Übereinstimmungserklärung des Herstellers (§ 23 LBO), "ÜH" oder
- Übereinstimmungszertifikat (§ 24 LBO), "ÜZ".

Das erforderliche Übereinstimmungsnachweis-Verfahren ist für geregelte Produkte in der Bauregelliste A, für zugelassene Produkte in der Zulassung festgelegt.

Die Bestätigung durch Übereinstimmungszertifikat kann vorgeschrieben werden, wenn dies zum Nachweis einer ordnungsgemäßen Herstellung erforderlich ist. Zulassungen nach altem Recht gelten als Zulassungen nach neuem Recht. Überwachungszeichen nach altem Recht gelten als Ü-Zeichen nach neuem Recht.

Die Übereinstimmungserklärung und die Erklärung, daß ein Übereinstimmungszertifikat erteilt ist, hat der Hersteller bei Bauprodukten mit dem Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) unter Hinweis auf den Verwendungszweck abzugeben. Das Ü-Zeichen ist auf dem Bauprodukt oder auf seiner Verpackung oder, wenn dies nicht möglich ist, auf dem Lieferschein oder einem Beipackzettel anzubringen. Näheres bestimmt die Übereinstimmungszeichen-Verordnung.

Bei Bauarten ist die Übereinstimmung mit den maßgebenden technischen Regeln

(Norm, Zulassung, Prüfzeugnis, Zustimmung) formlos zu bestätigen.

Der Hersteller darf eine Übereinstimmungserklärung nur abgeben, wenn er durch werkseigene Produktionskontrolle sichergestellt hat, daß das von ihm hergestellte Bauprodukt oder die Bauart den maßgebenden technischen Regeln, der allgemeinen baurechtlichen Zulassung, dem allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnis oder der Zustimmung im Einzelfall entspricht. Ein Übereinstimmungszertifikat ist von einer Zertifizierungsstelle nach § 25 LBO zu erteilen. Die Fremdüberwachung ist von Überwachungsstellen nach § 25 LBO, ggf. unter Einschaltung einer Prüfstelle, durchzuführen. Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen werden von der obersten Baurechtsbehörde anerkannt.

Als Ü-gekennzeichnete Produkte kommen im Grundbau z.B. in Frage: Betone aller Art, Spritzbeton, Zementmörtel, Rammpfähle aus Beton, Holz oder Stahl, Stähle, Schrauben, Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder.

3 Die am Bau Beteiligten

Im § 41 ff. LBO sind die Rechte und Pflichten der am Bau Beteiligten und der Baurechtsbehörden geregelt. Bei der Errichtung oder dem Abbruch einer baulichen Anlagen sind der Bauherr und im Rahmen ihres Wirkungskreises die anderen am Bau Beteiligten – der Planverfasser, der Unternehmer und der Bauleiter – dafür verantwortlich, daß die öffentlich-rechtlichen Vorschriften und die aufgrund dieser Vorschriften erlassenen Anordnungen eingehalten werden.

4 Verfahrensvorschriften der LBO

Wesentliche Änderungen enthält die neue LBO insbesondere in Bezug auf die Verfahrensvorschriften. Sie unterscheidet genehmigungspflichtige, verfahrensfreie und kenntnisgabepflichtige Vorhaben. Die Errichtung und der Abbruch baulicher Anlagen bedürfen der Baugenehmigung (§ 49 LBO), soweit sie nicht nach § 50 LBO verfahrensfrei sind, oder im Kenntnisgabeverfahren laufen (§ 51 LBO).

Verfahrensfrei sind die Errichtung von Anlagen und Einrichtungen nach Anhang zu § 50, die Nutzungsänderung unter bestimmten Voraussetzungen sowie der Abbruch bestimmter Anlagen und Einrichtungen und Instandhaltungsarbeiten.

Das Kenntnisgabeverfahren wird durchgeführt bei der Errichtung und beim Abbruch insbesondere bei Wohngebäuden bis zur Hochhausgrenze, bei landwirtschaftlichen Betriebsgebäuden, auch mit Wohnteil bis zu 3 Geschossen, bei Gebäuden ohne Aufenthaltsräume bis zu 3 Geschossen und bis zu 100 m² Grundfläche, bei eingeschossigen Gebäuden ohne Aufenthaltsräume bis 250 m² Grundfläche und zugehörigen

Garagen und Stellplätzen, soweit die Vorhaben u.a. im Geltungsbereich eines neueren Bebauungsplans liegen.

Bei Vorhaben im Kenntnisgabeverfahren hat der Bauherr nach § 59 Abs. 5 LBO vor Baubeginn insbesondere die bautechnischen Nachweise von einem Sachverständigen prüfen zu lassen. Näheres regeln die im folgenden näher beschriebene Verfahrensverordnung und Bauprüfverordnung.

5 Rechtsverordnungen

Von besonderer Bedeutung sind die umfassenden Ermächtigungsgrundlagen der LBO für die Landesregierung zum Erlaß von Rechtsverordnungen (§ 73 LBO), von denen bislang nur zum Teil Gebrauch gemacht wurde. Die im folgenden behandelten beiden Verordnungen,

- die Verordnung der Landesregierung und des Wirtschaftsministeriums über das baurechtliche Verfahren (Verfahrensverordnung zur Landesbauordnung - LBOVVO) vom 13.11.1995 (GBl. S. 794) und
- die Verordnung des Wirtschaftsministeriums über die bautechnische Prüfung baulicher Anlagen (BauPrüfVO) vom 21.05.1996 (GBl. 5. 410)

wurden aufgrund von § 73 Abs. 2, 4 und 5 bzw. Abs. 2 und 5 LBO erlassen. Sie ersetzen die frühere Bauvorlagenverordnung, Baufreistellungsverordnung und Bauprüfverordnung.

5.1 Die LBOVVO

Die LBOVVO ist am 01.01.1996 in Kraft getreten.

Inhalt dieser Verordnung sind insbesondere

- die Vorschriften zu den Bauvorlagen im Genehmigungs- und Kenntnisgabeverfahren und
- die allgemeinen Vorschriften zur Prüfung der bautechnischen Nachweise.

5.1.1 Weshalb bautechnische Prüfung ?

Grundlage des Deutschen Bauordnungsrechts ist seit jeher die Abwehr von Gefahren für die öffentliche Sicherheit oder Ordnung, insbesondere für Leben oder Gesundheit. Eine Gefahr für die öffentliche Sicherheit besteht dann, wenn die hinreichende Wahrscheinlichkeit eines Schadenseintritts in überschaubarer Zukunft und an einem bestimmten Objekt besteht ("konkrete Gefahr"). Ein öffentliches Interesse in diesem Zusammenhang ist einmal dann gegeben, wenn die Allgemeinheit oder eine unbestimmte Personenmehrheit betroffen sind, aber auch, wenn Gefahren für einzelne

drohen, z.B. durch Gesundheitsgefahren in einer Wohnung, die nur von einer Person bewohnt ist.

Von einer drohenden Gefahr für die öffentliche Sicherheit braucht grundsätzlich nicht ausgegangen zu werden, wenn den öffentlich-rechtlichen Vorschriften der LBO entsprochen wird. Die Garanten dafür sind die am Bau Beteiligten. Sie – Bauherr, Planverfasser, Unternehmer, Bauleiter – sind im Rahmen ihres Wirkungskreises dafür verantwortlich, daß die öffentlich-rechtlichen Vorschriften im Hinblick auf den Schutz der öffentlichen Sicherheit eingehalten werden. Dazu ist es insbesondere erforderlich, daß sorgfältige bautechnische Nachweise geführt werden und nur solche Bauprodukte verwendet werden, die im Sinne von § 3 Abs. 2 LBO verwendbar sind sowie die Bauausführung fachkundig und den öffentlichrechtlichen Vorschriften und allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechend erfolgt und den bautechnischen Nachweisen entspricht.

Eine zusätzliche Kontrolle der Tätigkeit der am Bau Beteiligten ist allerdings dann erforderlich, wenn trotz ausreichender Fachkompetenz und Sorgfalt bei Planung und Ausführung Fehler auftreten können, die zu einer konkreten Gefahr für die öffentliche Sicherheit führen.

Dies ist etwa in Bezug auf die Standsicherheit möglich, wenn

- schwere Rechenfehler gemacht werden,
- beim Nachweis unzutreffende Annahmen für die Belastung, die Geometrie des Tragsystems, die Werkstoffeigenschaften oder das Rechen- oder Bemessungsmodell getroffen werden,
- ungeeignete Baustoffe verwendet oder ungeeignete Verfahren angewendet werden,
- Die Bauausführung wesentlich von den bautechnischen Nachweisen abweicht.

Die Auswirkungen solcher Fehler sind nicht durch die heute üblichen Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite von Tragwerken abgedeckt und können nur durch eine unabhängige Kontrolle entdeckt und vermieden werden.

Grundsätzlich ist es unerheblich, wo eine solche Kontrolle durchgeführt wird, sie muß jedoch unabhängig sein.

Freistellungen von der Prüfpflicht sind also grundsätzlich nur insoweit möglich, als auf eine Kontrolle wegen des begrenzten Schadensrisikos verzichtet werden kann, z.B. bei kleinen Gebäuden oder bei Gebäuden mit hochgradig redundanten Tragsystemen, oder dann, wenn eine sichere Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit einer baulichen Anlage aufgrund der Erfahrung möglich ist. Diese Grundüberlegungen haben Eingang in die LBOVVO gefunden.

5.1.2 Inhalt der LBOVVO

Die LBOVVO regelt im Zusammenhang mit der bautechnischen Prüfung im einzelnen folgendes:

(1) Bautechnische Nachweise (§ 9 LBOVVO) sind

1. der Standsicherheitsnachweis unter Berücksichtigung der Anforderungen des Brandschutzes an tragende Bauteile
2. der Wärmeschutznachweis
3. der Schallschutznachweis.

Der Standsicherheitsnachweis umfaßt die statische Berechnung und die notwendigen Konstruktionszeichnungen. Der Wärmeschutznachweis und der Schallschutznachweis sind durch Berechnungen zu erbringen und erforderlichenfalls durch Zeichnungen zu ergänzen. Die bautechnischen Nachweise sind Bauvorlagen.

(2) Die bautechnische Bestätigung (§ 10 LBOVVO)

hat der Verfasser der bautechnischen Nachweise unter Angabe von Name und Anschrift im Kenntnissgabeverfahren stets zu erbringen, im Genehmigungsverfahren nur dann, wenn die Voraussetzungen für den Wegfall der bautechnischen Prüfung nach § 18 LBOVVO vorliegen. Er bestätigt damit, daß er die bautechnischen Nachweise unter Beachtung der baurechtlichen Vorschriften und technischen Baubestimmungen verfaßt und aufeinander abgestimmt hat.

Falls im Kenntnissgabeverfahren die Voraussetzungen für den Wegfall der bautechnischen Prüfung vorliegen, hat er überdies zu versichern, daß er die Qualifikationsanforderungen nach § 18 Abs. 3 LBOVVO erfüllt, also

- Bauingenieur ist mit einer Berufserfahrung auf dem Gebiete der Baustatik von mindestens 5 Jahren oder
- eine Person mit einer Bestätigung des Regierungspräsidiums über die Tätigkeit auf dem Gebiete der Baustatik ist.

Die bautechnische Bestätigung gehört zu den Bauvorlagen.

(3) Die bautechnische Prüfung (§ 17 LBOVVO) umfaßt

1. die Prüfung der bautechnischen Nachweise und
2. die Überwachung der Ausführung in konstruktiver Hinsicht.

(4) Die bautechnische Prüfbestätigung (§ 17 LBOVVO) umfaßt

1. die Bescheinigung der Vollständigkeit und Richtigkeit der bautechnischen Nachweise (Prüfbericht),
2. eine Fertigung der mit Prüfvermerk versehenen bautechnischen Nachweise.

Im Kenntnissgabeverfahren hat der Bauherr einen Prüfmann für Baustatik mit der bautechnischen Prüfung zu beauftragen; der Prüfmann hat eine bautechnische Prüfbestätigung abzugeben, die der Bauherr vor Baubeginn bei der Baurechtsbehörde einzureichen hat, wobei der Prüfbericht auch einzelne Bauabschnitte umfassen kann.

Im Genehmigungsverfahren hat der Bauherr die bautechnischen Nachweise der Baurechtsbehörde zur bautechnischen Prüfung vorzulegen, die diese ganz oder teilweise einem Prüfmann oder einem Prüfamt übertragen kann. Wird die bautechnische Prüfung übertragen, ist der Baurechtsbehörde eine bautechnische Prüfbestätigung vorzulegen.

Mit der Prüfung der bautechnischen Nachweise und der Überwachung der Ausführung können auch verschiedene Prüfmänner beauftragt werden.

Typenprüfungen sind von einem Regierungspräsidium oder einem Prüfamt für Baustatik durchzuführen. Die Prüfung Fliegender Bauten ist auf den TÜV Mannheim übertragen.

(5) Keiner bautechnischen Prüfung bedürfen

1. Wohngebäude geringer Höhe (in jeder Nutzungseinheit in jedem Geschoß mit Aufenthaltsräumen liegt mindestens eine zum Anleitern geeignete Stelle nicht mehr als 8 m über Geländeoberfläche), sofern sie nicht Garagen mit einer Nutzfläche von jeweils mehr als 200 m² enthalten,
2. landwirtschaftliche Gebäude bis zu 7 m Wandhöhe und einer Grundfläche
 - a) bis zu 250 m²,
 - b) bis zu 500 m², wenn die freie Spannweite der Dachbinder nicht mehr als 10 m beträgt,
3. andere nichtgewerbliche eingeschossige Gebäude bis zu 250 m² Grundfläche,
4. Nebenanlagen zu Nrn. 1 - 3, ausgenommen Gebäude,
5. Erweiterungen bestehender Gebäude durch Anbau, wenn der Anbau den Nrn. 1 - 4 entspricht,
6. Änderungen von Wohngebäuden u.a. Gebäuden nichtgewerblicher Nutzung, wenn nicht infolge der Änderung die gesamte Anlage statisch nachgerechnet werden muß.

Voraussetzung ist, daß der Antragsteller der bautechnischen Nachweise die o.g. Qualifikation erfüllt.

In Erdbebenzone 3 und 4 gelten die Bestimmungen über den Wegfall der bautechnischen Prüfung nicht.

- (6) Bautechnische Nachweise, bautechnische Bestätigungen und bautechnische Prüfbestätigungen brauchen nicht vorgelegt zu werden, soweit nach Maßgabe der bautechnischen Anforderungen die Aufstellung bautechnischer Nachweise nicht notwendig ist oder wenn das Bauvorhaben unter der Leitung und Bauüberwachung geeignete Fachkräfte der Baubehörden von Gebietskörperschaften oder Kirchen ausgeführt wird. Darüber hinaus kann die Baurechtsbehörde im Genehmigungsverfahren auf die genannten Nachweise verzichten, soweit sie die bautechnischen Anforderungen aus der Erfahrung beurteilen kann.

Gibt der Verfasser der bautechnischen Nachweise vorsätzlich oder fahrlässig eine unrichtige bautechnische Bestätigung ab oder führt der Bauherr Bauarbeiten ohne notwendige bautechnische Prüfbestätigung aus, liegen Ordnungswidrigkeiten im Sinne von § 75 Abs. 3 Nr. 2 LBO vor.

5.2 Die BauPrüfVO

Die BauPrüfVO trat am 29.06.1996 in Kraft. Ziel der Novellierung war es, die Vorschriften, die die bautechnische Prüfung baulicher Anlagen betreffen, den geänderten gesetzlichen Grundlagen, namentlich hinsichtlich des Kenntnisgabeverfahrens und den Regelungen der LBOVVO anzupassen und das Anerkennungsverfahren für Prüfsingenieure für Baustatik neu zu regeln.

Inhalt der BauPrüfVO sind

- die bautechnische Prüfung (Erster Teil) und
- die Anerkennung als Prüfsingenieur für Baustatik (Zweiter Teil) sowie
- Ordnungswidrigkeiten, Übergangs- und Schlußvorschriften (Dritter Teil).

Die Verordnung regelt insbesondere folgendes:

- (1) Rechte und Pflichten der Prüfsingenieure für Baustatik und der Prüfsämter für Baustatik.

Diese Regelungen entsprechen im wesentlichen der früheren BauPrüfVO. Den Prüfsingenieuren für Baustatik sind durch Gesetz Aufgaben übertragen, die ansonsten die Baurechtsbehörden übernehmen müßten. Sie werden damit – auch im Kenntnisgabeverfahren – in die hoheitliche Verwaltung einbezogen und nehmen demgemäß hoheitliche Aufgaben wahr und müssen insoweit als Beliehene angesehen werden. Prüfsingenieure dürfen daher für die Mitarbeit nur befähigtes Personal und nur in solcher Zahl beschäftigen, daß sie die volle Verantwortung für die Richtigkeit der bautechnischen Prüfung selbst übernehmen können.

Neu ist, daß als Prüfsamt auch das Landesgewerbeamt Baden-Württemberg – Landesstelle für Bautechnik – bestimmt ist. Neu ist auch die Verpflichtung zur fachlichen Fortbildung der Prüfsingenieure und der Verpflichtung, der obersten

Baurechtsbehörde über deren Inhalt und Umfang Auskunft zu geben. Ein beharrlicher Verstoß gegen die Verpflichtung zur Weiterbildung kann den Widerruf der Anerkennung nach sich ziehen.

(2) Prüfung der bautechnischen Nachweise.

Die Prüfung der bautechnischen Nachweise durch einen Prüferingenieur oder ein Prüfamts erfolgt auf der Grundlage der öffentlich-rechtlichen Vorschriften. Sie umfaßt auch Nachweise über die Standsicherheit von Baugruben und der Gründung. Werden Abweichungen von technischen Baubestimmungen für gerechtfertigt gehalten, ist dies im Prüfbericht zu begründen. Wird festgestellt, daß für nichtgeregelte Bauprodukte oder Bauarten ein Verwendbarkeitsnachweis fehlt, ist der Bauherr davon zu unterrichten. Die prüfende Stelle kann fehlende Unterlagen unmittelbar beim Verfasser der bautechnischen Nachweise anfordern. Werden fehlende Unterlagen nicht nachgereicht oder Beanstandungen nicht ausgeräumt, so hat die prüfende Stelle im Kenntnissgabeverfahren den Bauherren und im Genehmigungsverfahren die Baurechtsbehörde zu unterrichten.

(3) Bautechnische Prüfbestätigung.

Die bautechnische Prüfbestätigung ist von der prüfenden Stelle zweifach – je eine Fertigung für den Bauherrn und die Baurechtsbehörde – auszustellen. Im Prüfbericht sind Vollständigkeit und Richtigkeit der bautechnischen Nachweise zu bestätigen und die zugrunde liegenden Berechnungsannahmen sowie evtl. erforderliche Verwendbarkeitsnachweise anzugeben und zu vermerken, welche Besonderheiten bei der Ausführung oder der Überwachung der Ausführung zu beachten sind und wo Nachweise etwa über besondere Sachkunde und Erfahrung gefordert sind.

Sind die bautechnischen Nachweise nicht vollständig oder unrichtig, kann die bautechnische Prüfbestätigung nicht erteilt werden, mit der Folge, daß der Bauherr nicht mit dem Bau beginnen bzw. die Arbeiten nicht fortsetzen darf. Der Bauherr/Aufsteller ist aufzufordern, die Mängel zu beheben. Bestehen Anhaltspunkte dafür, daß der Bauherr die Bauarbeiten ohne die erforderliche Prüfbestätigung durchführt, kann die Baurechtsbehörde auf entsprechenden Hinweis nach pflichtgemäßer Ermessensausübung eine Untersagungsverfügung erlassen; das gleiche gilt für Mängel während der Bauausführung.

(4) Überwachung und Ausführung in konstruktiver Hinsicht.

Die bautechnische Prüfung umfaßt nach § 17 Abs. 1 LBOVVO ausdrücklich auch die Überwachung der Ausführung in konstruktiver Hinsicht. Der Überwachung kommt im Hinblick auf die Gefahrenabwehr erhebliche Bedeutung zu. In Bezug auf die Überwachung hat die prüfende Stelle grundsätzlich kein Ermessen; sie kann sich jedoch auf Stichproben beschränken. Allerdings ist die Überwachung unter Beachtung des Grundsatzes der Verhältnismäßigkeit aufgrund von § 3 Abs. 1 LBO in einem Umfang und in einer Häufigkeit vorzunehmen, die

einen ausreichenden Einblick in die Bauausführung gewährleistet. Insbesondere ist zu überprüfen, ob Übereinstimmung mit den bautechnischen Nachweisen besteht.

Die Überwachung umfaßt nicht die Herstellung von Bauprodukten "im Sinne der §§ 3 und 17 LBO" in Werken.

Werden bei der Überwachung festgestellte Beanstandungen nicht behoben, hat die prüfende Stelle auch im Kenntnissgabeverfahren die Baurechtsbehörde unverzüglich zu unterrichten.

Art, Umfang und Ergebnis der Überwachung sind von der prüfenden Stelle in einem Überwachungsbericht festzuhalten, der im Kenntnissgabeverfahren dem Bauherren und im Genehmigungsverfahren der Baurechtsbehörde zuzuleiten ist.

Um sicherzustellen, daß die Überwachung zwar im gebotenen Umfange, jedoch auch unter Wahrung des Grundsatzes der Verhältnismäßigkeit durchgeführt wird, kann der Prüflingenieur sich für die Durchführung der Überwachung auch geeigneter Dritter bedienen; er behält jedoch für deren Tätigkeit die volle Verantwortung.

(5) Anerkennung als Prüflingenieur für Baustatik.

Prüflingenieure werden vom Wirtschaftsministerium auf Antrag wie bisher für eine der 3 Fachrichtungen (Metallbau, Massivbau, Holzbau) jedoch ohne zeitliche Befristung anerkannt. Die Anerkennung wird für eine bestimmte Niederlassung erteilt; Zweigniederlassungen können auf Antrag zugelassen werden. Erd- und Grundbauinstitute sind Sachverständige im Sinne des Baurechts, nicht Prüflinstitute.

Die Voraussetzungen für die Anerkennung von Prüflingenieuren sind im wesentlichen unverändert geblieben. Insbesondere muß eine mindestens 10jährige praktische Tätigkeit nachgewiesen werden. Für hauptberufliche Professoren an einer deutschen Hochschule im Sinne von § 1 Satz 1 des Hochschulrahmengesetzes, die auf dem Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaus lehren, wurde eine von diesen Personen bereits nachgewiesenen theoretischen Fachkenntnissen angepaßte Möglichkeit des Anerkennungsverfahrens vorgesehen. Ersatzlos aufgehoben wurde die Bedürfnisprüfung.

Baugruben in Lockergestein – Planung und Bemessung –

Prof. Dr.-Ing. Hans-Henning Schmidt

Fachhochschule Stuttgart - Hochschule für Technik

1 Einleitung

Baugruben sind als "Bauhilfsbauwerke" im Sinne der Bauordnungen, der Unfallverhütungsvorschriften sowie nach BGB, § 909, hinsichtlich der "Stütze für die Nachbarschaft" standsicher und gebrauchstauglich zu entwerfen und auszuführen.

Rechtliche Bezüge sind durch DIN 4124, neuerdings durch EC 7 und DIN 1054-100 und EAB gegeben. Dazu sind vertragsrechtlich die VOB DIN 18300 bzw. DIN 18303 zu beachten.

"In der Baugrube kann viel Zeit und Geld vergraben werden": Beispiel "Baugrube im Grundwasser für Hotel in Mannheim": 6 Monate Zeitverzug wegen Problemen bei Ankerkern, Verformungen des Verbaus und benachbarter Straßen sowie der Dichtigkeit der Baugrubensohle: Schaden in Millionenhöhe!

Baugruben sollten geplant und sorgfältig ausgeschrieben werden; besonders auch zur Bewertung von Sondervorschlägen (Nebenangeboten).

Die Übertragung von Planungsaufgaben an den AN sollte nur für die Detailplanung erfolgen.

Die Funktionalauschreibung von einem "Stück Baugrube" kann nicht im Sinne der VOB sein und ist volkswirtschaftlich fragwürdig.

Die Übertragung der Statischen Berechnung nach VOB – ob als "Besondere Leistung" für Böschungen oder "Nebenleistung" für Baugrubenverbauten – ist gefährlich; hier spielen oft allein wirtschaftliche Interessen des AN die entscheidende Rolle.

Eigentlich liegt mit der EAB ein Standardwerk für den Entwurf und die Berechnung von Baugruben vor. Dennoch ist Diskussionsbedarf und somit die Vorträge und der workshop!

Die nachfolgend zitierten Beispiele und Hinweise auf Projekte stammen überwiegend aus meiner Beratertätigkeit bei Smolczyk & Partner, Stuttgart.

2 Baugrunderkundung und Bodenmechanik

Nach DIN 4124 müssen für Baugruben und Gräben bei einer Tiefe von mehr als 5 m bodenmechanische Untersuchungen angestellt werden, sofern die örtlichen Erfahrungen keinen ausreichenden Aufschluß geben. Erfahrungen gehören dokumentiert!

Im internationalen Vergleich werden die Baugrunderkundung und die Bodenmechanik in Deutschland heute dürftig abgehandelt. Es geht ja nicht nur um Sicherheitsaspekte, sondern vor allem auch um ein wirtschaftliches Bauen! Oft werden für bindige Böden nicht einmal Wassergehalte bestimmt.

Details:

- Erkundung weit außerhalb der Baugrube für Anker!
- Tiefe der Erkundung ≥ 4 m unter Wandfuß (DIN 4020)
- **Kritik an EAB, EB 4, Abs. 3.2.6:** Danach wird empfohlen, für die Ermittlung des Erddrucks die (konservativen) Bodenkennwerte nach DIN 1055, Teil 2 anzusetzen. Bei eigenen bodenmechanischen Versuchen zur Erkundung wirklichkeitsgetreuer Bodenkennwerte müssen dann anschließend Zuschläge auf den Erddruck von 10 % (einmal gestützte Wände) bzw. 20 % (mehrfach gestützte Wände) gemacht werden. Warum diese Ängstlichkeit?

Anmerkung: bodenmechanische Versuche erbringen in der Regel ohnehin Kleinstwerte wegen der unvermeidbaren Probenstörung; eine statistische Auswertung mehrerer Versuchsergebnisse ist natürlich erforderlich.

- Gute und viele Scherversuche lohnen sich: hohe Kohäsion bei vorbelasteten, bindigen Böden (Frankfurter Ton; verwitterte Keuperböden);
- Hohe Kohäsion bei vorbelasteten Böden mit Kluftstrukturen (z.B. Gipskeuper) . Bei Böschungen nicht voll ansetzbar! Jedoch ansetzbar bei Baugrubenwänden? Für halbfesten Gipskeuper wären Baugruben denkbar, die über ca. 8 m nur mit einem Mindesterdrukbeiwert von 0,20 bzw. 0,15 bemessen werden brauchen.
- Hohe Kapillarkohäsion bei feuchten Sanden und Kiesen (Versuche Karlsruhe, v. Wolfersdorff / Mayer, 1996).
Nach Förster (1996): $c' \leq 12,5 \text{ kN/m}^2$ im fS/mS.
- Triaxialversuche an Bohrkernen, $\varnothing = 100$ mm, mit passenden Spannungspfaden, auch zur Ermittlung des Verformungsverhaltens ($\alpha_1 = \text{const.}$) .
- Bestimmung des K_0 -Wertes mittels Versuchen im Labor und im Feld (K_0 -Wert für vorbelastete Geschiebemergel oder verwitterten Gipskeuper. Spielt geologische Vorbelastung noch eine Rolle?).

3 Steile Böschungen mit Sicherungssystemen

Steile Baugrubensicherungen mit Vernagelungen oder verankerten Stahlbetonelementen bzw. mit aufgelegten Trägern können wirtschaftlich sein (Aushub- und Verfüllkosten für Arbeitsraum), siehe Bild 1 am Schluß des Beitrags.

Was nützen Folienabdeckungen für die Standsicherheit? Nach Meinung des Autors bewirken sie nur eine Erhöhung der Erosionsicherheit gegen starke Niederschläge bei sehr schluffhaltigen Böden.

4 Baugrubenwände

4.1 Wahl des Wandtyps

- Ist ein Trägerverbau mit Spritzbetonausfachung und mehrfacher vorgespannter Ankerung ein verformungsarmer Verbau und neben Bebauung einsetzbar (Frage in einer gerichtlichen Auseinandersetzung bei Schadensfall)?
- Renaissance der Spundwand bei innerstädtischen Bauvorhaben durch schonende, neue Einbringverfahren.
- neu: "Mixed in place - Wände" (Bodenvermörtelungen) bei nichtbindigen Böden, siehe Schmidt (1996).
- Kombiniert: Trägerbohlwände und Spritzbetonvernagelungen nach Übergang zu Festgestein, siehe Beispiel Bild 2: "Hengstäcker Tunnel" in offener Baugrube im Zuge der Ostumfahrung Stuttgart-Vaihingen; Bauherr Tiefbauamt der Landeshauptstadt Stuttgart, Arge Bilfinger & Berger Bau-AG und Züblin AG.

4.2 Erddruckansätze

Die Erddruckansätze nach Coulomb (DIN 4085) und die Erddruckumlagerungen nach EAB haben sich bewährt und sollten beibehalten werden.

Die Unterscheidung nach den neuen Normen in GZ 1 (Standsicherheit) und GZ 2 (Gebrauchstauglichkeit; hier Verformungen) ist besonders für die Berechnung von Baugruben sinnvoll.

Es genügt der Ansatz des aktiven Erddrucks, s. dazu Abschnitt 4.4.

Häufig werden hohe Verkehrslasten (Betonmischer, Mobilkräne) bei der Bemessung vergessen; die Folge sind Behinderung im Baubetrieb.

Bohrpfahlwände in vorbelasteten Böden können als sehr raue Wände (verzahnt) angesehen werden, so daß ein Wandreibungswinkel von $\delta = \varphi'$ angesetzt werden kann; Beispiel Bankenzentrum am Stuttgarter Hauptbahnhof.

Ein rechnerischer Zuschlag zur Baugrubentiefe für außerplanmäßige Vertiefungen, wie auch im EC 7 aufgenommen, ist vor allem bei umgelagertem Erddruck wichtig, da sich eine Vertiefung dann vor allem auf obere Ankerlagen auswirkt. Eine Nachankerung ist jedoch kaum ausführbar. Bei nicht umgelagertem Erddruck kann dagegen der Mehraushub mit zusätzlichen Ankern am Wandfuß aufgenommen werden.

Beim Erdwiderstand sind bei Reibungswinkeln $\varphi > 30^\circ$ Erddrücke nach Gudehus oder Caquot/Kerisel zu ermitteln (DIN 4085).

Bei verformungsamen Verbauten ist ein reduzierter Erdwiderstand anzusetzen.

4.3 Wasserdruckansatz bei durchlässigen Wänden mit GW-Absenkung und Verankerung

Reduzierter Wasserdruck für Wandbemessung, jedoch in der Regel voller Wasserdruck bei Nachweis "Tiefe Gleitfuge" zur Berechnung der Ankerlänge, siehe Bild 3. Vorsicht bei Verbindung von Grundwasserstockwerken durch schlecht verfüllte, alte Erkundungsbohrungen oder durch Kluftsysteme auch in Lockergestein (Lößlehm und Gipskeuper).

Beispiel Südwest-LB: GW-Absenkung mit steiler Absenkkurve im Gipskeuper und mit verschiedenen wasserführenden Schichten, die über Klüfte verbunden sind.

4.4 Verformungen, Einfluß auf Verformungen

Verformungen des Verbaus haben Setzungen in der Nachbarschaft zur Folge; sie haben damit ggf. Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit benachbarter Bauwerke.

Verformungen spielen besonders, zusammen mit Herstelltoleranzen, bei Baugrubenwänden eine Rolle, bei denen einhäuptig gegen den Verbau betoniert werden soll.

Verformungen sind nicht ganz vermeidbar. Nach Messungen treten selbst beim Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks, bei voll vorgespannten Ankern und Steifen und bei mitteldicht bis dicht gelagerten nichtbindigen Böden oder bei steifen bis halbfesten bindigen Böden Wandverformungen von 1/400 h bis 1/1000 h auf. Verformungen in Zentimetergröße sind also hinzunehmen. **Verbauwände müßten demnach nur für den aktiven Erddruck bemessen werden.**

Der Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks hat nach Vergleichsberechnungen hinsichtlich der Biegesteifigkeit nur einen geringfügig positiven Einfluß auf die Gesamtverformung. Die Hauptverformungen ergeben sich bei den einzelnen Bauzuständen jeweils durch Spannungsumlagerungen zum Wandfuß und durch den Fangedammefekt bei Ankern, siehe Bild 4.

Vorteilhaft für die Minderung von Verformungen wirkt sich somit der erhöhte aktive

Erddruck hauptsächlich bei den erforderlichen Auflagerkräften und damit auf die Ankerlänge sowie auf die Einbindung unterhalb der Baugrubensohle aus.

Sind Verformungen von $1/1000$ h für die Nachbarschaft nicht akzeptabel, muß bei den bestehenden Bauwerken aktiv gesichert werden, z.B. durch Eingriffe in das vorhandene Tragwerk.

Anker sollten auf 100 % ihrer Gebrauchslast vorgespannt werden, wenn die Vorspannlasten beim Zwischenbauzustand verträglich und ohne Schäden für die Nachbarschaft aufnehmbar sind.

Schlecht geplante und ausgeführte Trägerfüße (ein ins Bohrloch hineingeworfener Sack Zement als Fundament) haben Vertikalverschiebungen zur Folge und damit ergeben sich Konsequenzen hinsichtlich des Wandreibungswinkels und damit auf die Größe des Erddrucks: Die Folge sind Überbelastung der Wand und große Verformungen (Standicherheit!). Es gab in Stuttgart mehrere Schadensfälle.

Bei Forderung nach kleinen Verformungen bei Trägerverbauten sollte eine Spritzbetonausfachung gewählt werden!

Ein Trägerverbau mit Holzbohlenausfachung und der Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks stehen im Widerspruch.

4.4.1 Bettungsmodulansatz

Häufig werden in Programmberechnungen mit starrem Fußauflager oder mit starrer Einspannung nach Blum auch die Verformungen nachgewiesen. Das ist falsch und bringt viel zu kleine Wandbewegungen.

Außerdem werden meistens (in Programmen zur Auswahl stehende) zu große Bettungsmoduln angesetzt. Bei der Ermittlung des Bettungsmoduls müssen die geometrischen Bedingungen am Wandfuß (Trägerwand oder durchgehende Wand) berücksichtigt werden. Geht man bei einer Spundwand in mitteldichten, nichtbindigen Böden oder steifen bis halbfesten bindigen Böden für ein frei drehbares Auflager mit 3 m Einbindelänge vom halben Erdwiderstand aus und von mittleren Fußverschiebungen von etwa 1 cm, ergibt sich etwa nur ein max. möglicher Bettungsmodul von $k_s = 12 \text{ MN/m}^3$. Zumindest bei nichtbindigen Böden ist zuoberst ein Anstieg (linear oder nichtlinear) auf diesen Wert zu berücksichtigen, siehe auch Bild 5 nach Baldauf/Timm (1988). Die errechneten Spannungen vor dem Trägerfuß müssen mit denen des passiven Erddrucks abgeglichen werden.

4.4.2 Berechnung der Verformungen

Herkömmliche Berechnungen nach dem Modell der Stabstatik zeigen häufig völlig falsche Bilder, weil vor allem Zwischenbauzustände gar nicht oder falsch behandelt werden.

Numerische Berechnungen zur Berechnung der Erddrücke und Verformungen sind nach wie vor mit Unsicherheiten behaftet, siehe Spundwandversuch in Karlsruhe mit 43 Prognosen aus 14 Ländern, v. Wolfersdorff/Mayer (1996). Sie sind jedoch sinnvoll und hilfreich für Parameterstudien bei folgenden Fragestellungen, siehe auch Weber (1996) und Pötter (1997):

- Welchen Einfluß haben Anzahl und Länge von Ankern auf Verformungen?
- Wie günstig ist der Einfluß einer steifen Schicht am Wandfuß?
- Welchen Einfluß haben äußere Lasten und ungewöhnliche geometrische Randbedingungen (Tunnel neben Baugrube) auf die Verformungen?

5 Verankerte Baugrubenwände

Nachweis der Ankerlänge statt mit Nachweis "Tiefe Gleitfuge" besser heute mit mehreren ebenen Gleitfugen entsprechend DIN 4084-100. Damit auch Böschungbruchnachweis mit Gleitkreisen überflüssig.

Die Tragfähigkeit von Ankern sollte sorgfältig bedacht werden. Bei Nichterreichen der planmäßigen Ankerkräfte droht Baustellenstillstand!

Eignungsprüfungen sind konsequent durchzuführen, um vor allem das Langzeitverhalten zu erkunden. Ggf. Ankervorversuche (Beispiel L-Bank).

Ankerlasten von 400 kN im steifen bis halbfesten Gipskeuper bzw. 1000 kN in Sanden in Berlin können zu groß sein. Gerade für die Tragfähigkeit spielen eine sorgfältige Herstellung und das Herstellungsverfahren eine wesentliche Rolle.

Zur Begrenzung von Verformungen (Milderung des Fangedammeffektes): längere Anker als statisch erforderlich, Anker gestaffelt und vorgespannt; erster Ankerpunkt weit oben, um Verformungen aus Kragssystem für ersten Aushubzustand klein zu halten.

6 Meßprogramme und deren Nutzen

Im Sinne von EC 7 ist die "Beobachtungsmethode" vor allem dann angeraten, wenn bestimmte Unsicherheiten beim Entwurf sowie Risiken aus dem Baugrund und bei der Herstellung einkalkuliert werden müssen. Damit kann nach den Beobachtungen flexibel und angemessen reagiert werden.

Außerdem kann man mit Messungen besser auf Regreßanprüche aus der Nachbarschaft reagieren. Der Vorwurf des fahrlässigen Handelns kann kaum erhoben werden.

Es müssen von vornherein Grenzwerte festgelegt werden, bei denen reagiert werden muß.

Messungen müssen schnell erfolgen und Ergebnisse können heute "on-line" übermittelt werden. Die Daten müssen unmittelbar nach Erhalt ausgewertet und in einem Meßbericht dokumentiert werden.

Bei größeren Baugruben kann aus vorzeitigen Messungen und schnellen Auswertungen Nutzen für die weitere Baugrubenbemessung gezogen werden. Sicherheitsbeiwerte auf die Meßwerte sind für die weitere Bemessung festzulegen.

Sinnvoll ist das Messen von:

- Verformungen des Verbaus während des Aushubs sowie vor und nach dem Ankerfestlegen; echte Nullmessung nicht vergessen!
- Messungen von Setzungen in der Nachbarschaft (Beweissicherung);
- Inklinometermessungen neben Verbau und im Bereich hinter den Ankerverpreßkörpern;
- Gleitdeformetermessungen parallel zu Ankern (zur Beobachtung des "Fangedammeffekts") und senkrecht bis unter die Baugrubensohle;
- Messungen der Veränderung von Ankerkräften;
- (Messungen von Erddruckspannungen problematisch);
- Messungen von Grundwasserständen in Beobachtungsbrunnen: Pegelmessungen "on-line".

7 Zusammenfassung

Baugrunduntersuchungen sollten auch hinsichtlich des Bauwerks "Baugrube" intensiver als bisher durchgeführt werden. Gute und ausreichende bodenmechanische Untersuchungen zahlen sich für den Bauherrn aus.

Baugruben können heute wirtschaftlich und sicher bemessen werden.

Herkömmliche Berechnungen sind in der Regel ausreichend. Numerische Parameterstudien sind vor allem hinsichtlich des Verformungsverhaltens von Wänden sinnvoll und notwendig.

Bei langen und tiefen innerstädtischen Baugruben sollten Messungen an der Baugrubenwand und in der Nachbarschaft durchgeführt werden.

8 Literatur

- Baldauf, H. / Timm, U. (1988): Betonkonstruktionen im Tiefbau, W. Ernst & Sohn, Berlin;
- Förster, W. (1996): Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen, Teubner Studienbücher Bauwesen, B.G. Teubner, Stuttgart und Leipzig;
- Ostermayer, H. (1995): Das Verhalten des Systems Bauwerk - Anker - Boden als Grundlage für den Entwurf verankerter Konstruktionen, Bauingenieur 70, S. 371 - 380.
- Pötter, Chr. (1997): Stützbauwerke nach EC 7 und bisheriger Praxis, Diplomarbeit, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, unveröffentlicht.
- Schmidt, H.-H. (1996): Grundlagen der Geotechnik, B.G. Teubner, Stuttgart
- Weber, K. (1996) Zum Tragverhalten einer verankerten Verbauwand. Verlag Paul Daxer GmbH, Stuttgart
- v. Wolfersdorff, P.-A. / Mayer, P.-M. (1996): Gebrauchstauglichkeit für Stützkonstruktionen, Geotechnik 19, Nr. 4
- EAB (1994): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

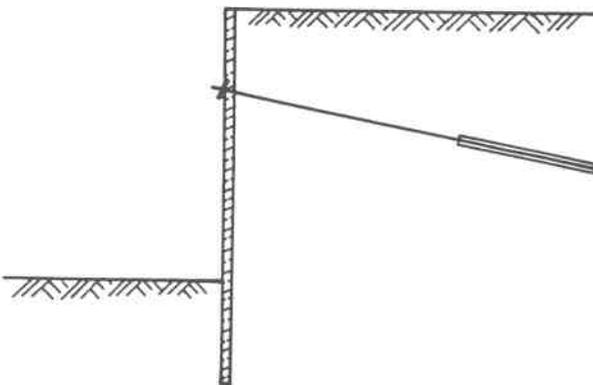
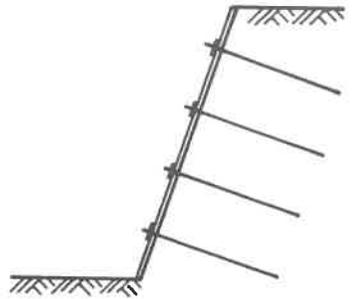
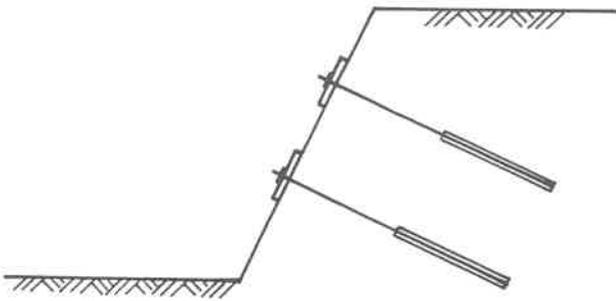
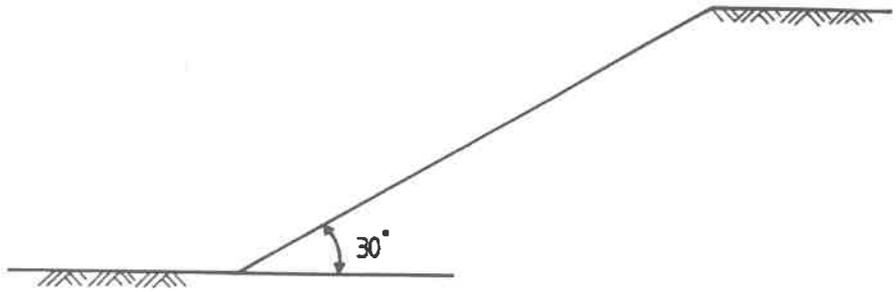


Bild 1: Baugruben und Baugrubensicherungen

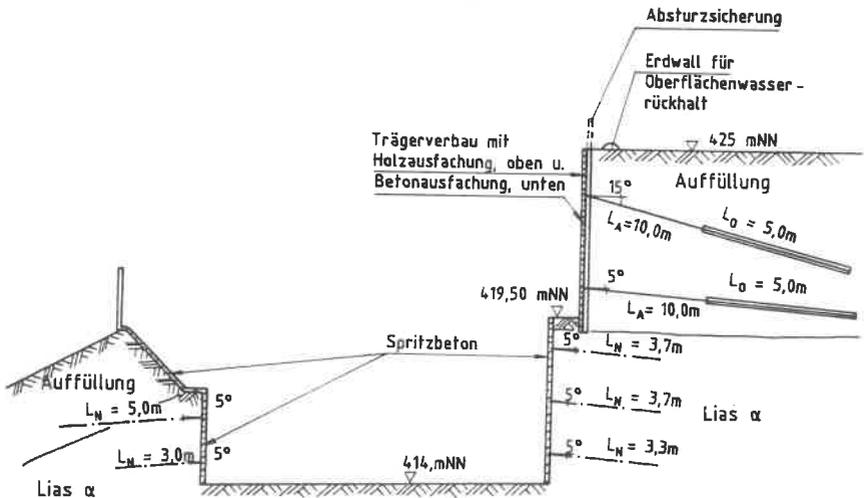


Bild 2: Kombiniertes Verbau "Hengstacker-Tunnel", Stuttgart-Vaihingen

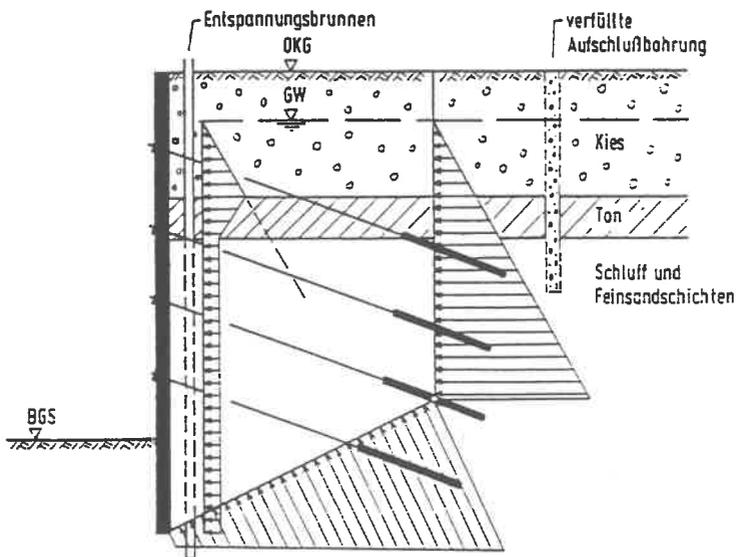


Bild 3: Wasserdruckansatz auf die Ersatzankerwand und tiefe Gleitflüge bei Grundwasserentspannung im Bereich der Baugrubenwand, nach Ostermayer (1995)

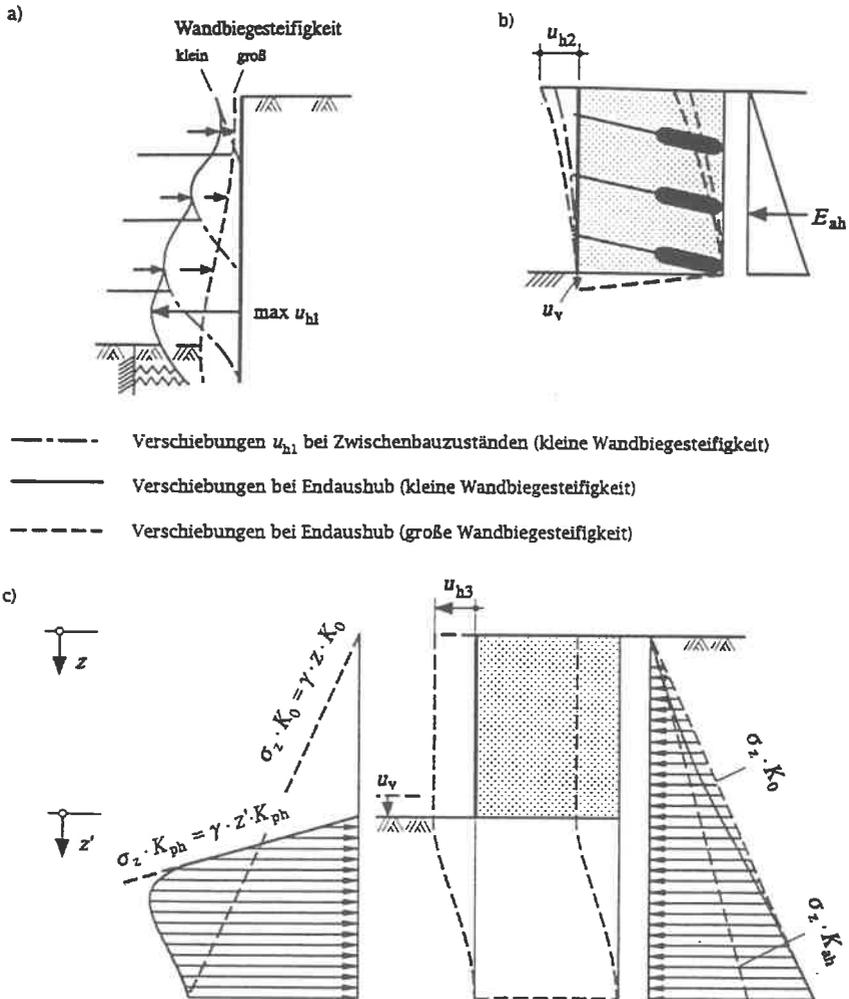


Bild 4: Wandverformungen bei gestützten Wänden:

- Verschiebungen u_{h1} infolge Wandverbiegung und Nachgiebigkeit der Auflager
 - Verschiebungen u_{h2} infolge von Biegung und Schub
 - Horizontaverschiebung u_{h3} des durch Anker zusammengespannten Bodenkörpers
- aus Schmidt (1996)

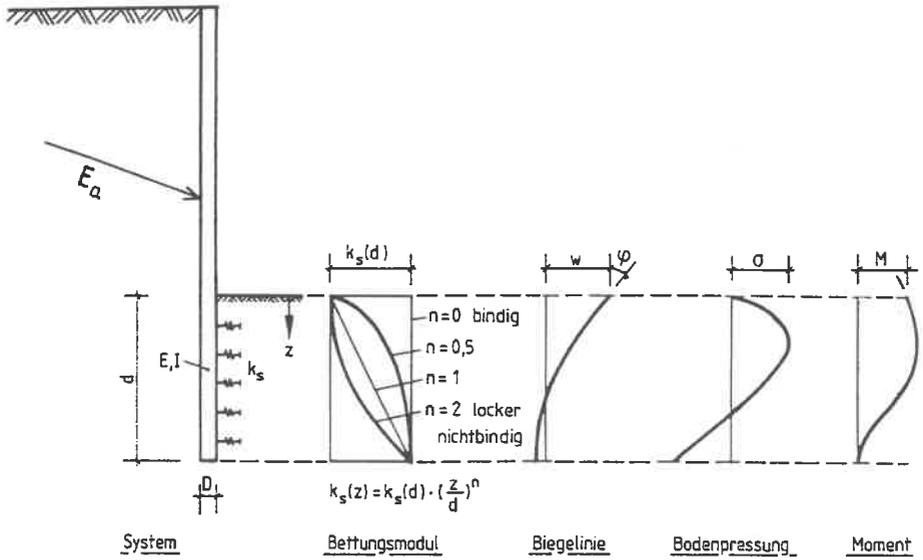


Bild 5: Bettungsmodul-Ansatz am Wandfuß

Baugruben in festem Boden und Fels: Planung und Bemessung: geomechanische Aspekte

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

FMPA Baden-Württemberg, Stuttgart

1 Konstruktionsprinzip

Typisch für die Sicherung von Geländesprüngen in festem Boden und Fels sind das Bauen von oben nach unten und die Ausnutzung der zumindest temporär hohen Festigkeit des anstehenden Materials. (Zusammenstellung einiger Beispiele siehe Bild 1.) Während bei überschnittenen Bohrpfahl- oder Spundwänden eine Abschottung gewählt wird, die auch zur Stützung einer Flüssigkeit geeignet wäre, wird bei den für festen Boden typischen Bauweise der Boden in die Tragkonstruktion einbezogen. Die Idee der Bodenbewehrung ist wesentlich älter als die in den 70er und 80er Jahren entwickelten Verfahren der Bodenvernagelung und der bewehrten Erde. Von SMOLTCZYK (1962) wird ein französischer Vorschlag für leiterartige Mauern erwähnt, über den bereits in den 20er Jahren publiziert wurde. Die Krainer Bauweise, die auch als Bodenbewehrung angesehen werden kann, ist noch wesentlich älter.

Wenn der Boden eine nennenswerte Kohäsion aufweist, kann bei Baugruben frei ge-
bösch werden oder eine Bauweise gewählt werden, bei der die Sicherung – dem Aushub folgend – von oben nach unten eingebaut wird.

2 Festlegung der Scherparameter

Kann der Baugrund als halbfester oder fester bindiger Boden eingestuft werden, ergibt sich theoretisch für viele Baugruben die Möglichkeit, freie Böschungen anzulegen. Wenn ganz naiv Scherparameter aus der anerkannten Fachliteratur genommen werden und eine Sicherheit $\eta = 1$ (bei $\beta = 80^\circ$ und ohne Wasserdruck) zugrunde gelegt wird, ergeben sich erstaunliche Werte:

- EAU 1990 (Rechenwerte für Vorentwürfe):

- Halbfester Lehm:

$$\varphi' = 27,5^\circ, c' = 10 \text{ kN/m}^2, \gamma = 21 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow H = 3,9 \text{ m.}$$

- Fester Geschiebemergel:
 $\varphi' = 30^\circ$, $c' = 25 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ $\Rightarrow H = 10 \text{ m}$.
- SMOLT CZYK / SALDEN / MAJCHRZYK 1985 (Versuchswerte):
 - Halbfester Gipskeuper ($I_c = 1$):
 $\varphi' = 22^\circ$, $c' = 58 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ $\Rightarrow H = 20 \text{ m}$.
 - Fester Gipskeuper ($I_c = 1,5$):
 $\varphi' = 26^\circ$, $c' = 220 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ $\Rightarrow H = 80 \text{ m}$.

Daß die errechneten Böschungshöhen so nicht zur Ausführung kommen können, hat mehrere Gründe:

- Nach DIN 4084 muß die Sicherheit deutlich über 1 liegen (η nach DIN 4084, 7/1981: 1,2 bis 1,4; γ_c , γ_φ nach DIN 1054-100: 1,1 bis 1,6).
- Es ist ein Rechenwert oder charakteristischer Wert in Berechnungen zu verwenden und nicht der Mittelwert der Versuche.
- Infolge Verwitterung, Aufweichung und Trennflächensystem ist eine Abminderung erforderlich (Übergang von der Proben- zur Gebirgsfestigkeit).
- Einwirkungen des Wassers (Entfestigung und zusätzliche Belastung).

Die Unsicherheit bei der experimentellen Bestimmung der Scherparameter wird aus Bild 2 offenkundig. Die große Streubreite macht deutlich, daß bei überkonsolidierten Tonen oder verwitterten Tonsteinen nicht einfach der Mittelwert aus Versuchen, selbst mit einer Abminderung auf den charakteristischen Wert, verwendet werden kann, sondern daß zusätzliche Sicherheiten im Hinblick auf Wasserdruck, Trennflächensystem und Inhomogenitäten zu berücksichtigen sind. Diese Probleme können auch über eine Vergrößerung der Probenabmessungen nur bedingt gelöst werden.

Da die Anzahl der Scherversuche, die mit vergleichbarem Material durchgeführt werden können, immer so gering ist, daß eine mathematische Ermittlung der Streubreite nicht möglich ist, muß immer auf Indexversuche, empirische Formeln und Erfahrungswerte zurückgegriffen werden. Ein Verweis auf Steinbrüche ist im Hinblick auf Haftung und Kontrolle wenig hilfreich, da in Steinbrüchen andere rechtliche Voraussetzungen gegeben sind. Insbesondere die Festlegung des Rechenwertes für die Kohäsion verlangt von allen Beteiligten die Einsicht, daß aufgrund unterschiedlicher Interessenlagen nicht nur Versuche, sondern auch Absprachen erforderlich sind. (Siehe dazu auch SMOLT CZYK / SADGORSKI (1996), S. 204, Abschnitt 6.1.3.)

3 Einwirkungen des Wassers

Da in festem Boden und Fels fast immer keine wasserdichte Schale zur Ausführung

kommt, wird meist auf einen Wasserdruckansatz in der Berechnung verzichtet. Dies kann jedoch ein Trugschluß sein, da auch ohne Wasseraustritt an der Böschung und somit ohne erkennbaren Wasserstand ein Wasserdruck auf die Böschung bzw. den Erddruckkeil wirken kann. Daß dies bei einer Berechnung mit Erddruckbeiwerten nicht ohne weiteres erfaßbar ist, macht die Berechnung zwar aufwendiger, aber mit den Verfahren von CULMANN, der Kinematischen Elementmethode und natürlich mit Finiten Elementen ist dies durchaus möglich. Bild 3 zeigt, wie eine "verborgene" Sickerlinie eine Rutschung auslösen kann. Bei Schichtwasserzustrom ist immer zu prüfen, ob der Fall a von Bild 4 auch nach dem Abgraben der Böschung bestehen bleibt oder ob mit Fall b gerechnet werden muß.

Bild 5 zeigt einen Fall von Sickerwasserzustrom im Lias bei der Baugrube für die Feuerwache des Flughafens; Bild 6 ein Beispiel aus einer Gipskeuperauffüllung.

4 Risiken der verschiedenen Verfahren

Grundsätzlich sind beim Bauen von oben nach unten die Risiken höher, als wenn ein Teil der Konstruktion vor Beginn des Aushubs eingebracht wird, es sei denn, die Scherparameter werden nach den Bauverfahren differenziert (Ansätze hierzu DIN 1997-1, 2.4.3(6) und (8) sowie SMOLTZYK / SADGORSKI, S. 48). Auch wenn bei verschiedenen Verfahren jeweils die bestehenden Vorschriften eingehalten werden, sind die technischen und finanziellen Risiken ungleich, wenn für die Berechnungen die gleichen Bodenkennwerte verwendet werden. Das Risiken resultieren vor allem aus den Zwischenbauzuständen durch das Abgraben am Fuß der Spritzbetonschale. (Rangfolge bei Einhaltung der baurechtlichen Bestimmungen und gleicher Ausführungsqualität: von 1 nach 6 nimmt das Risiko zu).

1. Bohrfahlwand mit Spritzbetonausfachung
2. Berliner Verbau mit Spritzbetonausfachung
3. Berliner Verbau mit Holzausfachung
4. Elementwand oder Spritzbetonschale mit vorgespannten Ankern
5. Boden- oder Felsvernagelung
6. freie Böschung

Ein Grund für die ungleichen Sicherheiten ist der Verzicht auf Untersuchungen über Kompatibilität und Deformation. Die nach DIN 4084 vorgeschriebenen Nachweise sind reine Nachweise der Grenztragfähigkeit.

Mit FE-Analysen für einen 10 m hohen Geländesprung (freie Böschung, Vernagelung und verankerte Elementwand) wird das Verformungsverhalten untersucht, weil sich dadurch ein zusätzliches Kriterium für die Qualität einer Verbaumaßnahme ergibt.

Die globale Standsicherheit liegt bei allen drei Fällen etwa bei 1,5. Für die Berechnungen wird das Programm PLAXIS mit dem sogenannten HARD SOIL MODEL verwendet. Die verwendeten Parameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

	γ	φ	ψ	c	E_{50}	E_{UR}	ν	n	P_{ref}
	[kN/m ³]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[1]	[1]	[kN/m ²]
bis 10 m Tiefe	20	25	0	25 ¹⁾	50	150	0,1	0,5	100
Tiefe > 10 m	21	25	0	50	100	300	0,1	0,5	100
¹⁾ bei der freien Böschung $c = 50 \text{ kN/m}^2$									

Tab. 1: Parameter des HARD SOIL Modells von PLAXIS

Bild 7 zeigt Ausschnitte aus den verschobenen FE-Netzen, die das steifere Verhalten der Elementwand gegenüber der Vernagelung belegen. Dieses günstigere Verhalten ist nicht nur durch die Vorspannung, sondern auch durch die größere Einbindetiefe der Zuelemente bedingt (9 m; freie Länge 5 m + Verpreßstrecke 4 m gegenüber 6 m Nagellänge). Wie schon von STROH (1976) gezeigt wurde, kommt es vor allem auf die Ankerlänge an (Fangedammeffekt) wenn ein Verbau verformungsarm sein soll, nicht so sehr auf die installierte Vorspannkraft.

In Bild 8 ist die Entwicklung der Kopfverschiebungen in Abhängigkeit vom Aushub dargestellt. Erwartungsgemäß ist die Reihenfolge freie Böschung, Vernagelung, Elementwand. Bei der Elementwand zeigt sich infolge der Vorspannung zunächst eine Bewegung zum "Berg". Dieses Phänomen, das sich auch in Messungen zeigt, kann zu der Vermutung Anlaß sein, daß es besser wäre, nicht vorzuspannen. Es kann durchaus der Fall eintreten, daß es bereits beim Vorspannen der obersten Ankerlage zur Ribbildung bei benachbarten Gebäuden kommt. Diese Risse würden dann aber auch mit fortschreitendem Aushub eintreten, zumal der Verzicht auf die volle Vorspannung der obersten Ankerlage dazu führt, daß die Verschiebung im Endzustand deutlich größer wird.

Die unterschiedlichen Kopfverschiebungen sind ein Indiz dafür, daß die Entspannung des Baugrunds durch den Aushub nicht bei allen Bauverfahren zum gleichen Maß an Entfestigung führt. Dies ist vor allem im Hinblick auf die Einwirkungen von Schichtwasser von Bedeutung, da die Auflockerung des Schichtgefüges die Ausbildung einer Strömungskraft und einen Abfall der Kohäsion begünstigt.

5 Regelungen für Nach- und Einbrüche

Beim Bauen von oben nach unten wird – ähnlich wie bei abschnittswisen Unterfangungen nach DIN 4123 oder bei der Spritzbetonbauweise im Tunnelbau (NÖT) – die möglicherweise nur scheinbare Kohäsion ausgenutzt. Daher sind auch Festlegungen über eine "Abschlagslänge" und eine "Standzeit" erforderlich. Um wirtschaftlich zu

bauen, müssen diese Festlegungen an die aktuell angetroffenen Verhältnisse angepaßt werden. Dies bedeutet, daß diese Bauweisen bei heterogenen Baugrundverhältnissen nicht für Pauschalpreise geeignet sind.

Bereits im Bauvertrag müssen Regelungen für baugrundbedingte und vorgehensbedingte Einbrüche und Einheitspreise für evtl. Zusatzmaßnahmen vorgesehen werden. Nach- und Einbrüche sind zwar nicht die Regel, aber doch häufiger als z. B. bei Bohrpfahlwänden. Die Auftragnehmer sollten akzeptieren, daß nicht jede Schwächezone des Baugrunds oder ein Sickerwasserzutritt ein Grund für einen Nachtrag sind und von Seiten der Auftraggeber und der Bauaufsicht muß eingeräumt werden, daß Nach- und Einbrüche nicht grundsätzlich als Schadensfälle einzustufen sind, die über Versicherungen und Prozesse bewältigt werden müssen.

Das Sichern eines Geländesprunges von oben nach unten ist immer Beobachtungsmethode im Sinne von DIN 1054-100, Abschnitt 6. Die Kernsätze dieses Abschnitts sind:

- *Die geplanten Gegenmaßnahmen müssen jederzeit bei Bedarf ausgeführt werden.*
- *Wenn die Messungen günstigere Verhältnisse als erwartet anzeigen, darf die Beobachtungsmethode auch zur Optimierung der Bemessung und des Bauablaufs verwendet werden.*

Es ist offenkundig, daß ein solches Vorgehen nicht mit dem gängigen Schema von Pauschalpreisen, Nachträgen, Haftung und Verantwortung realisiert werden kann.

Literatur

PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity. PLAXIS B.V. 3160 AB Rhoon (Rotterdam), Netherlands.

Schiechtl, H.-M. (1973): Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau. Calhway Verlag München.

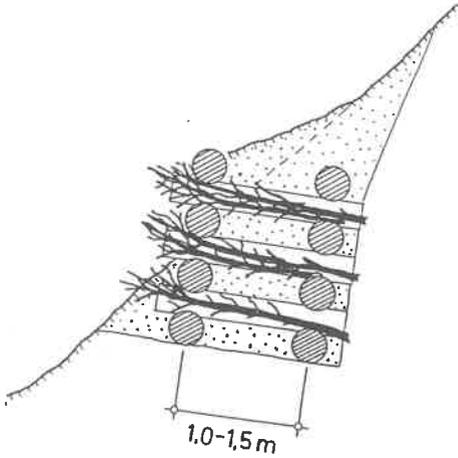
Smoltczyk, U. / Salden, D. / Majchrzyk (1985): Determination of the shear strength of partially decomposed mudstone. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, San Francisco, 2/B/20, 1055 - 1059.

Smoltczyk, U. (1962): Französischer Vorschlag zur Berechnung vielfach verankerter Uferwände. Der Bauingenieur 37, Heft 6, 227 - 228.

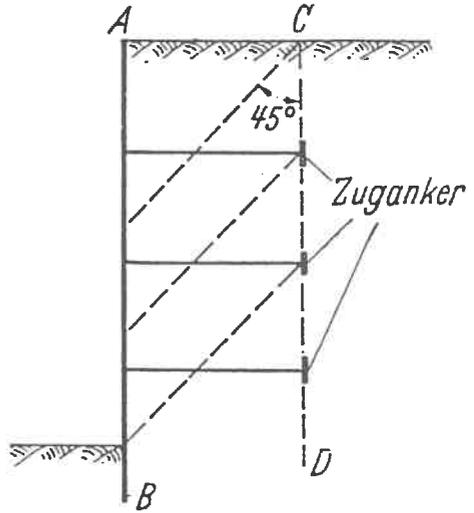
Smoltczyk, U. / Sadgorski, W. (1996): Standsicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Kommentar u. a. zu DIN V ENV 1997-1, Eurocode 7. Beuth Verlag GmbH Berlin Wien Zürich.

Stroh, D. (1976): Ursachen der Verformung im Boden beim Aushub tiefer Baugruben und konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung der Verformung von verankerten Baugruben. Bauingenieur 51, 81 - 88.

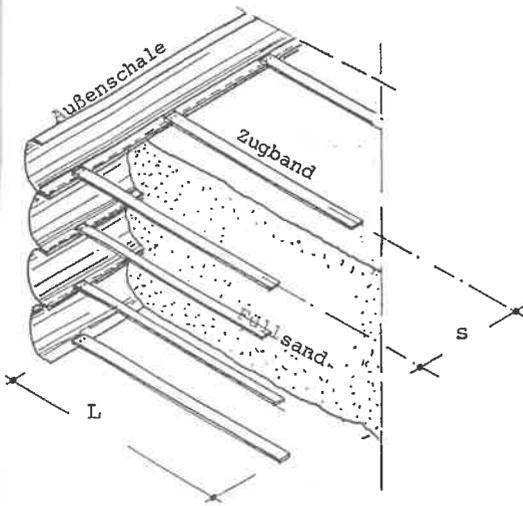
Wichter, L. (1980): Festigkeitsuntersuchungen an Großbohrkernen von Keupermergel und Anwendung auf eine Böschungsrutschung. Veröffentlichungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 84.



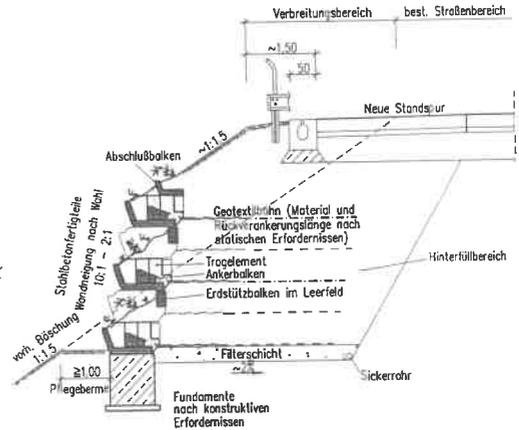
Holzgrüenschwelle — Krainer Wand
SCHIECHTL (1973), Bild 124



Leiterartige Mauer (COYNE)
SMOLTZYK (1962), Bild 1

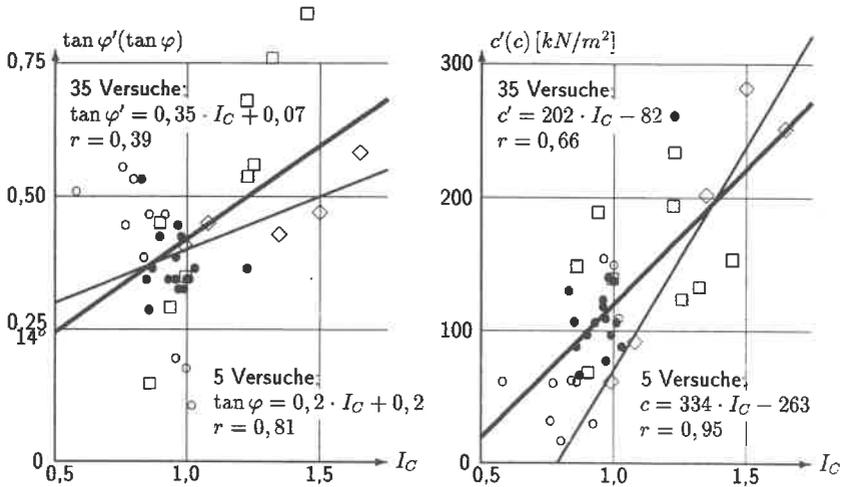


Elemente des französischen Verfahrens der bewehrten Erde.
SMOLTZYK, U./ SCHWEIKERT, O.(1981), Bild 14)



BETEX-Grünwand
(EVERGREEN GmbH, Heilbronn)

BILD 1: Aufgelöste Konstruktionen zur Sicherung von Geländesprüngen



- | | | | |
|---|------------|----------------|----------|
| ○ | ∅ 3,6 cm | Routinevers. | 10 Vers. |
| ● | ∅ 3,6 cm | FV Sm 3/24-1 | 16 Vers. |
| □ | ∅ 10 cm | FV Sm 3/24-1 | 9 Vers. |
| ◇ | ∅ 57-60 cm | WICHTER (1981) | 5 Vers. |

BILD 2: Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Konsistenzzahl

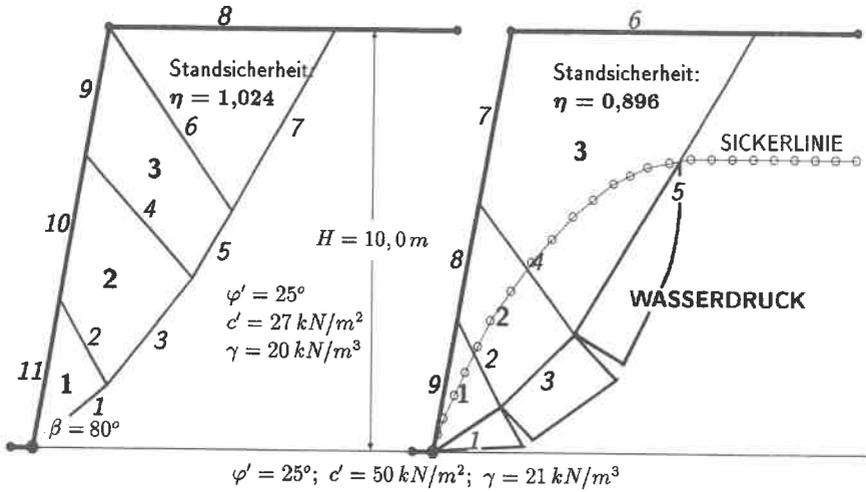


BILD 3: Abfall der Sicherheit durch Wasserdruck

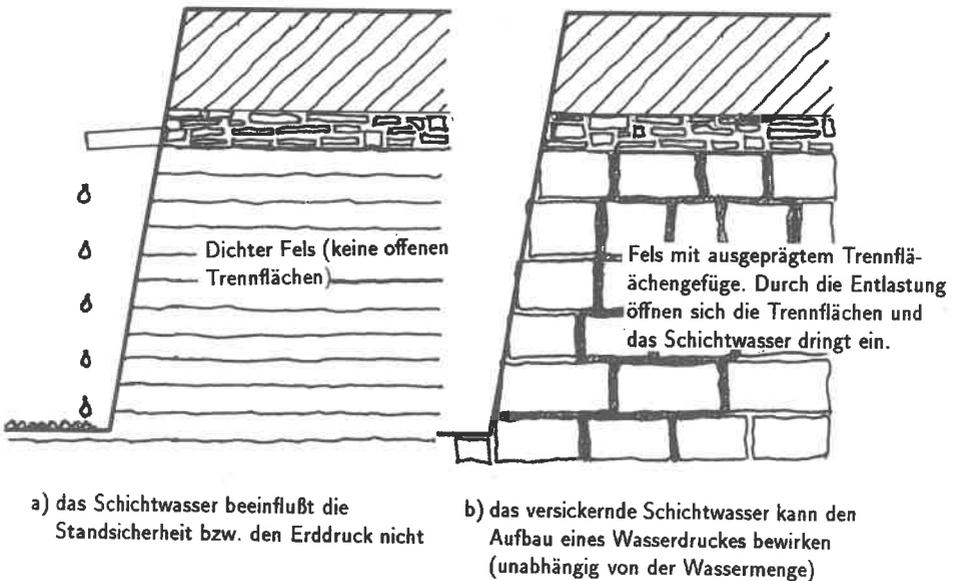
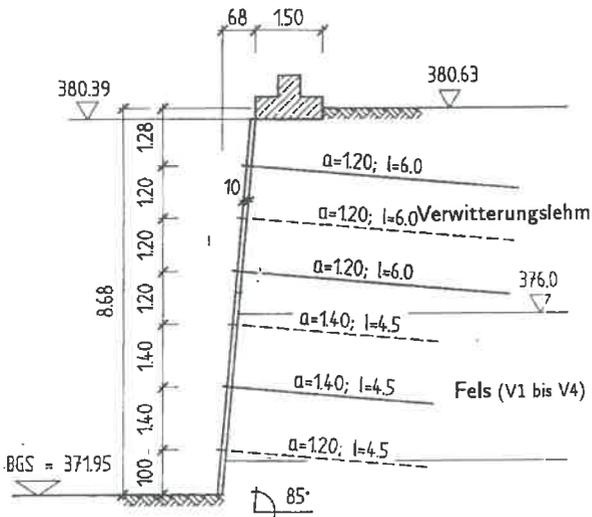


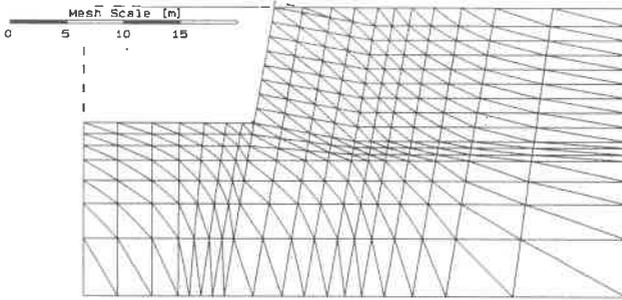
BILD 4: Schichtwasser und Wasserdruck



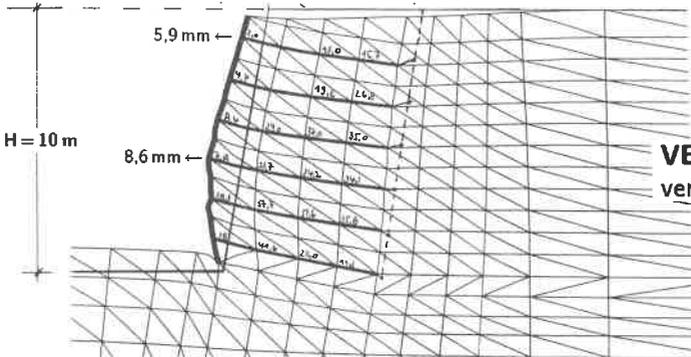
BLD 5: Schichtwasserzutritt im Lias (Flughafen Stuttgart)



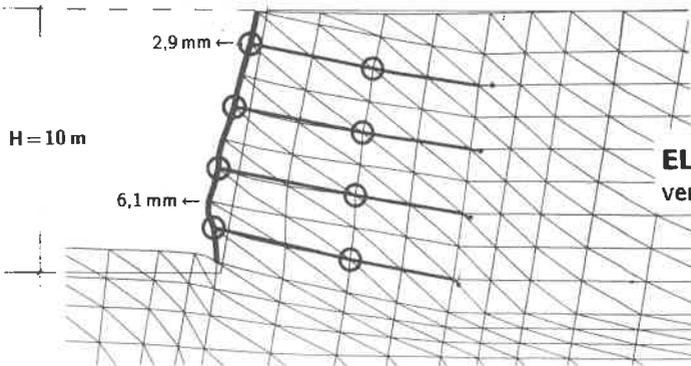
**BILD 6: Schichtwasserzutritt in Gipskeuperauffüllung
(Stuttgart, Adlerstraße)**



FE-NETZ



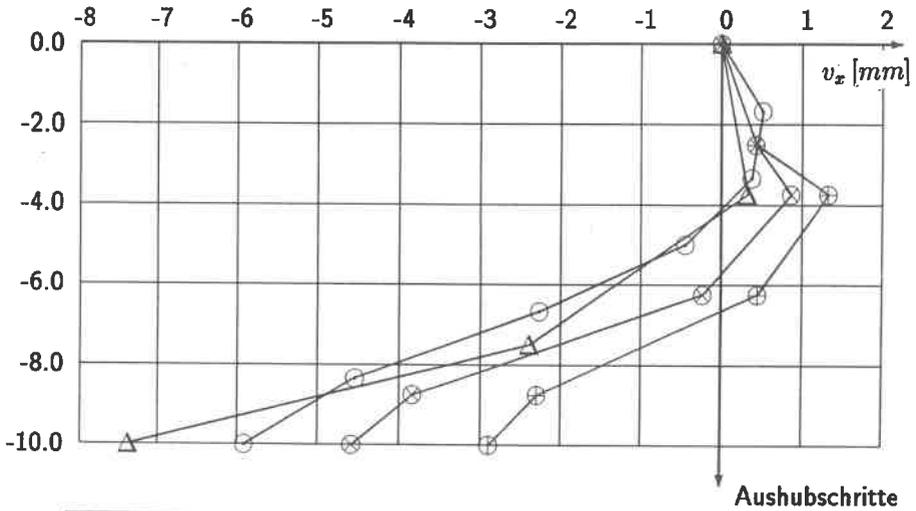
**VERNAGELUNG
verschobenes Netz**



**ELEMENTWAND
verschobenes Netz**

BILD 7: Wandverschiebungen von Vernagelung und Elementwand

KOPFVERSCHIEBUNG



△ freie Böschung

○ Bodennägel \varnothing 25 mm; 1,67 m \times 1,67 m

vorgespannte Anker \varnothing 26,5 mm; 2,50 m \times 2,50 m

⊗ Vorspannkraft: 50 kN/m

⊕ Vorspannkraft: 80 kN/m

„Kopfverschiebung“ ist die Verschiebung des Verankerungspunktes der obersten Anker(Nagel)lage

BILD 8: Vergleich der Kopfverschiebungen von freiem, vernageltem und verankertem Geländesprung (FE-Analyse)

Baugruben in festem Boden und Fels: Planung und Bemessung

von Dr.-Ing. H.-P. Andrä

Ingenieurbüro Leonhardt, Andrä und Partner GmbH, Stuttgart

1 Grundsatzüberlegungen zur Planung und Bemessung von Baugruben in festem Boden und Fels

Grundlagen für den Entwurf der Baugrube durch den Ingenieur sind:

- der Gebäudeentwurf des Architekten und
- das Baugrundgutachten des Geotechnikers.

Sodann muß ein ganzer Fragenkomplex von den Gutachtern und den Planern beantwortet werden, wobei auch an die Ausführung von Baugrube und Gebäude zu denken ist.

Fragen bei der Planung von Baugruben

1. Offene oder verbaute Baugrube?
2. Verbau nur im Bauzustand oder auch im Endzustand?
3. Verbleib des Verbaus im Boden?
4. Steifigkeit des Verbaus?
5. Arbeitsraum für das Gebäude?
6. Hydrologie?

Dabei sind zu berücksichtigen z.B.

bei Frage 1:

- die Überbauung , d.h. Ausnutzung des Grundstücks
- die Nachbarbebauung, Kanäle und Leitungen
- die Wasserverhältnisse oder

bei Frage 2:

- die Aufnahme des Erddrucks vom Gebäude und

- die Abtragung eines Differenzzerdrucks durch das Gebäude mit der nötigen Gleitsicherheit
- auch bei den übrigen Fragen sind eine ganze Reihe weiterer Randbedingungen zu beachten.

Wichtig ist noch bei festem Boden:

- die Gewölbebildung und
- daraus folgend die kurzfristige Standsicherheit des Bodens zwischen 2 Widerlagern (Bohrpfählen)
- sowie der gute Verankerungsgrund für die Verpreßanker.

Wegen der Gewölbebildung sind aufgelöste Verbaukonstruktionen möglich z.B. aus verankerten Bohrpfählen mit dazwischenliegender nachgezogener Beton- bzw. Spritzbetonausfachung.

Diese Grundkonstruktion wurde bei den drei nachfolgenden Beispielen gewählt, aber im Einzelfall angepaßt.

2 Bürogebäude Leuschnerstr. 12, Stuttgart

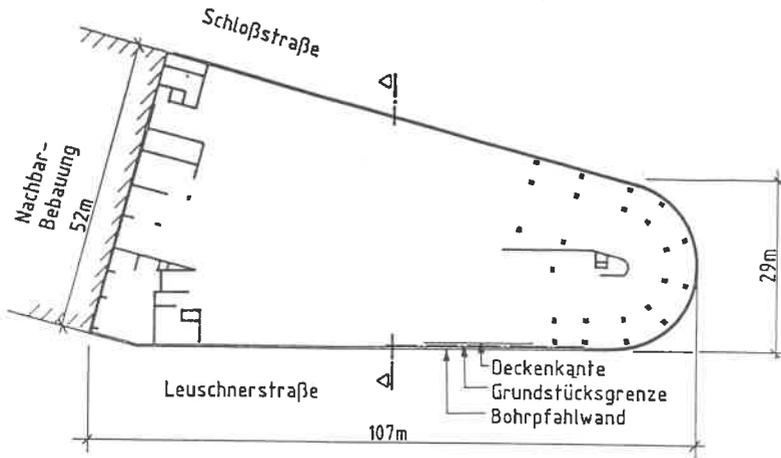


Bauherr:	Grundstücksges. Dietrich-Troeltsch mBH+Co., Stuttgart
Projektsteuerer:	Hans-Joachim Maile, Stuttgart
Architekt:	Bidlingmaier, Egenhofer, Dübbers, Stuttgart
Tragwerksplaner:	Leonhardt, Andrä und Partner GmbH, Stuttgart
Haustechniker:	Walter Schippert, Waiblingen
Bodengutachter:	Dr. G. Hafner + Partner, Stuttgart
Rohbaufirma	
Baugrube:	Fa. BEKA BAU, Filderstadt
Rohbau:	Fa. Jakob Thalheimer, Stuttgart
Baubeginn:	1991

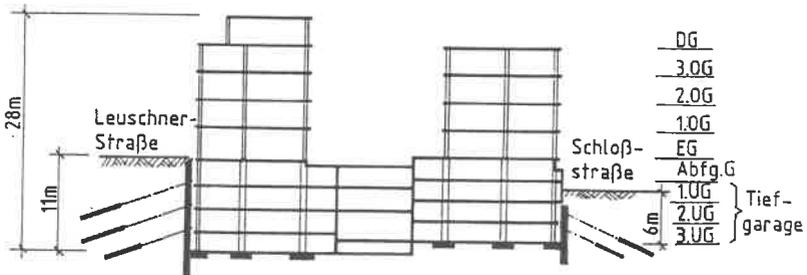
Grundriß, Querschnitt

- Abmessungen
- Grundstück vollständig überbaut
- Bohrfahlwand (z.T. außerhalb des Grundstückes) im Bauzustand verankert (Kurzzeitanker), im Endzustand als Gebäudeaußenwand

Grundriss 2.UG M.1:750



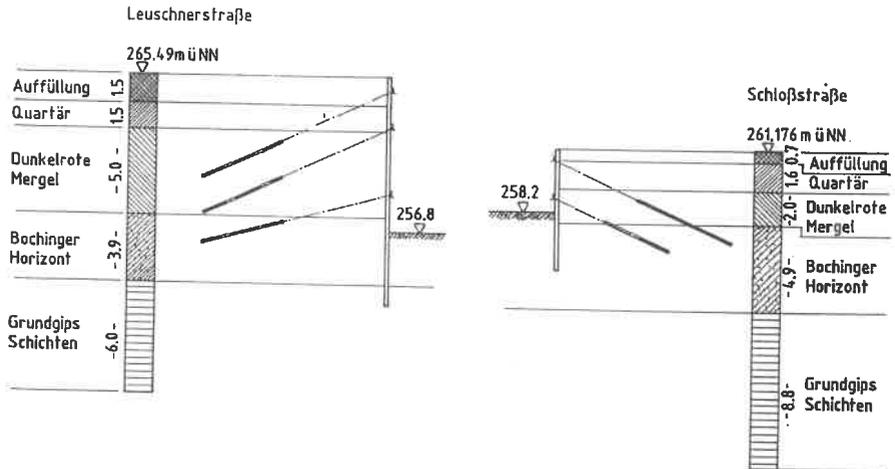
Querschnitt M.1:500



Bodenschichten und Lage der Anker

- Typische Formationen im Stuttgarter Talkessel
- Verankerung der am Ankerkopf eingeleiteten Vorspannkraft über die Verpreßstrecke im festen Boden.

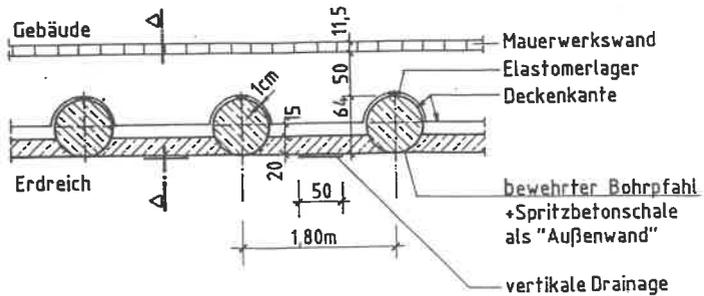
Bodenschichten und Lage der Anker



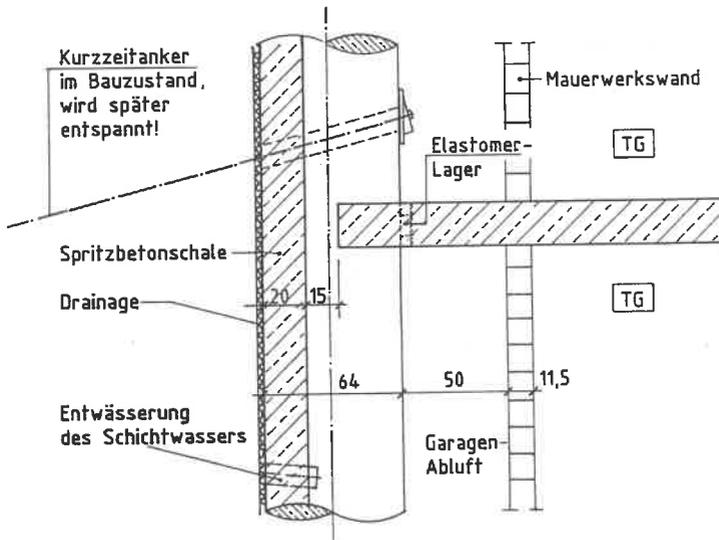
Horizontalschnitt und Vertikalschnitt

- Durch die Bohrpfahlwand als Gebäudeaußenwand und den Deckenrand
- Bohrpfähle lagern sich im Endzustand gegen die Decke
- Schichtenwasser wird in vertikalen Drainmattenstreifen (erdseitig) und Ringdrainage (luftseitig) abgeleitet. Somit kein hydrostatischer Druck auf die Bohrpfahlwand
- Geringerwertige Nutzung der Untergeschosse als Tiefgarage
- Abmauerung des äußeren Randbereichs der Geschosse für die Garagenabluft

Horizontalschnitt M.1:50

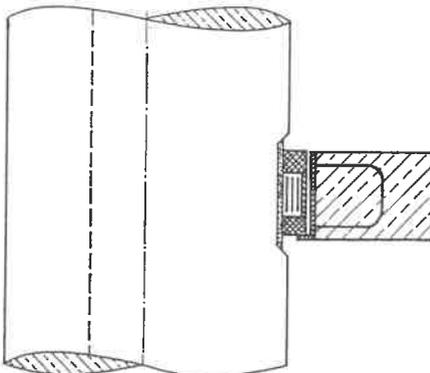
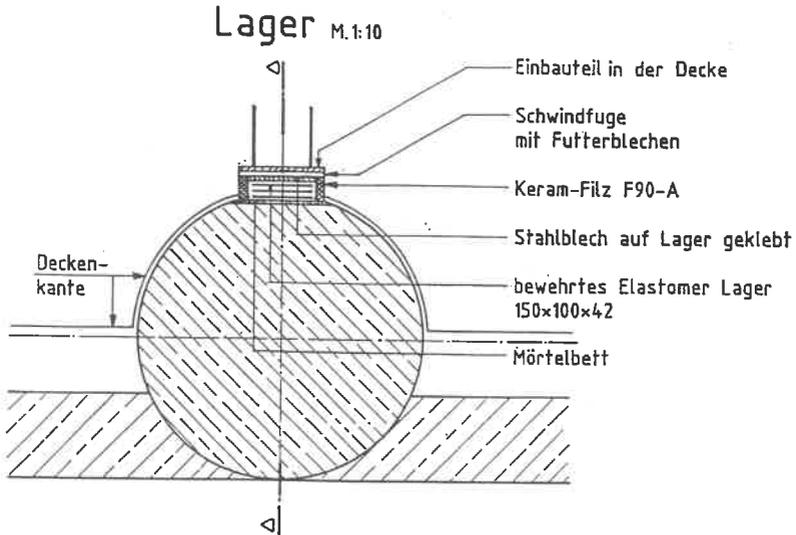


Vertikalschnitt M.1:20

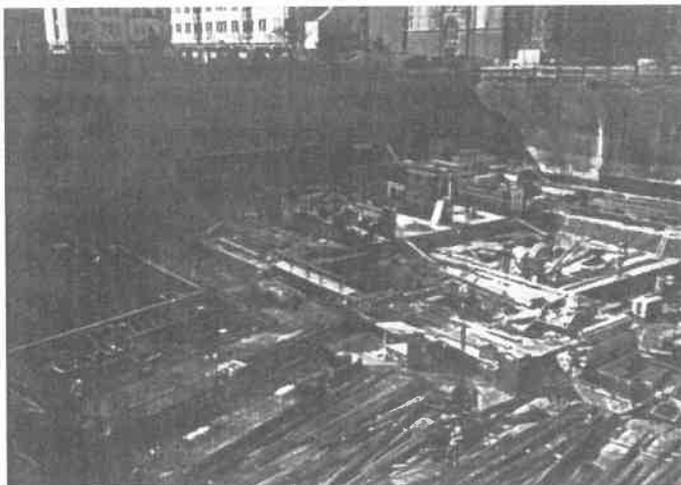


Lager eines Bohrpfahles an der Decke

- Schwindfuge wird nach Schwinden der Decke (1 Jahr) satt gegen das Elastomerlager geschlossen.
- Anker entspannt



**3 Dienstleistungszentrum der Landesgirokasse
"Auf dem Bollwerk", (Fritz-Elsass-Straße) in Stuttgart**



Bauherr: LG Grundstücksanlagen-GmbH+Co.KG, Stuttgart

**Projektsteuerer
(Phasen 2 und 3):** Drees + Sommer, Stuttgart

Architekt: Behnisch und Partner, Stuttgart

Objektüberwacher: Hans-Joachim Maile, Stuttgart

Tragwerksplaner: Leonhardt, Andrä und Partner GmbH, Stuttgart

Haustechniker: Rentschler und Riedesser, Stuttgart
Schwarz, Stuttgart

Bodengutachter: Smolczyk und Partner, Stuttgart

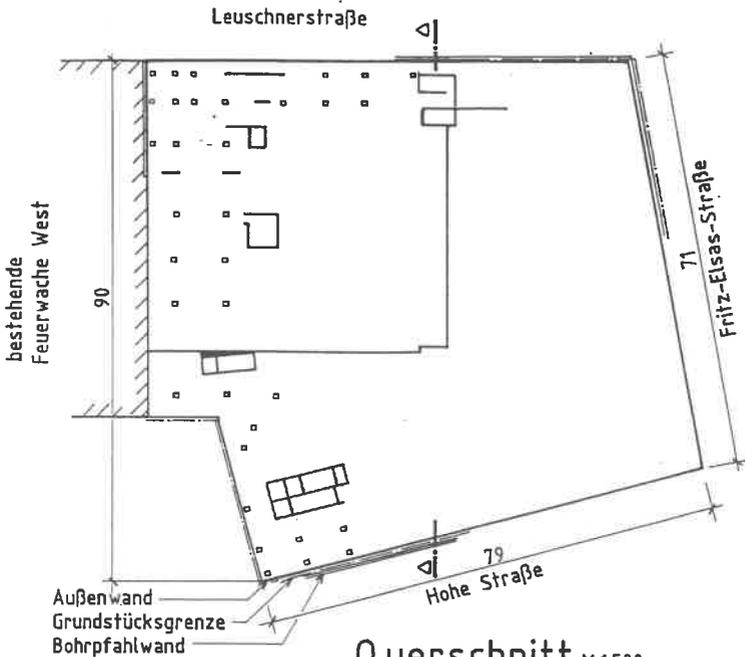
Rohbaufirma: Arge Züblin, Wachter, Wolfer und Goebel, Stuttgart,

Baubeginn: 1993

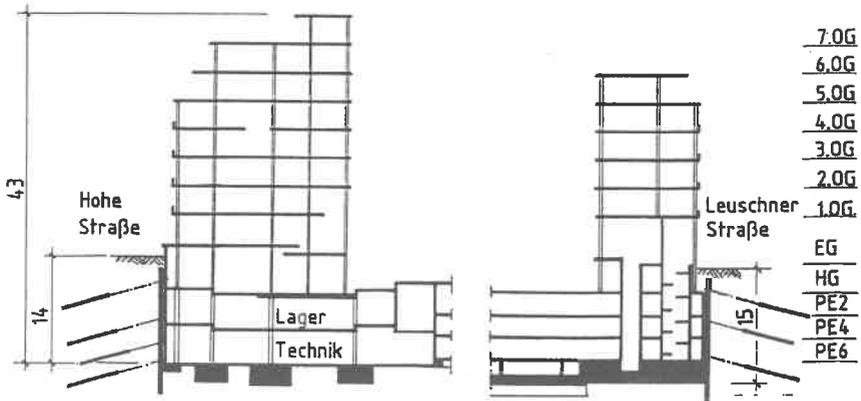
Grundriß, Querschnitt

- Abmessungen
- Grundstück vollständig überbaut
- vorgezogene Bohrfahlwand (z.T. außerhalb des Grundstückes) im Bauzustand verankert (Kurzzeitanker)
- Gebäude mit eigener Außenwand

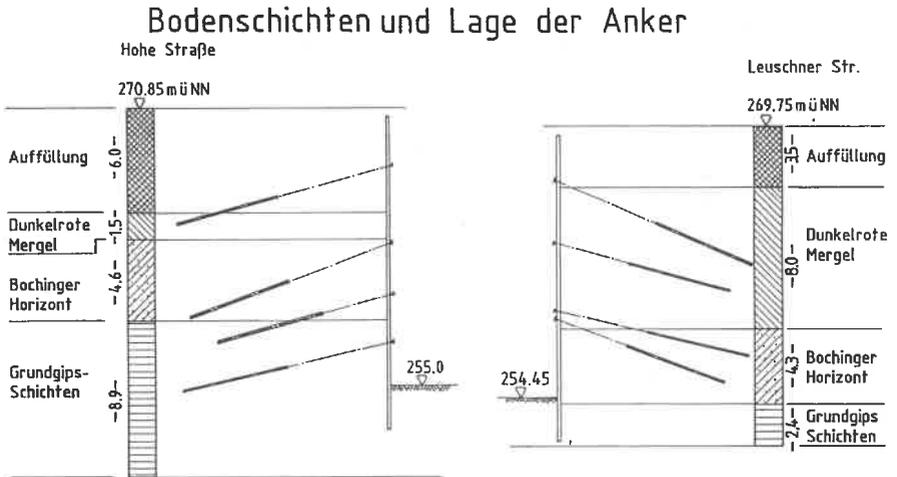
Grundriß 2.UG M.1:750



Querschnitt M.1:500



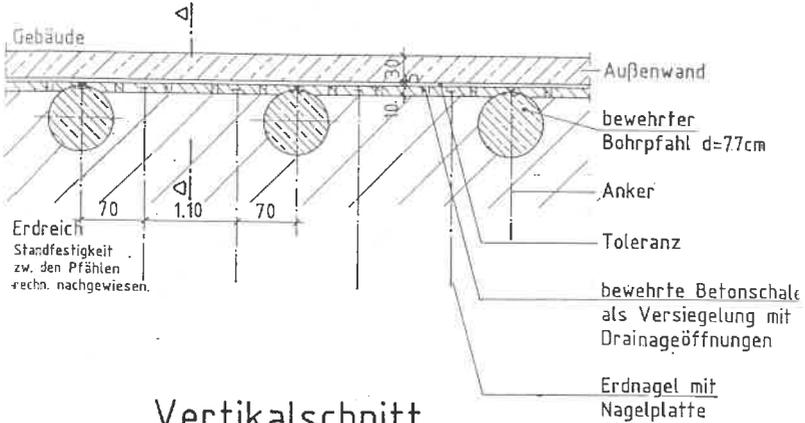
Bodenschichten und Lage der Anker



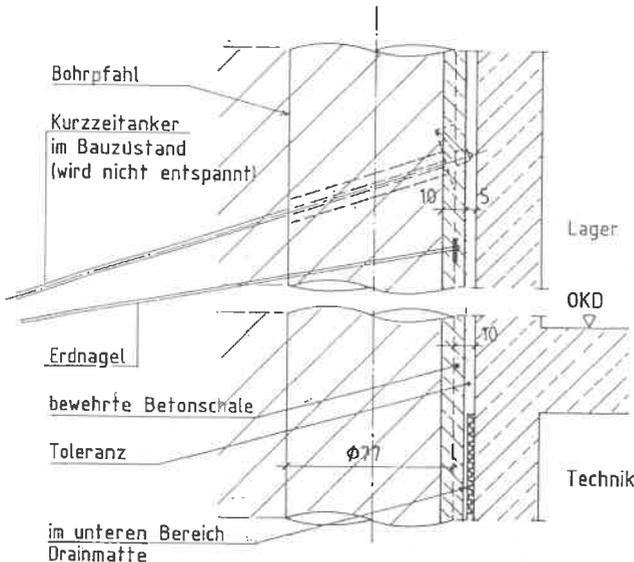
Horizontalschnitt und Vertikalschnitt

- durch die Bohrpfehlwand und die getrennte Gebäudeaußenwand
- Bohrpfehlwand einschließlich Ankerköpfen planeben einbetoniert
- Schichtenwasser im unteren Bereich vollflächig durch Drainmatte (luftseitig) abgeleitet
- hochwertige Nutzung der Untergeschosse für Technik und Lager
- Gebäudeaußenwand gegen planebene Bohrpfehlwand

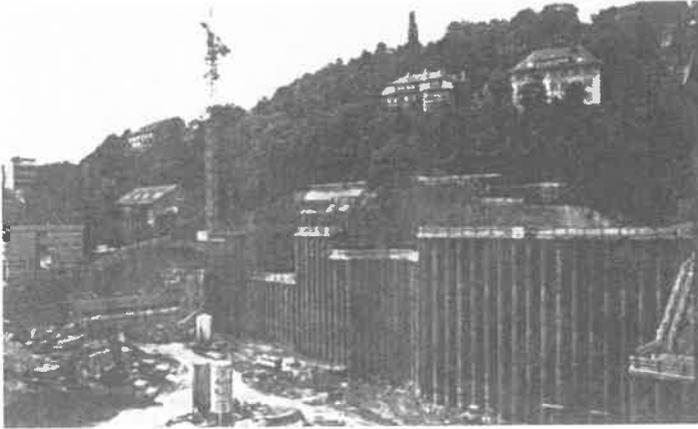
Horizontalschnitt M.1:50



Vertikalschnitt



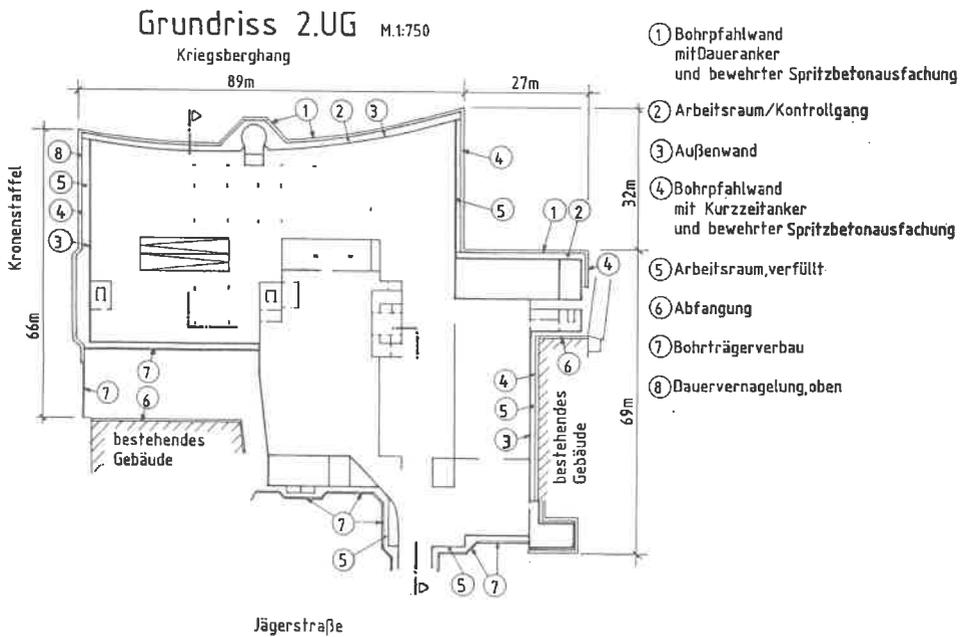
**4 Dienstleistungszentrum der Landesbausparkasse Württemberg
Jägerstraße, Stuttgart**



Bauherr:	Landesbausparkasse Württemberg, Stuttgart
Projektsteuerer:	Drees und Sommer, Stuttgart
Architekt:	Kist, Koop, Fehmel, Waldmann, Stuttgart
Tragwerksplaner:	Leonhardt, André und Partner GmbH, Stuttgart
Haustechniker:	Thurm & Dinges, Stuttgart
Bodengutachter:	Dr.-Ing. Waschek, Günzburg
Rohbaufirma:	Arge Züblin, Müller-Altwater, Wolff + Müller, Stuttgart
Baubeginn:	1990

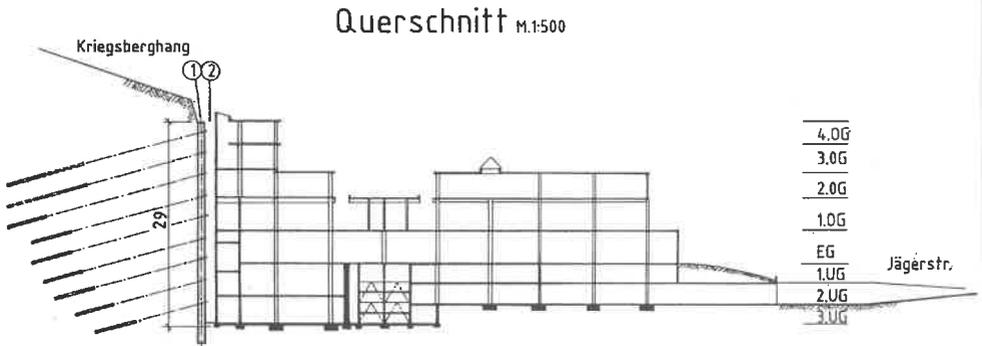
Grundriß 2. UG

- Abmessungen
- verschiedene Verbaumaßnahmen
Dauerverbau (1) gegen den Hang
Kurzzeitverbau (4) gegen die Seiten
- Abfangungen
- Herstellung des Gebäudes mit Arbeitsraum, der bei (1) offen bleibt und für Kontrolle (2) genutzt wird, bei (4) verfüllt wird (5)



Querschnitt

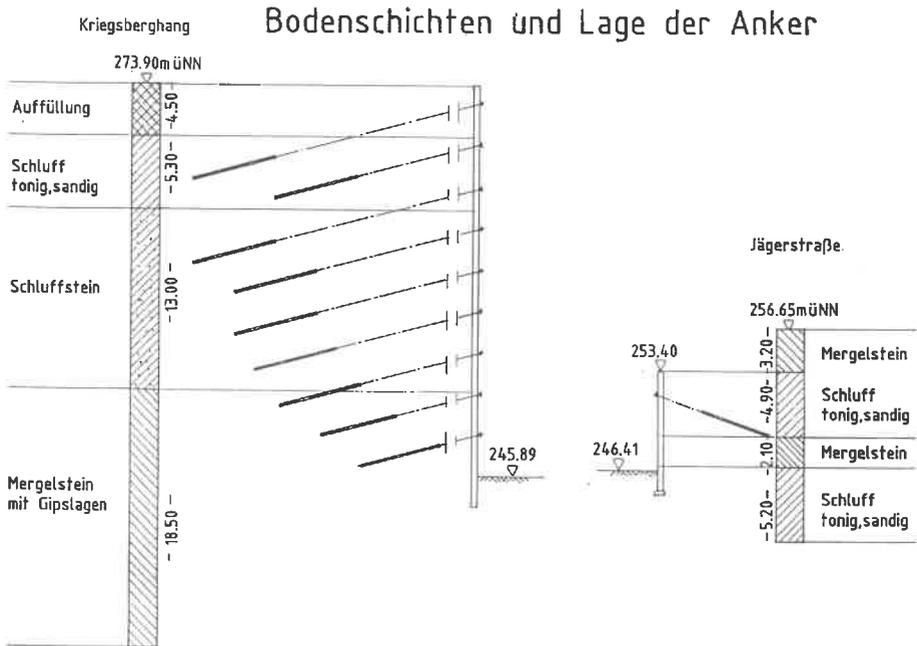
- Grund für den Dauerverbau gegen den Hang:
Hangschub (Differenzerdruk) kann von dem "leichten" Gebäude nicht abgetragen werden, deshalb Bildung eines "Schwergewichtsblocks" durch dauerhaftes Zusammenspannen



- ① Bohrfahlwand mit Daueranker
- ② Arbeitsraum/Kontrollgang

Bodenschichten und Lage der Anker

- Mergelsteine mit Gipslagen
- Unverwitterter Gipskeuper mit Anhydrit
- Quelldrücke bei der Umwandlung in Gips
- Sulfatgehalt - HS (hochsulfatbeständiger) Zement



Berechnungsgrundlagen für den Dauerverbau
(Bohrpfähle und Daueranker)

1. **Bodenkennwerte**

1 Schicht	2 Tiefe* (m)	3 Wichte (kN/m ³)	4 cal phi (Grad)	Erddruck 5 cal c (kN/m ²)	Geländebru 6 cal c (kN/m ²)
1	0... 5	19	30	0	0
2	5... 10	22	25	50	35
3	> 10	23	25	150	105 bzw. 50

* Parallel zur Geländeoberfläche

2. **Erddruck**

a) auf Pfähle erhöhter aktiver Erddruck - 50% E_a + 50% E_o
rechteckige Erddruckverteilung

b) auf Anker erhöhter aktiver Erddruck - 75% E_a + 25% E_o
Mindesterddruckbeiwert $K_{agh} = 0,2$

3. **Kohäsion**

bereichsweise auf $cal c = 50 \text{ kN/m}^2$ reduziert

4. **Bemessungslast der Anker**

85% der zulässigen Last

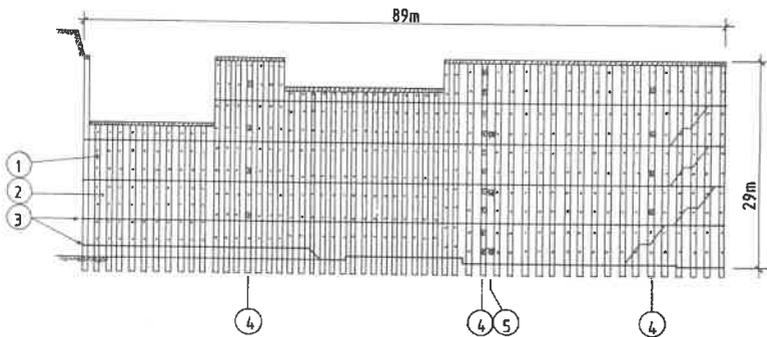
5. **Verpreßkörperlänge**

min $l = 6 \text{ m}$

Ansicht der Bohrpfehlwand gegen den Kriegsberghang

- Dauerverbau wird kontrolliert
- Verformungsmessungen max. $f = 5 \text{ mm}$
- kontrollierte Ableitung des sulfathaltigen Wassers

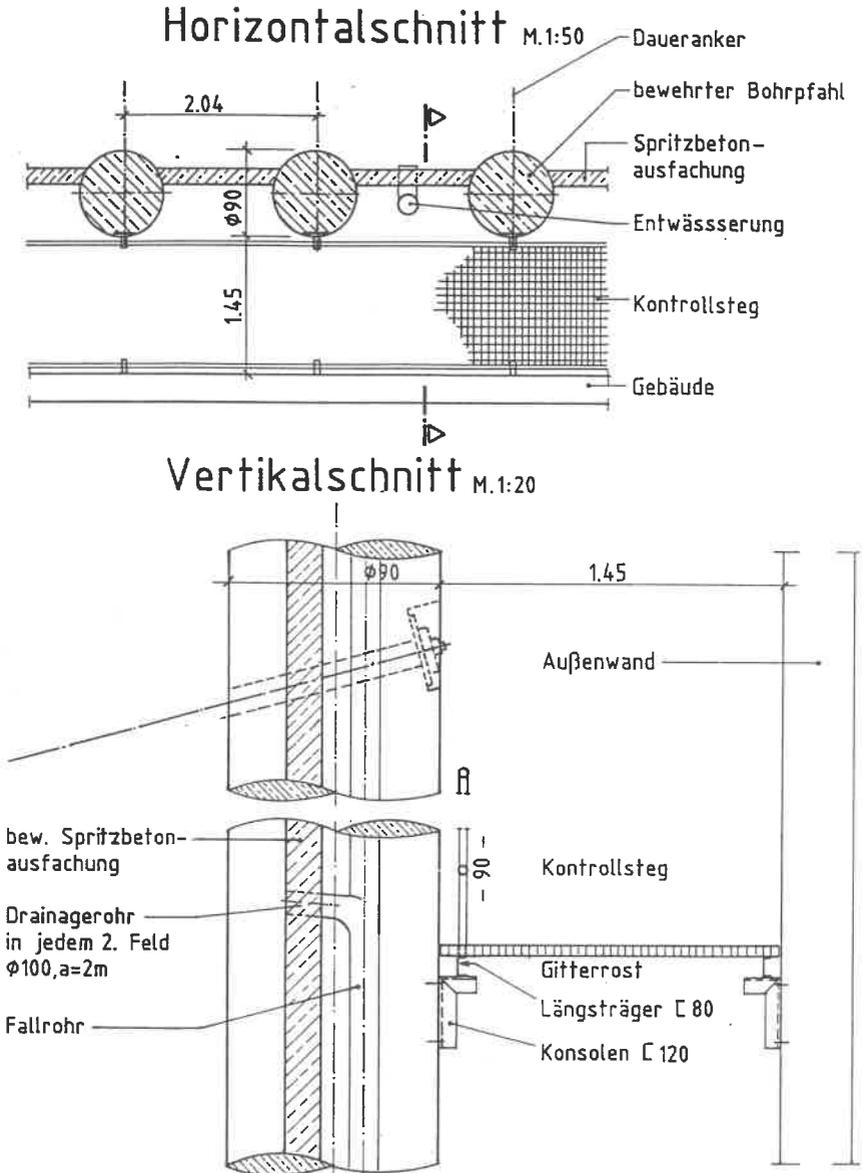
Ansicht Bohrpfehlwand am Kriegsberghang M.1:500



- ① Bohrpfehl B25, HS-Zement, max L=30m, d=0,9m, a=2,04m
mit Daueranker St 1080/1230, max L=32m, d=36mm, a=3,0m, max 10 Lagen
- ② Bewehrte Spritzbetonausfachung mit Drainageröhren, vorgehängten
Fallrohren, Entwässerungsrinne zur Kanalisation
- ③ Kontrollebenen Stege
- ④ Kraftmeßdosen an Ankerköpfen 4+10+4=18 Stück
- ⑤ Extensometer 3 Stück

Kontrollgang

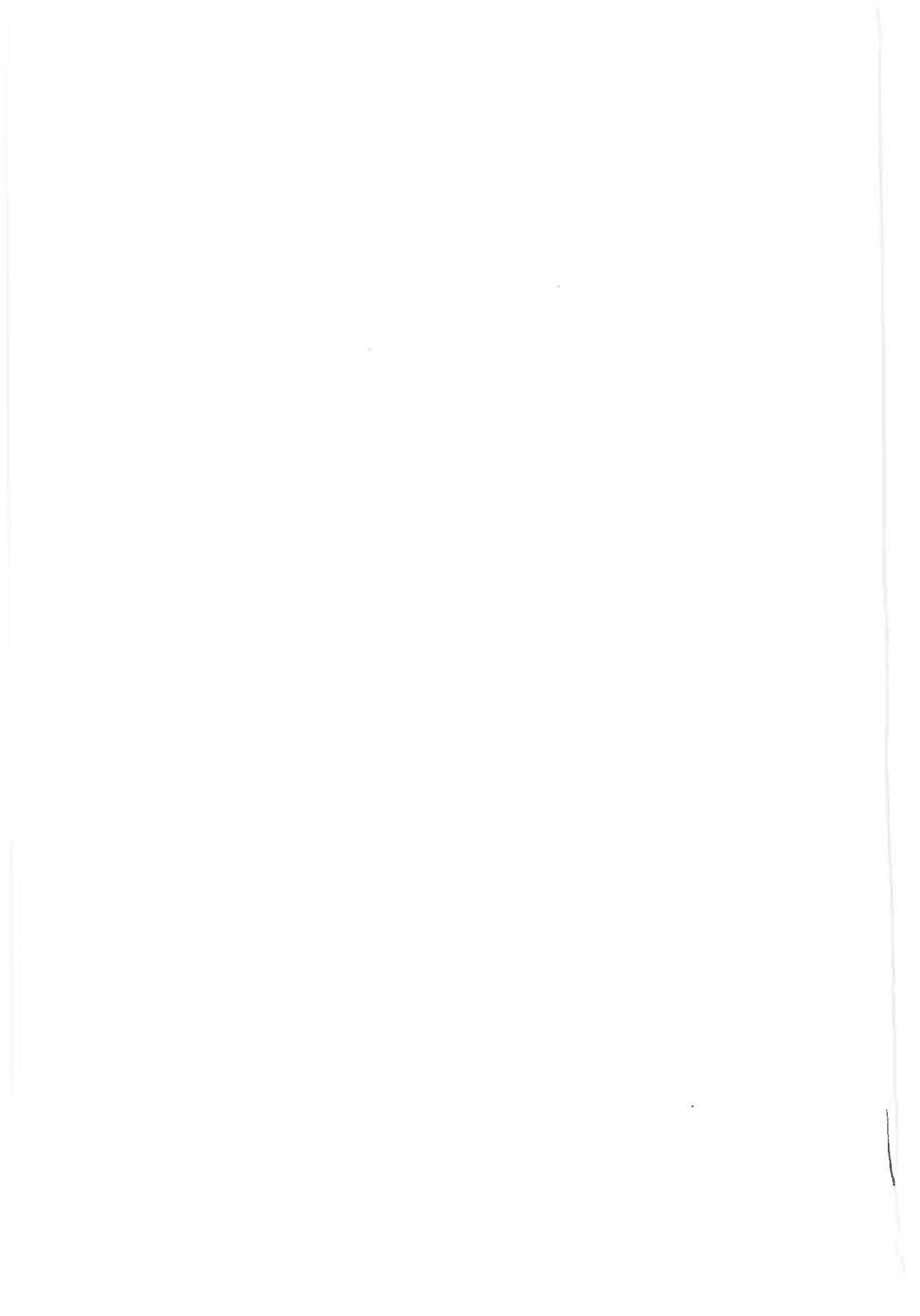
Horizontal- Vertikalschnitt



5 Zusammenfassung

Kennzeichnend für Baugruben im festen Boden und Fels:

- Kurzfristig standfester Boden
- "einfache" Hydrologie, daraus folgend
- aufgelöste Wandkonstruktionen
- nicht wasserundurchlässig, sondern einfache Drainagemaßnahmen
- keine wasserundurchlässige Sohlplatte für die Baugrube



Baugruben in festem Boden und Fels Aspekte der Bauausführung

Dipl.-Ing. Roland Jörger / Dipl.-Ing. Roland Wend

Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Mannheim

1 Vorwort

Nach der bei Laien gemeinhin vorherrschenden Meinung können Baugruben in festem Boden und Fels kein besonderes Problem darstellen, da sich alles auf das Ausheben eines großen Loches, das in sich standsicher sein soll, reduziert.

In der Baupraxis weisen jedoch bisweilen die scheinbar einfachen Aufgaben ihre eigenen Schwierigkeiten auf. Diese sind bei der Herstellung von Baugruben eine sorgfältige Erkundung des Baugrundes, ein optimales Bohrwerkzeug und die Berücksichtigung von Umweltaspekten, wie Lärm, Erschütterungen, Deponierung Aushub, etc.

2 Definition des Begriffs fester Boden und Fels

Für den im Bauwesen tätigen Ingenieur oder Techniker wird eine Definition im Regelfall durch eine (noch DIN, später EN) Norm gegeben. Für die Herstellung einer Baugrube existieren verschiedene Normen, so die DIN 18 300 (Erdarbeiten), die DIN 18 301 (Bohrarbeiten) und die DIN 18 303 (Verbauarbeiten). Ein Vergleich der beiden Normen für Erd- und Bohrarbeiten zeigt erstaunliche Ergebnisse.

Die DIN 18 300 für Erdarbeiten klassifiziert Fels nach zwei Klassen:

Klasse 6

Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten

Felsarten, die einen inneren, mineralischen, gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert sind sowie vergleichbare feste oder verfestigte bindige oder nichtbindige Bodenarten, z.B. durch Austrocknung, gefrieren, chemische Bindungen.

Nichtbindige und bindige Bodenarten mit mehr als 30% Steinen über 0.01 m³ bis 0.1 m³ Rauminhalt.

Klasse 7

Schwer lösbarer Fels

Felsarten, die einen inneren, mineralischen gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügefestigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind.

Festgelagerte, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalde der Hüttenwerke oder dergleichen.

Steine von über 0,1 m³ Rauminhalt.

Die Definition zeigt, daß z.B. auch Kiese mit einem hohen Anteil an großen Steinen nach dieser Norm einem Fels entsprechen können. Eine quantitative Angabe über einaxiale Festigkeiten für die jeweilige Klassen wird nicht gegeben.

Die DIN 18 303 für Bohrarbeiten (siehe Tabelle 1 und 2) hingegen unterscheidet streng nach Locker- und Festgestein. So werden für Lockergestein Werte für Massenanteile an Steinen der Größe bis 300 bzw. 600 mm gegeben. Die Klassifikation des Festgesteins richtet sich nach der einaxialen Druckfestigkeit und dem Trennflächenabstand. Denn beide Werte sind maßgebend für das Lösen des Materials in einem Bohrloch.

Klassifikation Lockergestein nach DIN 18301

▷ Lockergestein, Zusatzklassen S

Massenanteil der Steine	Zusatzklassen für Steingrößen	
	bis 300 mm	bis 600 mm
bis 30 %	S 1	S 3
über 30 %	S 2	S 4

Tab. 1: Klassifikation Lockergestein

Klassifikation Festgestein nach DIN 18301

Einaxiale Druckfestigkeit MN/m ²	Klassen der Festgesteine	
	Trennflächenabstand im	
	Dezimeterbereich	Zentimeterbereich
bis 5	FD 1	FZ 1
über 5 bis 50	FD 2	FZ 2
über 50 bis 100	FD 3	FZ 3
über 100	FS 4	FZ 4

Tab. 2: Klassifikation Festgestein

Für den ausführenden Spezialtiefbauer, der eine komplette Baugrube zu errichten hat, kann die Existenz zweier Normen im Tagesgeschäft durchaus Probleme bereiten.

Keine Auswirkungen hätte diese Tatsache, wenn das der Bauleistung zugrundeliegende Baugrundgutachten die Existenz beider Normen berücksichtigen würde. Es wäre dann im Gutachten streng nach Erdbau und Bohrarbeiten zu trennen und für beide Gewerke die relevanten Klassen anzugeben. Diese müßten dann der Ausschreibung zugrundegelegt werden.

Der Normalfall stellt sich jedoch auch heute noch so dar, daß Bodenklassen in Baugrundgutachten fast ausschließlich nach DIN 18 300 angegeben werden, obwohl die DIN 18 303 in dieser Form seit fast fünf Jahren existiert. Hier ist im Tiefbau noch viel Pionierarbeit zu leisten, jedoch wird die Entwicklung durch den Trend behindert, daß seitens der Bauherrn der ausführenden Firma nur Bodeninformationen zur Verfügung gestellt werden, wobei eine Klassifizierung der Böden unterbleibt.

So ist auch heute auf vielen Baustellen noch die Überraschung groß, wenn der Bohrfortschritt bei einer Pfahlherstellung gering ist, obwohl lt. Gutachten nur mit Kies mit einigen Steinen zu rechnen ist. Kein Bohrprofil zeigt die tatsächlich angetroffenen Findlinge mit 50 -100 cm Kantenlänge, wenn die Aufschlüsse mit Durchmessern von 150 mm durchgeführt wurden (Bild 1).



Bild 1: Angetroffene Findlinge

Ein weiteres Problem stellt die Tatsache dar, daß heute Baugruben in Innenstädten erstellt werden, wo künstliche Auffüllungen mit mehreren Metern Mächtigkeit vorhanden sind (Bild 2). Auch diese festen Böden sind nur schwer klassifizierbar.



Bild 2: künstliche Auffüllung im Innenstadtbereich

Als Empfehlung kann hier nur festgestellt werden, daß sich ein ausreichender Baugrundaufschluß sowohl für den Bauherrn, als auch für die ausführende Firma, immer als die wirtschaftlichste Lösung darstellt.

3 Übersicht über Systeme

Die zur Herstellung von Baugruben in standfestem Boden und Fels verwendeten Systeme entsprechen im wesentlichen denen, die bei Antreffen von Lockergestein ausgeführt werden. An Besonderheiten zu nennen sind:

Trägerbohlwände

Hier kann in standfestem Boden die Ausfachung als konstruktive Sicherung mit Spritzbeton ausgeführt werden, bzw. je nach Festigkeit des Felses komplett entfallen. Ein besonderes Augenmerk ist jedoch immer auf die Dränierung der Verbauwand, z.B. mit Dränagematten, Schläuche o.ä. zu richten.

Bohrpfahlwände

Auch bei aufgelösten Bohrpfahlwänden kann je nach Festigkeit des Felses auf eine Ausfachung verzichtet werden. Bei überschnittenen Wänden müssen die unbewehrten Pfähle im Normalfall nur um ein konstruktives Maß eingebunden werden.

Schlitzwände

Für dieses Verbausystem stellt das Antreffen von Fels zweifelsohne ein nicht zu unterschätzendes Problem dar, da ein Meißeln immer sehr zeitaufwendig und unwirtschaftlich ist. Technisch kann das Problem durch Einsatz einer Schlitzwandfräse, die allerdings auch erst bei größeren Vorhaben sinnvoll ist, gelöst werden.

Spundwände

Das am weitesten verbreitete Verbausystem erlaubt kein Einbringen in sehr festen Boden oder Fels ohne Zusatzmaßnahmen wie Spülen, Vorbohren oder Schlitzen. Allerdings ist auch in vielen Fällen ein Aufsetzen der Spundwand auf den Fels ausreichend, wenn durch konstruktive Maßnahmen wie Fußanker, Gurtung, Absteifung oder Spritzbetonsicherung die Standsicherheit gewährleistet wird.

Vernagelte Böschungswände

Fester Boden und Fels weisen immer eine ausreichende Kurzstandsicherheit auf. Daher sind für diese Verhältnisse Bauweisen wirtschaftlich, die eine flächenhafte Sicherung mit Ortbetonplatten oder Spritzbeton und Rückverankerung vorsehen.

Am bekanntesten sind die Bodenvernagelung oder die Elementwand. Seltener eingesetzt werden reine Spritzbetonsicherungen oder Elementwände mit Holzverbohlung.

Sonderformen

Sonderformen für Baugruben in Fels stellen häufig Anfahrschächte für den Tunnelvortrieb dar. Für diese Schächte, die zumeist in Tiefen von 15 - 20 m liegen, ist das Durchfahren von Lockergestein und die Einbindung in Fels notwendig. Die Ausbildung erfolgt zumeist als Druckring oder Ellipse, wobei im Lockergestein die Wand als überschnittene Pfahlwand, Schlitzwand oder als Spritzbetonwand hergestellt wird.

Beispiel für o.a. Systeme sind auf den Bildern 3-6 gezeigt.

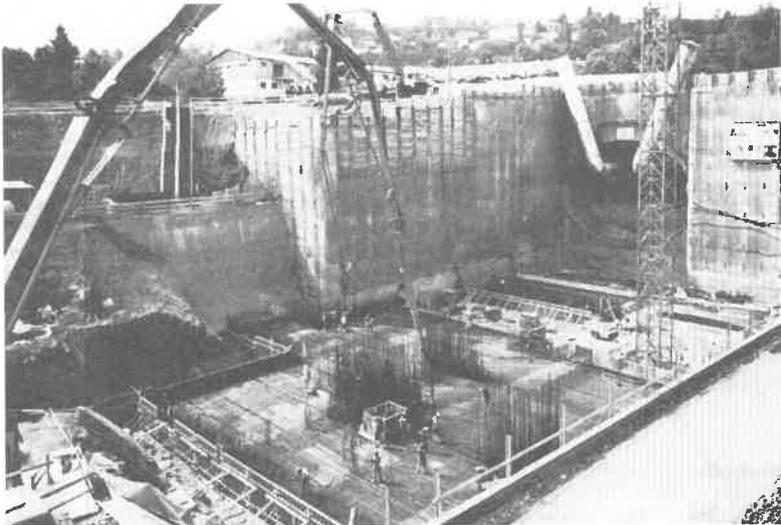


Bild 3: Verbausysteme Baustelle Engelbergtunnel, Nordportal

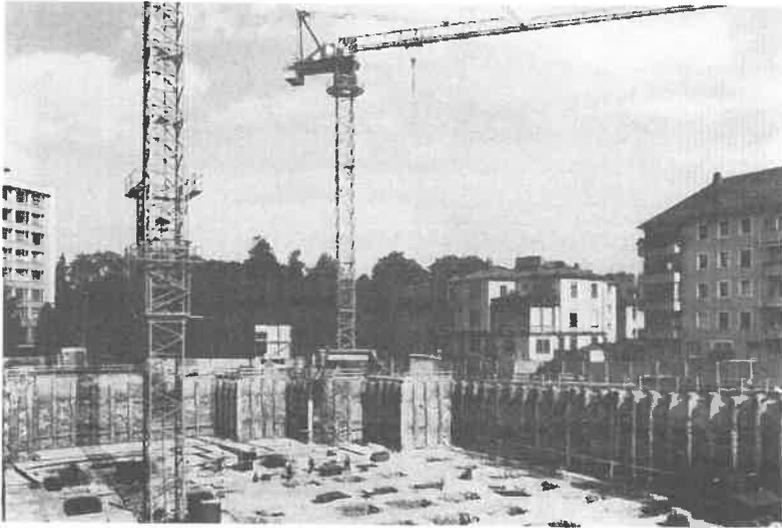


Bild 4: Aufgelöste Bohrpfehlwand, Baustelle Würzburg, Alexandrastraße

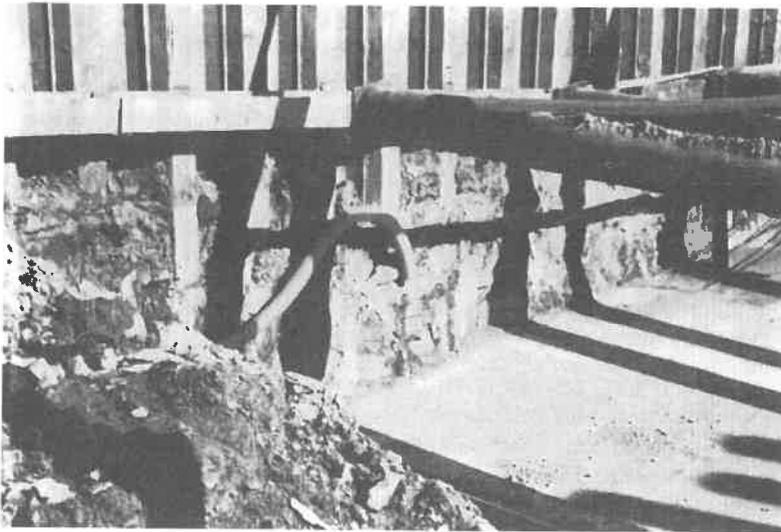


Bild 5: Spundwand in Fels gerammt mit Zusatzgurtung/Steife

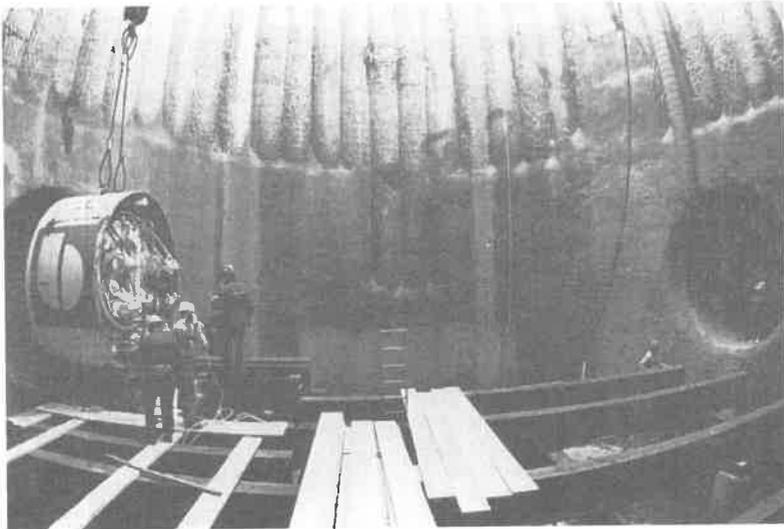


Bild 6: Startschacht mit Pfahlwand + Spritzbetonring, Baustelle Mangfall

4 Gerätetechnik

Im Spezialtiefbau muß die Gerätetechnik die Herstellung von Bohrungen oder Schlitzen in nahezu allen Boden- und Felschichten ermöglichen.

Für Großlochbohrungen können die bekannten Verfahren des Dreh- oder Greiferbohrrens eingesetzt werden. Das Durchfahren oder Einbinden in Fels wird durch spezielle Bohrwerkzeuge ermöglicht. Beim Drehbohren erlaubt die Entwicklung der Progressivschnecke heute das Lösen von Fels mit Festigkeiten bis zu 50 N/mm^2 . Im Greiferbohren gewährleisten spezielle Tangential- und Rohrmeißel das Lösen von Fels nahezu jeder Festigkeit. Wie bei verschiedenen Bauvorhaben unter Beweis gestellt, ist durch Variation der Fallhöhe der Meißel auch das Arbeiten in unmittelbarer Nähe von erschütterungsempfindlichen Bebauungen möglich.

Während beim Drehbohren der Antrieb der Kompaktbohranlage das Abteufen der Bohrröhre übernimmt, wird beim Greiferbohren das Rohr entweder mit hydraulisch angetriebenen Verrohrungsmaschinen oder im Hochstrasser-Weise-Verfahren abgeteuft. Eine Kombination beider Verfahren stellt die in den letzten Jahren entwickelte Rohrdrehmaschine (Bild 7) dar, die beide Vorteile vereint und damit voll verrohrte Bohrungen bis 50 m Tiefe ermöglicht.

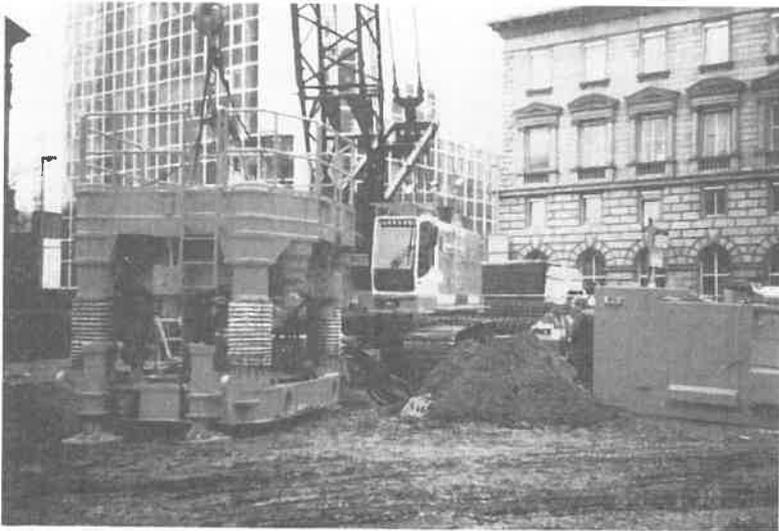


Bild 7: Rohrdrehmaschine Fa. Leffer, Baustelle Frankfurt, City Tower II

5 Schlußbemerkung

Baugruben in festem Boden und Fels können in unterschiedlichsten Varianten ausgeführt werden. Im einfachsten Fall sind es sogenannte „Hand-Dug-Caisson-Wände“ (Bild 8), die vornehmlich in Südostasien ausgeführt werden. Im Normalfall ist heute bei entsprechender Erkundung des Baugrundes vorab zur Baumaßnahme und bei einer ingenieurmäßigen Planung eine äußerst wirtschaftliche Ausführung von Baugruben bei Ausnutzung der vorhandenen Gerätetechnik möglich. Bei partnerschaftlichem Zusammenwirken aller am Bau Beteiligten, i.e. Bauherr, Gutachter, Tragwerksplaner und Ausführende, können heute im Normalfall alle Aufgabenstellungen technisch einwandfrei und wirtschaftlich gelöst werden.

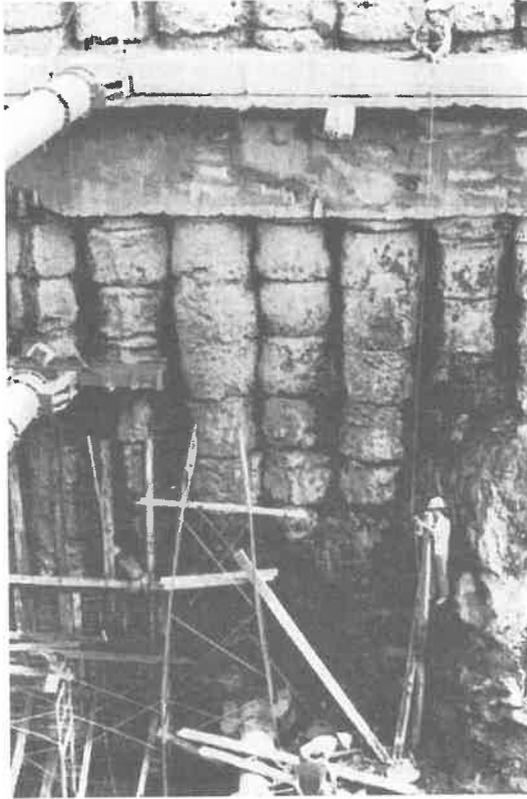


Bild 8: Hand-Dug-Caisson-Wand, Baustelle unbekannt

Bemessung von Baugruben in weichen Böden

Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer / Dipl.-Ing. H. Neher

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

1 Einleitung

Bei der Planung und Bemessung von Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden ergeben sich mehrere Besonderheiten. Es liegen öfters keine verankerungsfähigen Schichten vor, so daß die Baugruben häufig ausgesteift werden müssen. Nur wenn die Wände in tragfähige Schichten einbinden, kann mit sehr langen Ankern bis in die tiefliegenden tragfähigen Schichten schräg rückverankert werden. In diesem Beitrag befassen wir uns jedoch mit dem schwierigen Fall, daß die Wände in Weichböden einbinden. In solchen Fällen ist die Stützwirkung des Bodens unterhalb der Baugrubensohle sehr klein; auch bei größeren Einbindetiefen wird hier keine bodenmechanische Einspannung auftreten. Da die Stützwirkung eines freien Fußauflagers in Weichböden gering ist, werden häufig sehr kleine Einbindetiefen gewählt und die Wand bis zur Baugrubensohle ausgesteift.

Obwohl die derzeit geltenden nationalen und internationalen Regelwerke in vielen Gebieten der Geotechnik ausgereift sind, wird die Erdruckermittlung in Weichböden noch unzureichend behandelt. Meist wird angenommen, daß der undrainierte Anfangszustand maßgebend ist und es werden Analysen unter Verwendung der undrainierten Scherfestigkeit c_u durchgeführt ($\varphi=0$). In diesem Beitrag wird eine andere Vorgehensweise empfohlen. Es wird zunächst ein Vorschlag zur Beurteilung des Konsolidationsgrades gemacht. Es wird gezeigt, daß bei einer relativ langen Bauzeit, wie bei tiefen Baugruben häufig der Fall, nicht nur der Anfangszustand betrachtet werden soll, da er für die Stabilität manchmal nicht maßgebend ist.

Der Beitrag gliedert sich in vier Teile: Erstens die Vorgehensweise zur Beurteilung des Konsolidationsgrades, zweitens einen Überblick über die Standsicherheitsnachweise, drittens empirische Regeln zum Thema Setzungen infolge von Baugruben und zum Schluß Ergebnisse einer numerischen Analyse einer geplanten, extrem tiefen Baugrube in Amsterdam.

2 Drainierte versus undrainierte Analyse

Standsicherheitsnachweise berücksichtigen die Scherfestigkeit der einzelnen Bodenschichten. Es stellt sich die Frage, ob man für eine bestimmte Tonschicht die undrainierte Scherfestigkeit $\tau_f=c_u$, ohne dabei zwischen effektiven Spannungen und Porenwasserdruck zu unterscheiden, oder die drainierte Scherfestigkeit $\tau_f=c'+\sigma' \tan \varphi'$, im Rahmen einer effektiven Spannungsanalyse, ansetzen soll. Nach Terzaghi und Peck (1961) soll bei tiefen Baugruben im Ton fast immer undrainiert gerechnet werden, d.h. es wird angenommen, daß sich die wassergesättigten Tonschichten ideal plastisch mit $\varphi_u=0$ und $\tau_f=c_u$ verhalten. Daraus erfolgen dann nach Rankine die Erddrücke $e_{ah}=\sigma_z-2c_u$ und $e_{ph}=\sigma_z+2c_u$. Durch Umlagerung des aktiven Rankineschen Erddruckes und unter Berücksichtigung von Meßergebnissen schließen Terzaghi und Peck auf c_u abhängige Erddruckverteilungen (Bild 1 links).

In der angelsächsischen Literatur ist die obige undrainierte Analyse bei Baugruben in Ton der Regelfall. Dabei handelt es sich nicht nur um die Bestimmung des Erddruckes, sondern um alle Stabilitätsnachweise des Baugrubenverbaus. In Mitteleuropa besteht dagegen die umgekehrte Situation, in der die drainierte Analyse der Regelfall ist. Die Verbauwände werden hier vor allem bei überkonsolidiertem Ton meist mit drainiertem Materialverhalten bemessen. Es stellt sich nun die Frage, welches Verfahren wirklichkeitsnah ist.

Die logische Grundlage zur Feststellung des Drainierungsgrades während des Baus und der Nutzung einer Baugrube ist die dimensionslose Zeit.

$$T_v = \frac{c_v}{D^2} \cdot t = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot D^2} \cdot t$$

k ist der Durchlässigkeitsbeiwert, E_s der Steifemodul, γ_w die Wasserwichte, t die Bauzeit und D die Länge des Drainageweges. Für eine einseitig drainierende Bodenschicht ist D also die Schichtdicke und bei beidseitiger Entwässerung ist D die halbe Mächtigkeit der Schicht. Auf der passiven Seite einer Verbauwand ist die Einbindetiefe unterhalb der Baugrubensohle häufig als Drainagelänge zu betrachten. Wenn T_v kleiner 0,01, ist ergibt sich ein fast undrainierter Zustand mit einem Konsolidationsgrad $U(T_v)$ von nur etwa 10% (Gußmann, GBT1).

Es stellt sich nun die Frage, wie oft ergibt sich eine Baugrube mit $T_v < 0,01$. Dazu betrachten wir einmal den Fall einer Tonschicht mit $k=10^{-10}$ m/s, $E_s=10.000$ kN/m² und $\gamma_w=10$ kN/m³, so daß sich $c_v=10^{-7}$ m²/s ergibt. Nach Lambe und Whitman (1979) paßt dieser Konsolidationsgrad zu einem fetten Ton mit einer Plastizitätszahl von etwa 30%. Nur für Tone mit $I_p > 30\%$ seien nach Lambe und Whitman kleinere Konsolidierungsbeiwerte c_v zu erwarten. Zur weiteren Evaluierung der dimensionslosen Konsolidierungszeit T_v betrachtet man nun den seltenen Fall eines langen Entwässerungsweges von 10 m, d.h.

$$T_v = \frac{c_v}{D^2} \cdot t = 10^{-9} \cdot t$$

wobei t in Sekunden einzusetzen ist. Ansonsten gilt für einen undrainierten Zustand die Bedingung $T_v < 0,01$ und es folgt eine Bauzeit von

$$t < 10^7 \text{ [s]} \approx 100 \text{ [Tage]}$$

Bei Baugruben geringer Tiefe werden sich solche relativ kurze Bauzeiten ergeben, aber nach der Meinung der Verfasser handelt es sich hier nicht mehr um einen Regelfall. Bei tiefen Baugruben gilt in der Regel $t > 100$ Tage und es sollte nicht nur undrainiert gerechnet werden. Im Gegensatz zu der Ingenieurpraxis in mehreren Ländern sollten bei langen Bauzeiten die Stabilitätsanalysen eher aufgrund von drainiertem Bodenverhalten als infolge von undrainiertem Bodenverhalten durchgeführt werden.

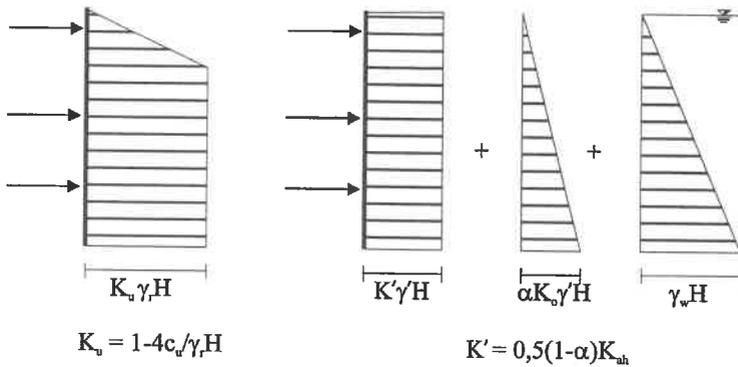


Bild 1: Bei Baugruben in Weichböden bieten sich zwei unterschiedliche Erddruckansätze an: Links der Ansatz aufgrund von undrainiertem Materialverhalten nach Terzaghi und Peck, rechts aufgrund von drainiertem Bodenverhalten. Zur Darstellung der grundsätzlichen Unterschiede wird ein homogener Baugrund mit einem Grundwasserspiegel bis an die Geländeoberkante betrachtet. Im zweiten Fall besteht der Druck aus einem erhöhten aktiven Erddruck und einem Wasserdruck. Der Beitrag des Erdrudrucks zum erhöhten aktiven Erddruck (effektiver Druck) wird durch den Faktor α bestimmt. Für $\alpha=0$ ergibt sich nur ein umgelagerter aktiver Erddruck und für $\alpha=1$ ein reiner Erdrudruck. Nach der EAB (EB 70/71) ergeben sich neben dem vereinfachten Ansatz einer Rechtecksverteilung für e_{ah} in Abhängigkeit der Abstützung mehrere komplexere Umlagerungsformen.

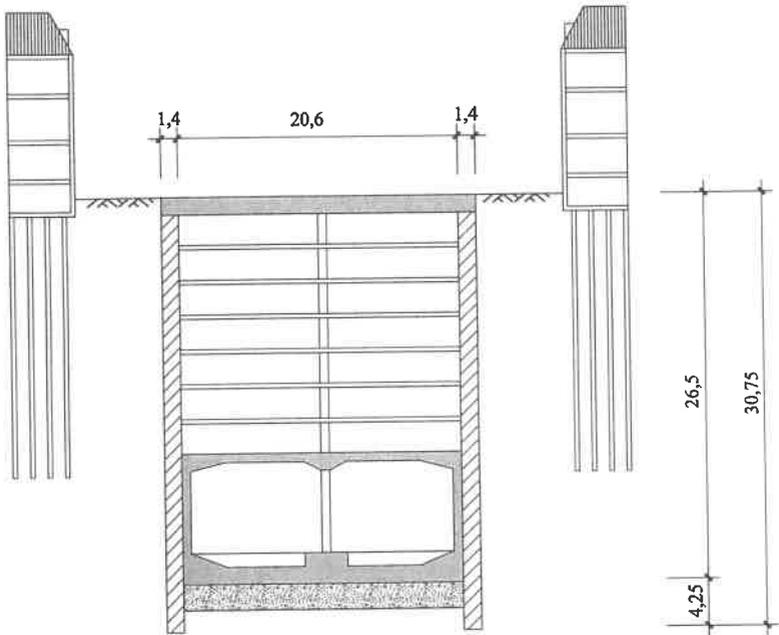


Bild 2: Geplante U-Bahn-Station mit Tiefgarage in der Rokin Straße in Amsterdam

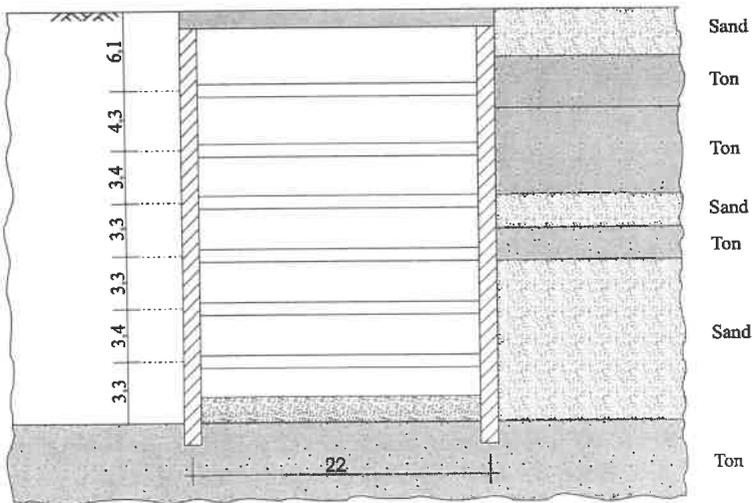


Bild 3: Ausgesteifte Baugrube mit Schlitzwänden nach mehreren Aushubphasen

3 Anwendung auf Rokin Baugrube

Bei der im Bild 3 angegebenen Rokin Baugrube in Amsterdam ergibt sich sicherlich kein undrainierter Zustand. Die Mächtigkeit des holozänen Tonpaketes beträgt in etwa 10 m. Daraus ergibt sich aufgrund beidseitiger Drainage ein Drainageweg von 5 m. Bei einem Durchlässigkeitsbeiwert von 10^{-8} bis 10^{-9} m/s, einem Steifemodul von 5 MPa (für Entlastung) und einer Bauzeit von 1000 Tagen ergibt sich hier $T_v > 2$ und somit ein volldrainierter Zustand; es ist zu bedenken, daß ein Konsolidierungsgrad von 90% schon bei $T_v = 0,85$ erreicht wird.

Das Fußauflager der Wände bei der Rokin Baugrube befindet sich in einer tiefen pleistozänen Tonschicht mit $D < 5$ m, $k \approx 2,5 \cdot 10^{-10}$ m/s und $E_s \approx 10$ MPa. Dies führt zu einer Konsolidationszeit T_v der Ordnungsgröße 1, und damit zu einem volldrainierten Endzustand. Die Bemessung der Rokin Baugrube verlangt deswegen sicher eine drainierte Analyse.

Bei der Aufschüttung von Dämmen und Deichen auf bindigen Böden geringer Durchlässigkeit ergibt der undrainierte Anfangszustand häufig die geringste Standsicherheit. Dadurch daß sich während der Aufschüttung Porenwasserüberdrücke aufbauen, ergeben sich unterhalb der Aufschüttungen zunächst nur niedrige wirksame Spannungen, folglich auch nur niedrige Scherfestigkeiten und schließlich eine geringe Anfangsstabilität. Wie bei den Dämmen könnte man meinen, daß auch Baugruben eine geringe Anfangsstabilität aufweisen und dadurch eine undrainierte Analyse erfordern. Obwohl dieser Gedanke nahe liegt, ist er falsch, denn bei Baugruben handelt es sich um einen Aushub, d.h. eine "negative Aufschüttung".

Dadurch daß der Boden nicht belastet, sondern entlastet wird entstehen negative Porenwasserdrücke, die den Boden kurzfristig verfestigen. Der spätere Konsolidierungsvorgang erzeugt auch keine Entwässerung des Bodens, sondern ein Schwellen, nachdem der Boden extra Wasser aufgesaugt hat. Im Gegensatz zum Untergrund eines Dammes verringert sich hier im Laufe der Zeit die Scherfestigkeit. Infolge der Abnahme der Scherfestigkeit des Bodens steigt der aktive Erddruck an und nimmt der passive Erddruck ab. Der volldrainierte Endzustand ist bei Baugruben deswegen maßgebend und beim Nachweis der Standsicherheit nicht zu vernachlässigen; es sei denn die dimensionslose Zeit T_v ist äußerst klein.

4 Übersicht der Standsicherheitsnachweise

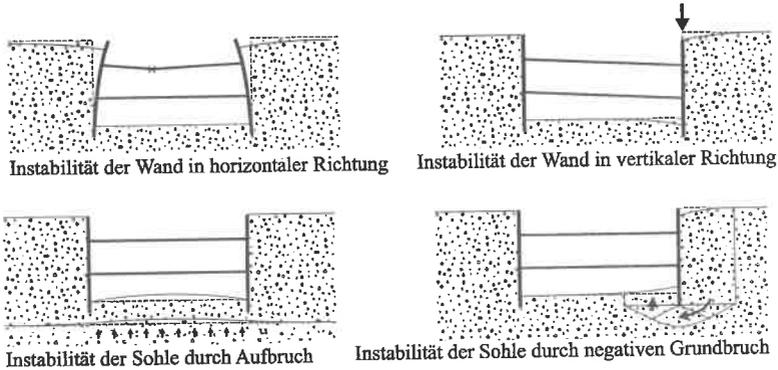


Bild 4: Standsicherheitsnachweise beziehen sich auf unterschiedliche Versagensmechanismen. Das Versagen der Abstützung ist wohl für alle Wände gleich wichtig. Bei Einbindung der Verbauwände in weiche Böden, verdienen auch die anderen Bruchmechanismen besondere Aufmerksamkeit.

Horizontalstabilität: Wie bei allen Verbauwänden muß auch in Weichböden an erster Stelle eine ausreichende Horizontalstabilität gewährleistet sein, d.h. die Wand verlangt eine solide horizontale Auflagerung durch sichere Abstützungen. Dies wird durch eine rückverankerte oder ausgesteifte Wand erreicht. Sind überhaupt keine verankerungsfähigen Bodenschichten vorhanden, dann muß die Wand von oben bis unten durch Steifen abgestützt werden. Eine untere Aussteifung wird vor allem dann verlangt, wenn unter der Baugrubensohle weiche Schichten anstehen. Dies ist in Bild 3 der Fall, da dort die weiche Tonschicht eine äußerst nachgiebige Fußauflagerung ergeben würde. Obwohl das Einbinden in weiche Schichten wenig Fußauflagerung bewirkt, wird es manchmal zu anderen Zwecken benötigt z.B. Grundwasserabspernung, Vergrößerung der Vertikalstabilität und die Sicherung der Sohlstabilität der Baugrube.

Vertikalstabilität: Die Rokin Baugrube im Bild 3 ist ein Beispiel dafür, daß die Vertikalstabilität der Verbauwände besondere Aufmerksamkeit verlangt. Da während des Baus der Verkehr kaum behindert werden darf, wird die Baugruben mit einem schweren Deckel versehen. Zur sicheren Abtragung des Deckelgewichts und der Verkehrslasten benötigen die Schlitzwände in diesem Fall eine Einbindetiefe. Auch bei schräger Rückverankerung von Wänden bis in tiefe verankerungsfähige Schichten können große Vertikallasten auftreten, die die Vertikalstabilität einer Wand verringern oder sogar gefährden können. Die Vertikalstabilität von Baugrubenwänden verlangt daher in vielen Fällen besondere Aufmerksamkeit.

Aufbruch der Sohle: Bei Einbindung von dichten Verbauwänden in Tonschichten liegt automatisch eine Grundwasserabspernung vor und es wird eine Auftriebssicherheit der Baugrubensohle verlangt. Die Auftriebssicherheit ist besonders gefährdet, wenn sich in relativ geringer Tiefe unter der Sohle eine durchlässige Schicht mit einem hohen Porenwasserdruck befindet. Auch im Falle der Rokin Baugrube liegt so ein Grundwasserleiter vor. Hutteman (1997) berichtet in diesem Heft eingehend über die Auftriebsicherheit der Rokin Baugrube, der interessierte Leser sei auf seinen Beitrag verwiesen.

Negativer Grundbruch: Falls weder für die Fußauflagerung noch für die Vertikalstabilität der Wand eine Einbindetiefe erforderlich ist, bietet sich eine Wand ohne Einbindung an. Es wird jedoch die Stabilität der Baugrubensohle dadurch gefährdet, daß der Boden die Wand umfließt. Genauso wie man durch Belasten einen Grundbruch verursachen kann, der Boden wird dabei zusammengedrückt, kann man auch durch Entlastung bzw. Aushub einen Grundbruch verursachen, der Boden wird dabei sozusagen in die Baugrube "gezogen". Deshalb wird dieser Versagensmechanismus von den Verfassern als "Negativer Grundbruch" bezeichnet. Im selben Heft wird der Nachweis gegen "Negativen Grundbruch" von Kempfert (1997) behandelt. Es sei noch darauf hingewiesen, daß die ersten Bemessungsregeln nach Terzaghi (1944) und Bjerrum und Eide (1956) sich nur auf Wände ohne Einbindetiefe beziehen, während Weißenbach (1977) die Einbindetiefe berücksichtigt. Bei zunehmender Einbindetiefe erhöht sich die Sicherheit gegen "Negativen Grundbruch" ziemlich schnell.

5 Gemessene Verformungen und Setzungen

Dadurch daß der Verbau Verformungen und Verschiebungen aufzeigt entstehen unvermeidlich Setzungen in der Nachbarschaft einer Baugrube. Wegen möglicher Schäden an benachbarten Gebäuden sind realistische Setzungsprognosen erforderlich, wobei sich nur zwei grundsätzlich verschiedene Möglichkeiten anbieten: Erstens eine Extrapolation aufgrund von Meßergebnissen an ähnlichen Baugruben und zweitens numerische Berechnungen, die meistens nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführt werden. In diesem Kapitel sollen veröffentlichte Meßergebnisse zusammengefaßt werden.

Meßergebnisse an mehreren Baugruben wurden zunächst von Peck (1969) veröffentlicht, wobei es sich ausschließlich um ausgesteifte Spundwände und Trägerbohlwände handelte. Für Baugruben in breiigem bis weichem Ton wurden Setzungen gemessen, die bis zu einem Abstand zur Verbauwand von mindestens 3 mal der Aushubtiefe reichen. Direkt neben der Baugrube wurden Maximalsetzungen von mindestens 2% der Aushubtiefe beobachtet. Für breiige bis weiche Böden großer Mächtigkeit liegen Pecks Meßergebnisse also alle in der Zone III des Bildes 5. Man sollte jedoch bedenken, daß es sich hier um Setzungen handelt, die hinter flexiblen Spundwänden aufgetreten sind. Außerdem sind diese Daten mehr als 30 Jahre alt und basieren deswegen nicht auf dem neusten Stand der Technik.

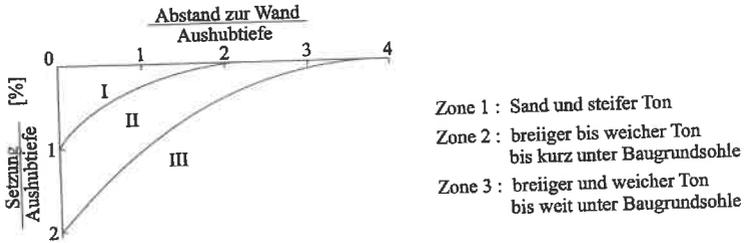


Bild 5: Meßergebnisse von Peck (1969)

In späteren Untersuchungen von Mana und Clough (1981) und Clough und O'Rourke (1990) wird gezeigt, daß die horizontalen Wandverschiebungen mit dem vorhandenen Sicherheitsbeiwert gegen "Negativen Grundbruch" (basal upheave) korrelieren, d.h. mit dem Beiwert $\eta = \beta c_u / \gamma_r H$. Die Bestimmung des Faktors β und der undrainierten Scherfestigkeit c_u wird leider nicht deutlich beschrieben. Am besten betrachtet man den Faktor η als einen relativen Qualitätsfaktor für das Fußauflager der Wand unterhalb der Baugrubensohle, wobei c_u die Bodenqualität am Fußauflager repräsentiert, $\gamma_r H$ oder σ_{v0} die Primärspannung und β ein Geometriefaktor ist, der sich wohl kaum präzise bestimmen läßt. Mit dieser Interpretation erscheint das in Bild 6 gezeigte Entwurfsdiagramm nach Clough sinnvoll. Bei diesem Diagramm sollte man aber beachten, daß Clough kaum Daten von verformungsarmen Wänden und überhaupt keine Daten von Baugruben mit Tiefen größer 15 m zur Verfügung hatte. Wie zu Beginn des Beitrages gezeigt, kann bei Baugruben in Weichböden sowohl drainiertes als auch undrainiertes Bodenverhalten auftreten. Dieses unterschiedliche Verhalten wird in Bild 6 leider nicht berücksichtigt. Es ist somit für die Vorhersage von Setzungen infolge von Baugruben nur im Zusammenhang mit dem Einsatz moderner Berechnungsmethoden geeignet.

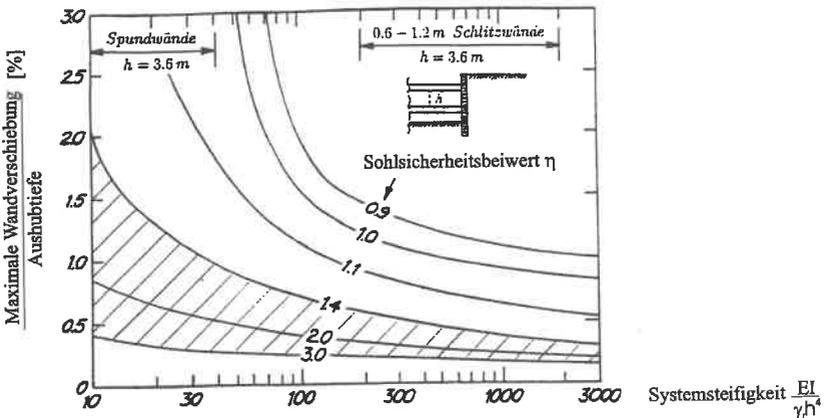


Bild 6: Entwurfsdiagramm für Wandverschiebungen nach Clough (1989)

6 Drainierte FE-Analyse der Rokin Baugrube

Vor den komplexen Konsolidationsberechnungen mit Berücksichtigung der verschiedenen Bauphasen wurde, für die in Bild 2 gezeigte Rokin Baugrube, sowohl eine drainierte als auch eine undrainierte FE-Analyse durchgeführt. Ergebnisse des zuletzt genannten Verfahrens werden in diesem Heft im Beitrag von Hutteman dargestellt. In diesem Beitrag werden nur die Resultate der drainierten Analyse aufgezeigt. Für eine umfassende Präsentation mit Berücksichtigung der Konsolidation wird auf Vermeer und Bayreuther (1997) hingewiesen.

Kurzbeschreibung des Baugrundes: Unter einer etwa 3 m mächtigen Auffüllung stehen in Amsterdam breiige bis weiche bindige Schichten bis in eine Tiefe von ca. 13,5 m an. Der obere Teil hat eine Bodenwichte von unter 15 kN/m^3 , während der untere Teil ein $\gamma_r=17 \text{ kN/m}^3$ aufweist. Darunter folgen sandige Schichten bis in eine Tiefe von 27,5 m. Unter diesem Sandpaket befindet sich eine sehr mächtige Ton-schicht. Trotz ihrer tiefen Lage ist diese Schicht weich und weist nur eine Bodenwichte von $\gamma_r=17 \text{ kN/m}^3$ auf. Weitere Kennwerte der Bodenschichten werden im selben Heft von Hutteman (1997) angegeben. Im Auftrag vom Entwurfsbüro "Noord/Zuidlijn" wurde von uns in erster Linie auch mit diesen Bodenparametern und dem Mohr-Coulomb Modell gerechnet. Erst in zweiter Linie wurde mit einem erweiterten Stoffgesetz gerechnet (Vermeer und Bayreuther, 1997). Wegen der relativ langen Bauzeit wurden alle holozänen bindigen Schichten bis in eine Tiefe von 13,5 m als völlig drainiert betrachtet. Für die tiefe pleistozäne Schicht wurde jedoch nur die oberen 3 m als völlig drainiert betrachtet.

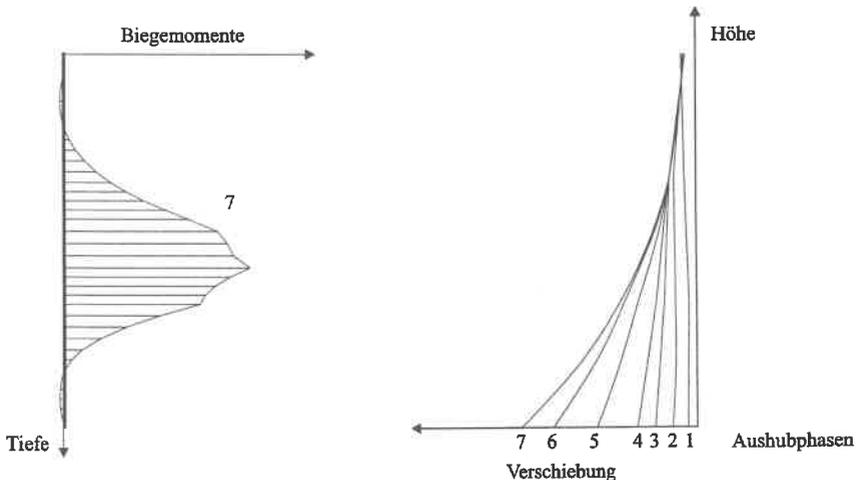


Bild 7: Verschiebungen und Biegemomentenverlauf der Schlitzwand

Kurzbeschreibung der Resultate: Bild 7 zeigt u.a. die Verschiebungen der Schlitzwand für die unterschiedlichen Aushubphasen. Es zeigt sich ein unübliches Verformungsbild mit erheblichen Verschiebungen des Wandfußes, als hätte der Wandfuß überhaupt keine Stützung. Bei näherer Betrachtung ist die große Wandfußverschiebung dadurch zu erklären, daß sich der Porenwasserdruck auf der passiven Seite fast parallel mit dem Aushub abbaut. Dadurch entsteht auf den unteren Teil der Wand ein extrem hoher aktiver Wasserdruck, sowohl im dicken Sandpaket als auch im oberen konsolidierten Teil der Tonschicht. Während den einzelnen Aushubphasen ergibt sich dadurch eine quasi nach unten auskragende Wand, wobei bestehende Steifen eine Einspannung bewirken. Dies zeigt sich auch im errechneten Verlauf der Biegemomente.

Literatur

- Bjerrum, L. & Eide, O. (1956). Stability of strutted Excavations on Clay. *Géotechnique* 6, 32-47.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of insitu walls. In: Design and performance of earth retaining structures, *Geotech. spec. Publ. No. 25, ASCE*, 439-470.
- Gußmann, P. (1990). Berechnungen von Zeitsetzungen. In: *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1. Hrsg. und Schrftl. U. Smoltczyk. Ernst & Sohn, Berlin.*
- Hutteman, M. (1997). Setzungsprognose bei extrem tiefen Baugruben in weichen Böden. In diesem Heft.
- Kempfert, H.-B. (1997). Berechnung und Ausführung von Baugruben in Seeton. In diesem Heft.
- Lambe, W.T. & Whitman, R.V. (1979). *Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York.*
- Mana, A.I. & Clough, G.W. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay. *Y.Geotech. Engng, ASCE*, 107,759-777.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunneling on soft ground. *Proc. 7th Int. Conf. S.M.F.E., State-of-the-art volume*, 225-290.
- Terzaghi, K. (1944). *Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York.*
- Terzaghi, K. & Peck, B.P. (1961). *Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer-Verlag, Berlin.*
- Vermeer, P.A. & Bayreuther, C. (1997). Zur Prognose von Setzungen hinter Verbauwänden. *Tagungsband TAE-Kolloquium "Bauen in Boden und Fels" 16-17 Dezember. Technische Akademie Esslingen, Ostfildern.*
- Weißbach, A. (1977). *Baugruben Teil III: Berechnungsverfahren. Ernst & Sohn, Berlin.*

Baugruben in weichen Böden: Ausführung

Dr. Manfred Stocker

BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH, Schrobenhausen

Weiche Böden sind bodenmechanisch genauestens durch Kornverteilung, Plastizität, Wassergehalt, Konsistenz und Scherfestigkeit definiert. Jedoch sollte der planende und ausführende Ingenieur vor allem auch die Definition für den Bohrmeister vor Augen haben: "Weiche Böden quetschen sich beim Zusammendrücken zwischen den Fingern hindurch." Nur so bekommt er den nötigen Respekt bei der Planung und Ausführung.

Zu den weichen Böden zählen mehrere Arten, wie z. B. die Kleiböden in Norddeutschland, Torfe und Faulschlämme, Quicktone in Skandinavien und auch die Seetone im Voralpengebiet, d. h. in Süddeutschland und Österreich.

Der folgende Vortrag befaßt sich mit den genannten Seetonen und den Erfahrungen, die bei der Herstellung von Baugruben in diesen Böden gemacht worden sind. In Bild 1 sind typische Vorkommen der Voralpen-Seetone dargestellt.

Bodenmechanisch handelt es sich bei den Seetonen um spät- und nacheiszeitliche Seeablagerungen, die je nach periodischer oder jahreszeitlicher Ablagerung meist gebändert und geschichtet vorkommen. Die bodenmechanischen Kennwerte sind in der Kornverteilungskurve (Bild 2) und in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Was haben diese Böden für besondere Merkmale im Hinblick auf die Ausführung von Baugruben?

REGION	PLASTI- ZITÄT	WASSER- GEHALT	KONSI- STENZ	$T_{F \max}$	$T_{F \text{ rest}}$	C_u	$C_{u \text{ rest}}$
	I_p [%]	[%]	I_c	[kN/m ²]		[kN/m ²]	
Starnberg	5 - 15	20 - 30	0,10 - 0,40	30 - 80	10 - 20	10 - 60	12,5
Rosenheim	8 - 20	25 - 40	0 - 0,40	10 - 60		40 - 60	12,5
Konstanz	5 - 20	25 - 40	0,15 - 0,30	18 - 25		15 - 30	
Bregenz	26 - 36	38 - 50	0,35 - 0,55			4 - 10	
Seekirchen/ Salzburg		55		10 - 22	4 - 6	11 - 22	4 - 7

Tab. 1: Kennwerte Seeton

- Die Seetone sind sehr verformungsfreudig und strukturempfindlich.
 - Sie neigen, wenn man Ihnen die Stützung wegnimmt, zum honigartigen Fließen. Dadurch wurden schon Risse in Gebäuden bis in 80 m Entfernung von der Baugrube festgestellt.
- Prof. Ralph Peck berichtet bereits auf sehr anschauliche Weise in seinem Buch "Foundation Engineering" (John Wiley and Sons Inc., New York, 1966) über das Kriechen bzw. Fließen von weichem Ton durch seitliche Auflast (Bild 3).
- Selbst verankerte Bodenschichten, in denen die Anker die volle Vorspannkraft besitzen, können sich durch großräumige Blockverschiebungen bewegen (Bild 4).
 - Seetone neigen bei Beanspruchung durch einige bautechnische Verfahren zur Verflüssigung:
 - * Durch das Einrammen oder Einrütteln von Spundwänden oder auch durch das Eindrehen von Bohrrohren mittels des "Schockierverfahrens" kann die Struktur des Seetons so verändert werden, daß seine bodenmechanischen Eigenschaften stark verschlechtert und der Boden sogar "verflüssigt" werden kann. Zu empfehlen ist in diesen Fällen die Benützung einer Spundwandpresse bzw. das Einbringen von Bohrrohren mittels des Drehbohrverfahrens ohne Schockieren.
 - * Der Seeton ist sehr empfindlich bei geringstem Bodenentzug, da er sofort zum Fließen neigt. Deshalb sind manche Verfahren (wie z. B. Bohren mit durchgehender Bohrschnecke (SOB-Verfahren) in Seetonen mit darunter liegenden harten Bodenschichten) mit Vorsicht zu verwenden.

- Vorsicht ist auch geboten bei der Herstellung von tiefen Pfahl- oder Schlitzwänden, da bei nicht ausreichender Stützung sich die Bohrung infolge des Seitendruckes im Durchmesser verkleinert und damit die Gefahr des Einklemmens von Bohrrohren, Greifer oder Fräse bei Schlitzwänden gegeben ist.

Bei Baugruben im Seeton sollte mit größter Vorsicht und Sicherheit sowohl bei der Planung als auch der Ausführung vorgegangen werden. Die Verschiebungen und Verformungen sind heute rechnerisch noch sehr schwer erfaßbar. Aus diesem Grunde sollten in jedem Fall bereits bei Beginn der Arbeiten Verformungsmessungen in den kritischen Schnitten vorgenommen werden. Geodätische Messungen allein sind nur bedingt brauchbar. Inklinometermessungen bis in ausreichende Tiefen unterhalb der Baugrubenwände sind in jedem Fall zu empfehlen.

Welche Möglichkeiten der Herstellung von Baugruben in Seetonen gibt es?

- Als Baugrubenwände haben sich bewährt: Bohrpfahlwände, Spundwände, Schlitzwände und in Schlitzwände eingestellte Spundwände (Bild 5).
- Problematisch wird es bereits bei der Verankerung. Diese führt alleine nicht immer zum gewünschten Ziel, da sich zu große Verformungen einstellen.
- Relativ sicher in bezug auf Verformungen ist die Deckelbauweise, bei der man von oben nach unten jeweils die Keller- bzw. Zwischendecke als Baugrubenaussteifung einzieht und den Aushub im jeweiligen Zwischengeschoß vornimmt. Der Aushub im Seeton ist natürlich wegen der beengten Verhältnisse schwierig und aufwendig.
- Bewährt hat sich auch die Bermenmethode (Bild 6). Hierbei wird nach Einbau einer ersten Ankerlage ein Aushub in der Mitte der Baugrube vorgenommen und dort eine zentrale Betonplatte betoniert. Von dieser Platte aus werden in ausgehobenen "Gräben" Sohlbetonstreifen bis zur Wand ausgeführt. Damit erhält man die untere Absteifung. Diese Streifenlösung wird sukzessive vergrößert, bis die vollständige untere Aussteifungsplatte hergestellt ist.
- Eine Abwandlung der vorherigen Lösung besteht darin, daß vom mittleren Aushub aus gleich der Betonkern des zukünftigen Gebäudes hochgezogen wird und dieser für seitliche Stahlabsteifungen als Stütze dient (Bild 7).
- Seit einigen Jahren wird die untere Aussteifung der Baugrube auch als Injektionssohle, hergestellt im Hochdruckinjektionsverfahren, mit gutem Erfolg ausgeführt (Bild 8). Diese Platte dient als Baugrubensohle und hat den Vorteil, daß bei der Ausführung des Hochbaues keine störenden Zwischensteifen vorhanden sind.

Mit den oben genannten Verfahren konnten im Seeton Baugruben ohne nennenswerte Beschädigung der Nachbarbebauungen ausgeführt werden.

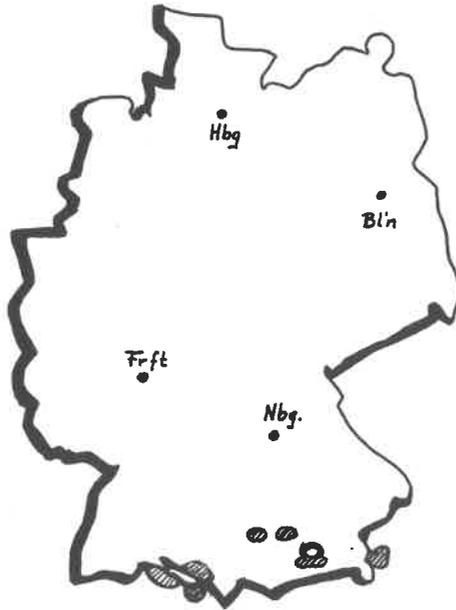


Bild 1: Seetongebiete im Vorarlpenland

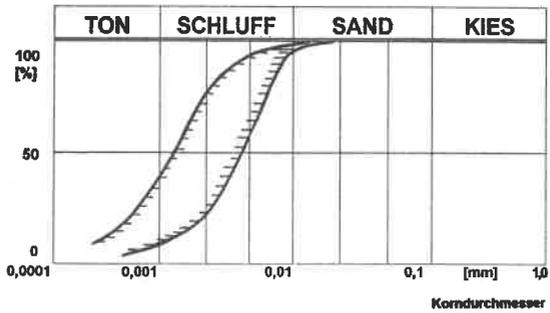


Bild 2: Kornverteilung Seeton

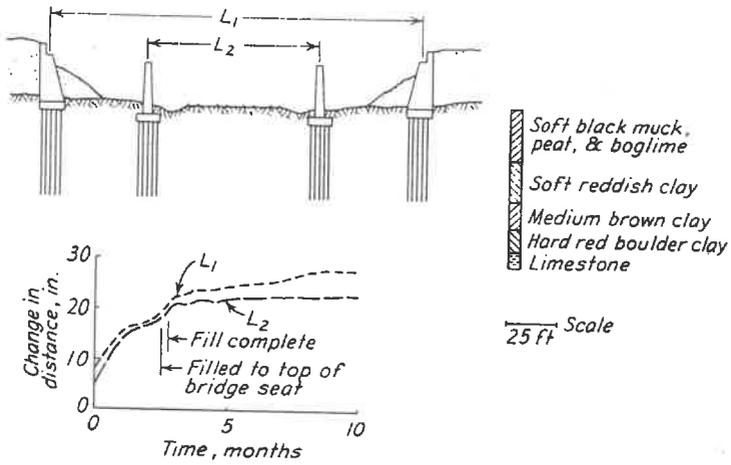


Bild 3: Example of progressive movement of bridge piers due to lateral forces caused by weight of backfill

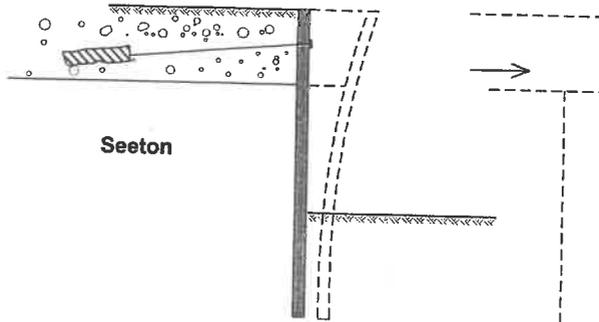


Bild 4: Baugrubens- und Geländeformverformung durch großräumige Blockverschiebung

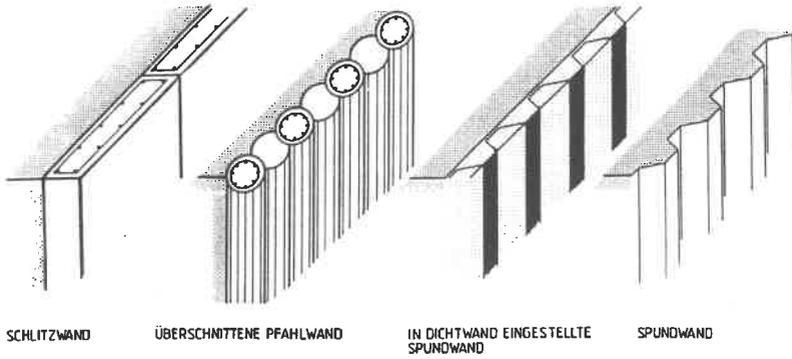


Bild 5: Wandsysteme für "dichte" Baugruben

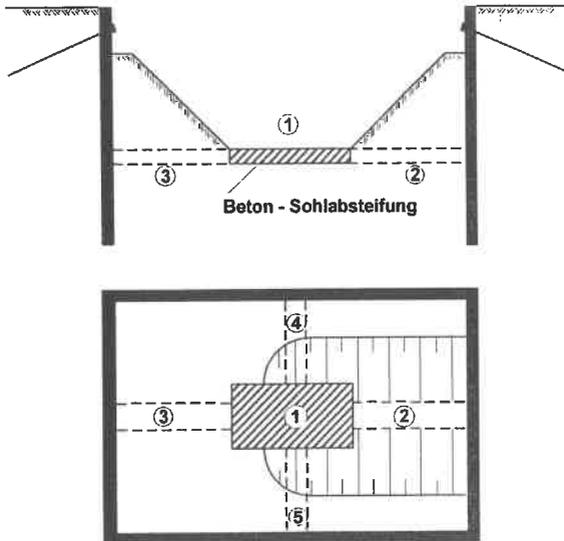


Bild 6: Baugruben-Absteifung durch Anker und schrittweises Betonieren der Beton-Schlabsteifung

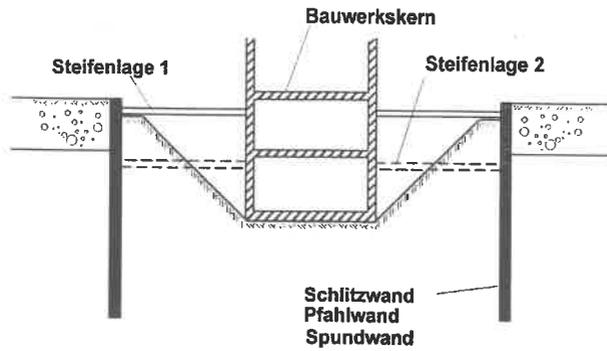


Bild 7: Baugruben-Abstützung durch Herstellung eines Zentralkernes und anschließende Stahlaussteifung

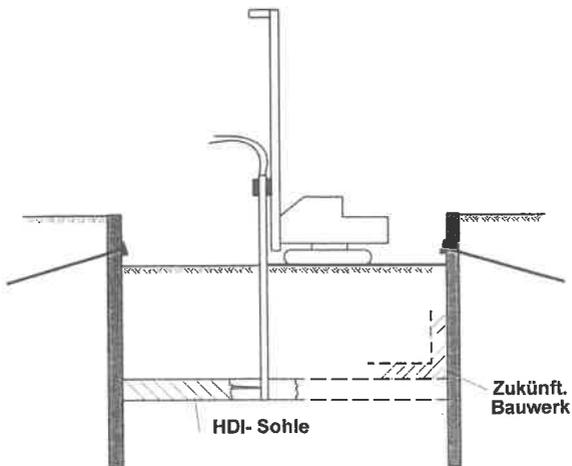


Bild 8: Baugruben-Absteifung durch Anker bzw. Steifen und Injektions-Sohle

Besondere erdstatische Gesichtspunkte bei der Ausführungsplanung von Verbauwänden in weichen Böden

P. Gollub

BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH, Schrobenhausen

Bei der Ausführungsplanung von Verbauwänden in weichen Böden ergeben sich einige Gesichtspunkte, die zu anders gearteten Abstützungen im Vergleich zu Baugruben in tragfähigen Böden führen. Bedingt durch die geringe Scherfestigkeit der weichen Böden ergibt sich nach [1] auch bei erhöhter Einbindung der Verbauwände unter die Baugrubensohle, daß der Grenzwert des Erdwiderstandes in gleicher Größenordnung oder sogar unter dem aktiven Erddruck im Bereich der Wandunterkante liegt. Wenn dann der Grenzwert des Erdwiderstandes durch angemessen erhöhte Sicherheitsbeiwerte geteilt wird, dann ergibt sich – wie in Bild 1 dargestellt – daß im Bereich der Wandeinbindung im weichen Boden der erdstatisch ausnutzbare Erdwiderstand wesentlich geringer sein kann als der treibende aktive Erddruck. Für die Abstützung der Verbauwand ist damit im Vergleich zu einer Baugrube in einem tragfähigen Boden natürlich eine völlig andere Situation gegeben.

Eine besondere Situation bei der Ermittlung des Erdwiderstandes kann im weichen Boden auch dann gegeben sein, wenn zwischen Baugrubensohle und der Oberkante des weichen Bodens noch eine Schicht geringerer Mächtigkeit mit guter Tragfähigkeit verbleibt. So sind die Seetone in Süddeutschland häufig von Schotter-schichten überlagert. Nicht unüblich sind Situationen, in denen unter der Baugrubensohle noch eine Schicht von 1 bis 2 m Kies ansteht.

Nach Bild 2 würde beim Erdwiderstandsansatz mit hohem Wandreibungswinkel der Bruchkörper des Erdwiderstandes dann zum Teil in dem weichen Boden zu liegen kommen. An der Schichtgrenze innerhalb des Bruchkörpers zwischen tragfähigem und weichem Boden liegt natürlich eine erhebliche Verminderung der Abtragung der Horizontalkräfte aus dem Fußauflager in die tieferen Bodenschichten vor. Sofern keine genaueren Untersuchungen zu dem möglichen Erdwiderstand, z. B. mit Zweikörpermechanismen durchgeführt werden, muß man vereinfachend auf der sicheren Seite den Wandreibungswinkel zu Null setzen.

Bei den Verbauwänden im weichen Boden liegt also konstruktiv die Aufgabenstellung vor, im wesentlichen ohne oder nur mit geringer Abstützung der Verbauwand durch

ein Fußauflager unter der Baugrubensohle auszukommen. Hierzu gibt es nach Bild 3 die Möglichkeit einer Aussteifung der Baugrubensohle mit zumindest zwei Steifenlagen. Wenn die unterste Steifenlage mit ausreichendem Abstand über der Sohlplatte vorgesehen wird, ergeben sich zwei Konsequenzen. Zum einen ergibt sich durch die schwache Abstützung des Verbaufußes im Baugrund im wesentlichen ein Kragarm um die Steifenlage bis zur Wandunterkante. Hieraus resultieren im Einzelfall sehr hohe Biegemomente in der Verbauwand. Zum anderen ergibt sich je nach Spannweitenverhältnis die Möglichkeit, daß im Zuge des Endaushubes die obere Steife entlastet wird, und die Verbauwand entweder als Waagebalken trägt oder die obere Steifenlage konstruktiv sowohl druck- als auch zugfest auszubilden ist.

Günstiger ist die Beanspruchung der Verbauwände bei Aussteifung der Wand durch eine Sohlsteife. Dies wird in der Regel ein abschnittsweise eingebrachter Unterbeton sein und kann in besonderen Ausnahmefällen auch mit einer HDI-Sohle bewerkstelligt werden. Beim abschnittweisen Einbau einer Unterbetonsohle benötigt man eine angemessene Einbindung der Verbauwand unter die Baugrubensohle, um den abschnittweisen Einbauvorgang der Sohle abzusichern.

Bei einer HDI-Sohle ist konstruktiv nur ein geringer Überstand der Verbauwand unter die HDI-Sohle notwendig, jedoch können Verlängerungen der Verbauwände aus Gründen der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle sinnvoll sein. Bedingt durch die tiefe Abstützung der Wand durch Wahl einer Sohlsteife ergibt sich eine vorteilhafte Biegebeanspruchung der Verbauwand. Eine Änderung der Krafrichtung in der oberen Abstützung ist nicht zu erwarten.

Sofern über dem weichen Boden ausreichend mächtige, tragfähige Schichten anstehen, kann die obere Abstützung der Baugrubenwand durch eine Ankerung in dieser auf dem weichen Boden aufliegenden Schicht erfolgen. Bei Verbauwänden, bei denen der Verbaufuß gegen eine dünne, auf dem weichen Boden auflagernde tragfähige Schicht abgestützt ist, ergibt sich nach Bild 5 die Notwendigkeit, das Abgleiten des geankerten Blocks auf der weichen Schicht zu untersuchen. Hierbei ist zu prüfen, ob der geankerte Block, angetrieben durch den aktiven Erddruck und eventuell Wasserdruck, mit ausreichender Sicherheit gegen Gleiten gehalten wird durch die Scherfestigkeit des weichen Bodens auf der Sohle des geankerten Blockes und den wie oben beschriebenen vorsichtigen Ansatz des Erdwiderstandes im Bereich des Fußauflagers.

Bei Ankerungen im Zusammenhang mit einer Sohlsteife sind nach Bild 6 die Verhältnisse günstiger. Wenn der tragfähige Baugrund sich, wie in Bild 6 a) angegeben, bis zur Aussteifungssohle hinab erstreckt, ist eine sehr steife Abstützung des geankerten Blockes gegeben. Hierbei ergeben sich keine besonderen Gesichtspunkte bei Wahl der Ankerlänge im Vergleich zu Baugruben in tragfähigen Böden. Jedoch wenn nach Bild b) die Schichtgrenze zwischen tragfähigem und weichem Boden deutlich über der Baugrubensohle liegt, ergibt sich wiederum die Gefahr, daß der geankerte Block auf dem weichen Boden abgleitet. In diesem Fall muß dann wiederum das Abgleiten des geankerten Blocks auf dem weichen Boden in Betracht gezogen werden.

Literatur

- [1] Kempfert, H.G.; Stadel, M.: Berechnungsgrundlagen für Baugruben in normal konsolidierten weichen, bindigen Böden. Bauingenieur 72 (1997) 207 - 213.

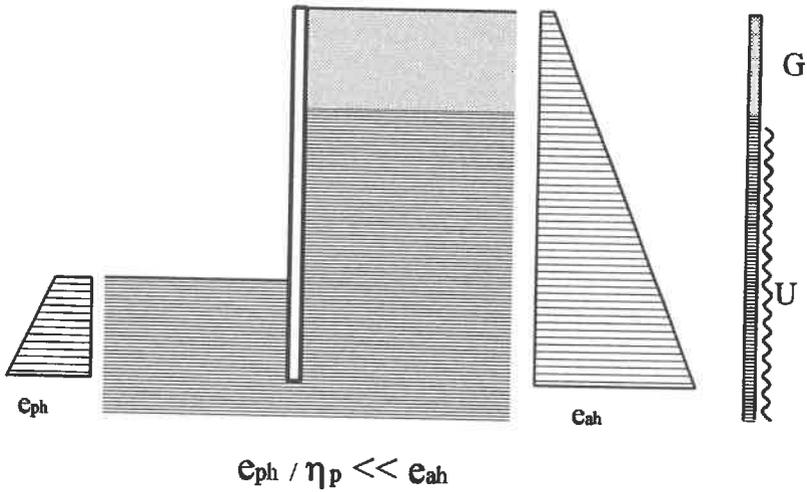


Bild 1: Erddruck und Erdwiderstand im weichen Boden

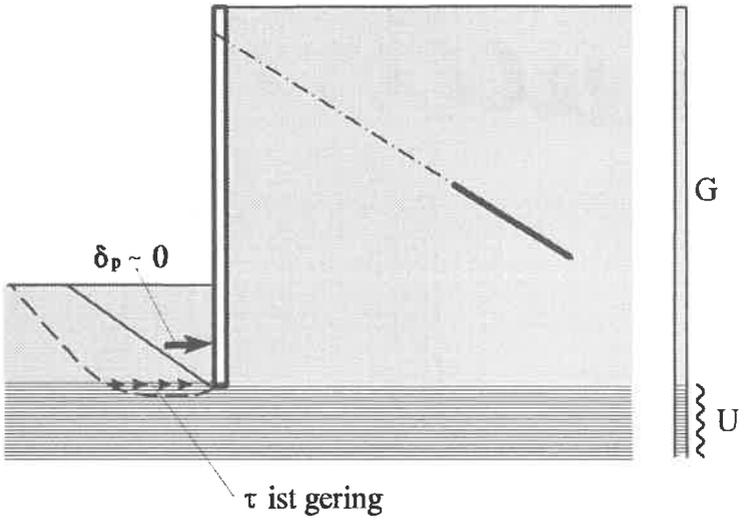


Bild 2: Erdwiderstand bei einer auf weichem Boden aufliegenden Kiesschicht geringer Mächtigkeit

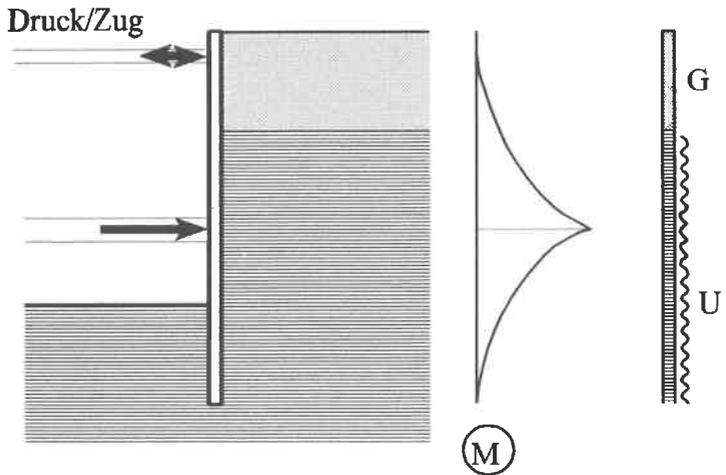


Bild 3: Wandabstützung mit Steifen

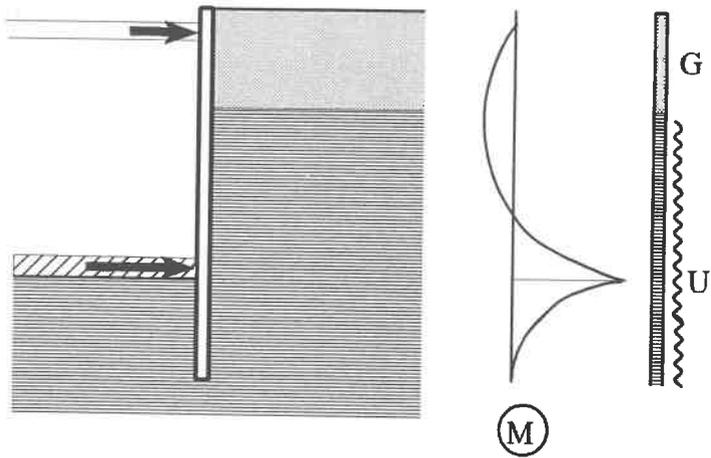


Bild 4: Wandabstützung mit einer Sohlsteife

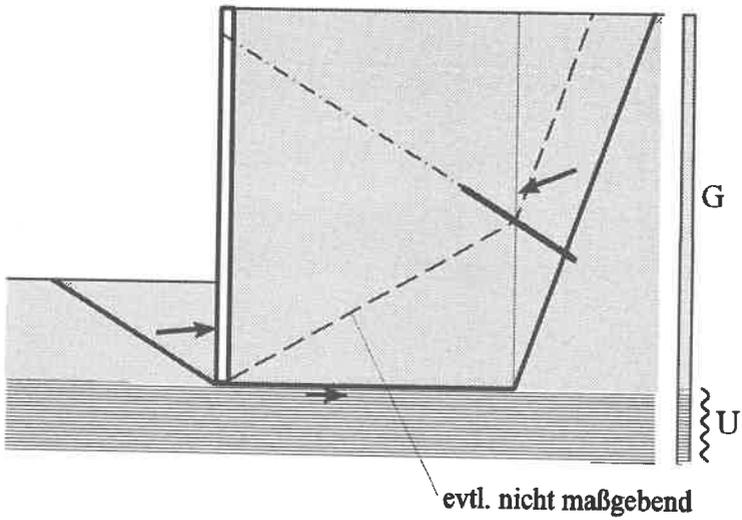
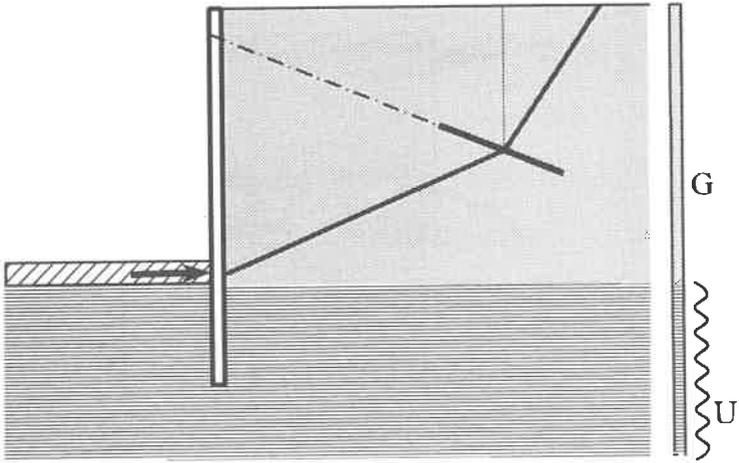
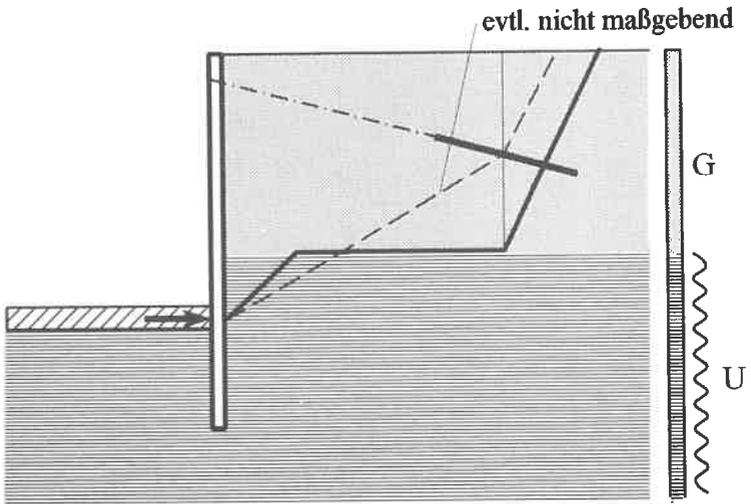


Bild 5: Ankerung bei Abstützung gegen eine dünne Kiesschicht



a. tragfähiger Boden bis Baugrubensohle



b. tragfähiger Boden über Baugrubensohle

Bild 6: Ankerung bei einer Wand mit einer Schlsteife

Workshop

Baugruben in Lockergestein

Bodenmechanische Einspannung von Baugrubenwänden

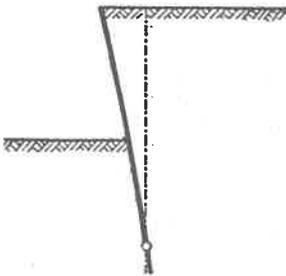
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Anton Weißenbach

D-Norderstedt bei Hamburg

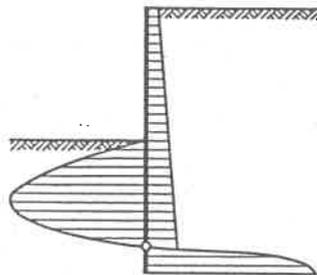
Bei der Berechnung von Baugrubenwänden nutzen wir in der Regel die Stützwirkung des Bodens unterhalb der Baugrubensohle, entweder in Form der freien Auflagerung oder in Form der bodenmechanischen Einspannung. Für die Herstellung ist die freie Auflagerung günstiger, für die Bemessung wird die bodenmechanische Einspannung bevorzugt, weil sie die Biegemomente, Auflagerkräfte und Verformungen verringert. Im folgenden wird die bodenmechanische Einspannung behandelt.

1 Entstehung der bodenmechanischen Einspannung bei elastischen Wänden

1.1 Einspannung bei einer nicht gestützten Wand

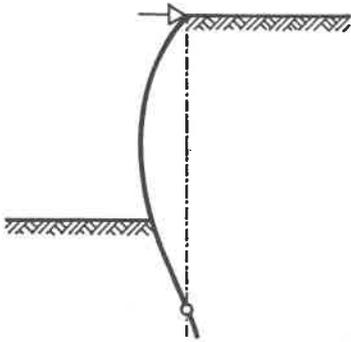


a) Verformungen und Bewegungen

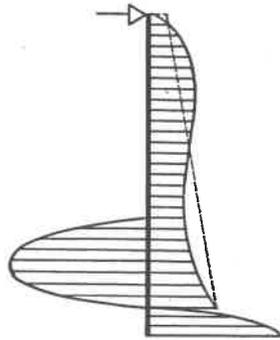


b) Erddruck und Erdwiderstand

1.2 Einspannung bei einer am Kopf gestützten Wand

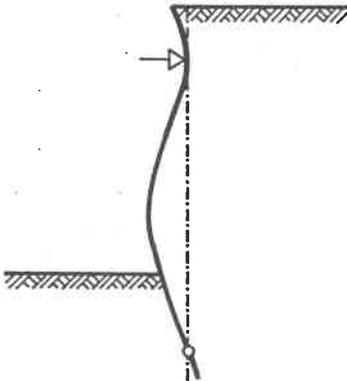


a) Verformungen und Bewegungen

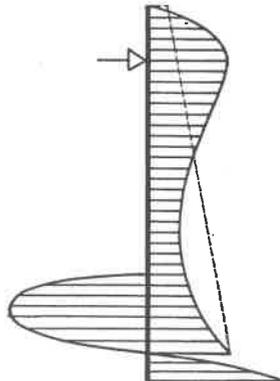


b) Erddruck und Erdwiderstand

1.3 Einspannung bei einer einmal gestützten Wand mit Kragarm



a) Verformungen und Bewegungen

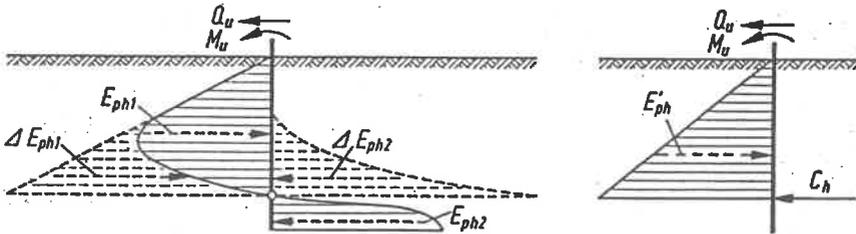


b) Erddruck und Erdwiderstand

Das Lastbild für die Einspannung gilt sinngemäß auch für mehrfach gestützte Wände.

2 Ansatz der Einspannwirkung nach Blum

2.1 Lastbild



a) Beidseitige Ergänzung des Erdwiderstandes b) Lastfigur nach Blum

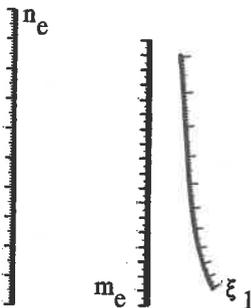
Einbindetiefenzuschlag im Mittel $\Delta t_1 = 0,20 \cdot t_1$

$\eta = 1,5$ bei der Ermittlung der Einbindetiefe

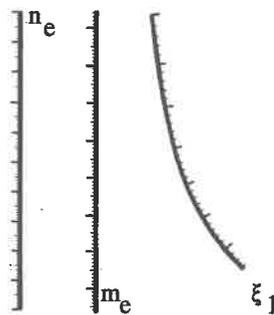
$\eta = 1,2$ bei der Ermittlung der Schnittgrößen

2.2 Ermittlung der Einbindetiefe mit Nomogrammverfahren

Zwar liegt bei der nicht gestützten Wand ein statisch bestimmtes System vor, das mit den Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ eindeutig bestimmt werden kann, es ergibt sich jedoch eine Gleichung 3. Grades.

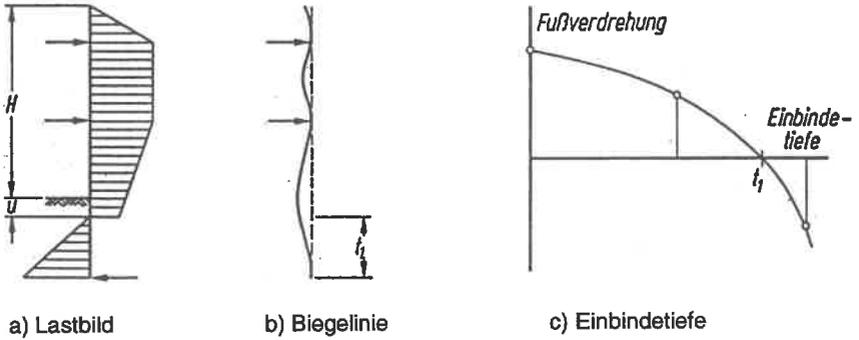


a) Nicht gestützte Wand
(Geneigte Endtangente)



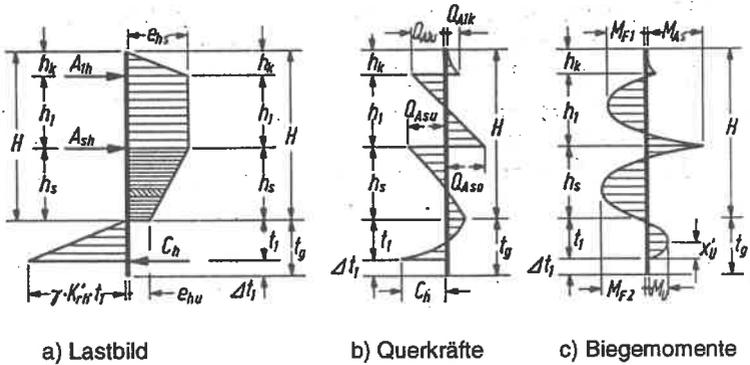
b) Gestützte Wand
(Senkrechte Endtangente)

2.3 Ermittlung der Einbindetiefe durch Iteration



2.4 Ermittlung der Schnittgrößen

Sobald die Einbindetiefe bekannt ist, erhält man ein statisch bestimmtes System bei der nicht gestützten Wand, einen normalen Durchlaufträger bei der gestützten Wand. Die Schnittgrößen und Verformungen ergeben sich mit den bekannten Verfahren.



2.5 Kritik

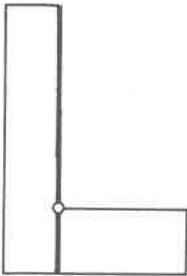
Die Endtangente ist auch bei gestützten Wänden nicht senkrecht. Die Einspannungswirkung wird überschätzt. Dies ist hinnehmbar, da in der Regel nicht genutzte Reserven vorhanden sind, siehe Abschnitt 5.

3 Ansatz der Einspannungswirkung mit dem Bettungsmodulverfahren

3.1 Lastbild

Die Bodenreaktionen werden durch Federn ersetzt: $\sigma = k_s \cdot s$.

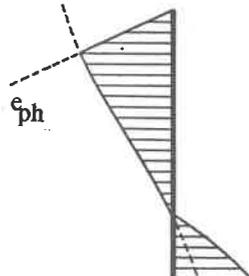
Bei nichtbindigen Böden kann der Bettungswiderstand nicht größer sein als der Grenzwert $e_{ph} = \gamma \cdot K_{ph} \cdot z$ des Erdwiderstandes.



a) Bettungsmodul



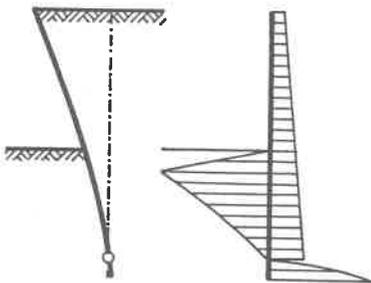
b) Verschiebungen



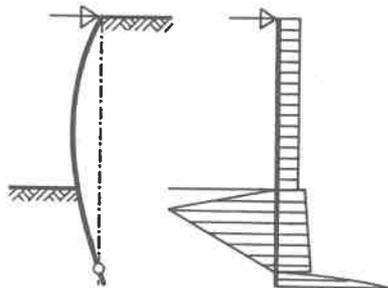
c) Bettungswiderstand

Unterhalb des Drehpunktes kann wegen der größeren Auflast ein größerer Bettungsmodul angesetzt werden.

3.2 Ermittlung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen



a) Nicht gestützte Wand



b) Gestützte Wand

Die Einbindetiefe sowie die Schnittgrößen und die Verformungen ergeben sich mit Hilfe der EDV aus einem Iterationsverfahren.

3.3 Wahl des Bettungsmoduls

Der oft verwendete Bettungsmodul $k_s = 60 \text{ MN/m}^3$ ist schon für senkrechte Belastung ungewöhnlich groß:

$$s = \frac{\sigma}{K_s} = \frac{300 \text{ kN/m}^2}{60 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^3} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m} \hat{=} 5 \text{ mm}$$

- 300 kN/m² = 300 : 25,0 = 12 m Stahlbeton, z.B. Mole
- 300 : 15,0 = 20 m Sand, z.B. Fangedamm
- 300 : 5,0 = 60 m Umbauter Raum, z.B. Hochhaus

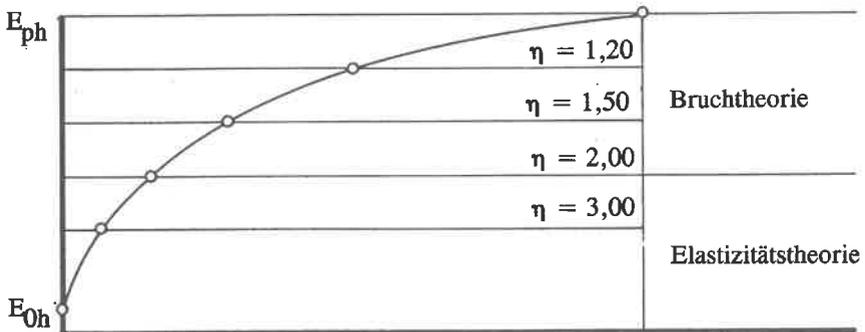
$k_s = 60 \text{ MN/m}^3$ ist für waagerechte Belastung unrealistisch groß. Angemessene Werte:

	Lagerungsdichte		
	locker	mitteldicht	dicht
Über Wasser	1,5 MN/m ³	4,0 MN/m ³	10,0 MN/m ³
Unter Wasser	1,0 MN/m ³	2,5 MN/m ³	6,0 MN/m ³

3.4 Kritik

Die Anwendung des Bettungsmodulverfahrens ist zumindest formal anfechtbar, wenn der Erdwiderstand zu mehr als 50 % ausgenutzt wird.

Durch die Überlagerung des aktiven Erddruckes mit dem nutzbaren Erdwiderstand und anschließendem Ansatz von Bettungswiderstand bzw. durch den Ansatz eines unrealistisch großen Bettungsmoduls werden die Bodenreaktionen oft überschätzt.



Anwendungsbereich der Elastizitätstheorie

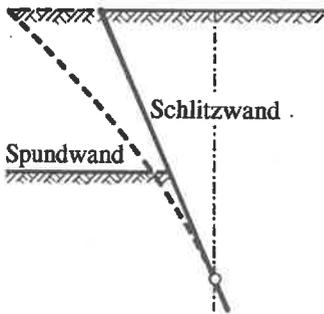
E_{0v} = Erdrudruck nach Aushubentlastung

Sofern sich bei einer Berechnung mit Bettungsmodulverfahren kleinere Abmessun-

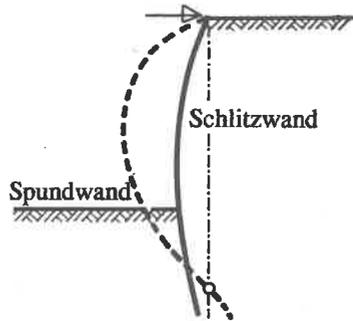
gen ergeben als nach dem Verfahren von Blum, ist der Bettungsmodul zu groß angenommen worden oder es liegt ein anderer Fehler vor.

4 Einfluß der Steifigkeit auf die Einspannwirkung

4.1 Vergleich der Verformungen



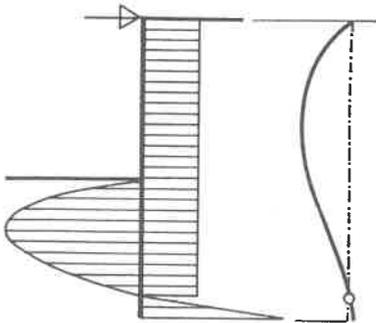
a) Nicht gestützte Wände



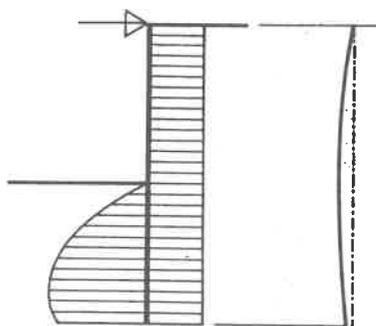
b) Gestützte Wände

4.2 Berechnungsbeispiel für eine einmal gestützte Wand

$H = 8,00 \text{ m}$; $t = 7,00 \text{ m}$; $e_{ahm} = 25 \text{ kN/m}^2$; $k_s = 5 \text{ MN/m}^3$



a) Spundwand
Profil Hoesch 116, StSpS
 $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$
 $I = 0,00015 \text{ m}^4$



b) Schlitzwand
 $d = 0,60 \text{ m}$
 $E_B = 3,0 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^2$
 $I = 0,018 \text{ m}^4$

4.3 Mehrfach gestützte Wände

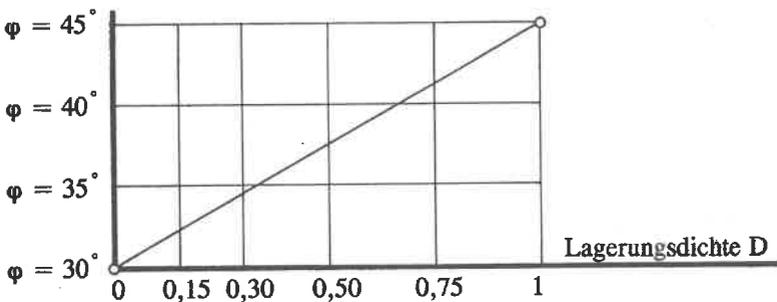
Bei einmal gestützten Wänden mit verhältnismäßig großem Kragarm und bei mehrmals gestützten Wänden kommt eine Einspannwirkung nur bei sehr geringer Steifigkeit zustande.

5 Ausnutzbare Reserven

5.1 Bodenwichte

Wichte von Sandboden in der Regel $\gamma = 16,0$ bis $17,5 \text{ kN/m}^3$,
Wichte in Bodengutachten sehr oft $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$.

5.2 Reibungswinkel



Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte

5.3 Kapillarkohäsion

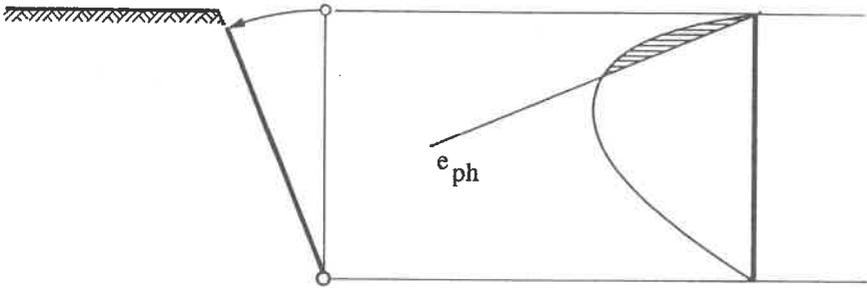
$c_K = 2,5 \text{ kN/m}^2$ bei Mittelsand

$c_K = 5,0 \text{ kN/m}^2$ bei Feinsand

Der Boden trocknet in der Regel nicht aus; der Fall einer möglichen Überflutung wird als Lastfall LF 2 oder LF 3 behandelt.

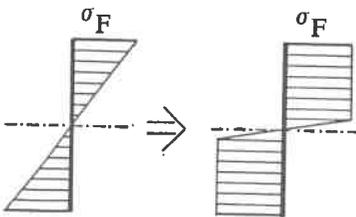
5.4 Verteilung des Erdwiderstandes

Modellversuche zeigen folgendes Bild:

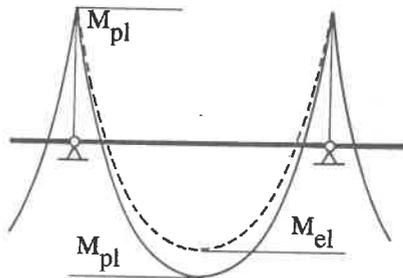


5.5 Anwendung des Traglastverfahrens

Bei statisch bestimmten Systemen: Plastizierung des Querschnittes. Bei statisch unbestimmten Systemen: zusätzlich Momentenausgleich infolge von Fließgelenken.



a) Plastizierung



b) Momentenausgleich

Einfluß des Porenwasserunterdrucks auf die Standsicherheit von Böschungen im Ton

– Erfahrungen aus der meßtechnischen Überwachung –

Otfried Beilke / Ernő Biczók¹

Im Zuge des Aushubs von tiefen Baugruben in hochvorbelasteten Tonen treten infolge der Aushubentlastung Porenwasserunterdrücke auf. Für Standsicherheitsuntersuchungen an einer 30 m tiefen Grube wurden diese Porenwasserunterdrücke als zusätzlich haltende Komponente berücksichtigt. Im Zuge der Bauausführung erfolgt ein Vergleich der Prognosen über die Größe und den zeitlichen Abbau der Unterdrücke mit den gemessenen Werten. Es zeigt sich, daß der Ansatz der Unterdrücke als haltende Komponente grundsätzlich zulässig ist. Der Abbau der Porenwasserunterdrücke über die Zeit erfolgt jedoch wesentlich schneller, als anhand bislang vorliegender Erkenntnisse anzunehmen war.

Einführung

Bei der geböschten Grube "Polder Ost", einer Deponie in Niedersachsen, sind im Zuge der Bauausführung zeitlich verzögerte Böschungsbrüche aufgetreten. Die Ursachen für das zeitliche Versagen waren zu klären und auf dieser Basis Standsicherheitsuntersuchungen für die neue Grube "Polder West" durchzuführen.

Hierbei sind im wesentlichen die Phänomene

- veränderliche Festigkeit des Tones und
- Porenwasserunterdrücke infolge Aushubentlastung

zu berücksichtigen.

Die Entfestigung des Tones bewirkt einerseits eine Abnahme der effektiven Scherparameter, andererseits ist die Restscherfestigkeit τ_r deutlich kleiner als die Scherfestigkeit im Bruchzustand τ_f und auch noch deutlich kleiner als die Festigkeit im völlig entfestigten Zustand (MORGENSTERN 1990, BICZOK et al. 1996).

¹ Dr.-Ing. O. Beilke und Dr.-Ing. E. Biczók,
Geologie Technologie Umweltschutz GmbH, Sahlkamp 149, 30179 Hannover

Dies führt bei der Standsicherheit von Böschungen zu progressiven Versagensmechanismen.

Im folgenden wird auf neuere Erkenntnisse zur Größe des Porenwasserunterdrucks und zum zeitlichen Verlauf des Porenwasserunterdrucks eingegangen.

Zum Porenwasserunterdruck

Die Modellvorstellung zur Porenwasserdruckänderung infolge Aushubentlastung ist in Bild 1 dargestellt.

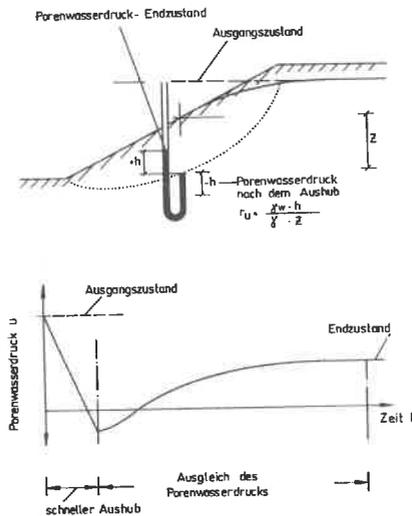


Bild 1 Porenwasserdruckänderungen durch Aushubentlastung nach BISHOP und BJERRUM (1960)

Bei schnellem Aushub verringert sich der ursprünglich vorhandene hydrostatische Porenwasserdruck und nimmt negative Werte an (Porenwasserunterdruck). Durch Wasseraufnahme wird der *Porenwasserunterdruck* mit der Zeit abgebaut und es stellt sich langfristig ein konstanter Wert ein.

Zur Beschreibung dieses Verhaltens (SKEMPTON 1977) wird das Druckverhältnis r_u eingeführt (Gleichung 1).

$$r_u = \frac{\gamma_w \cdot h}{\gamma \cdot z} \quad (\text{Gleichung 1})$$

- mit: γ_w = Wichte des Wassers
 h = Druckhöhe
 γ = Wichte des Bodens
 z = Abstand zur Böschungsoberfläche

Die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Druckverhältnisses $r_u = f(t)$ wurde von SKEMPTON (1977) auf der Grundlage verschiedener Schadensfälle und Porenwasserdruckmessungen vorgenommen (Bild 2).

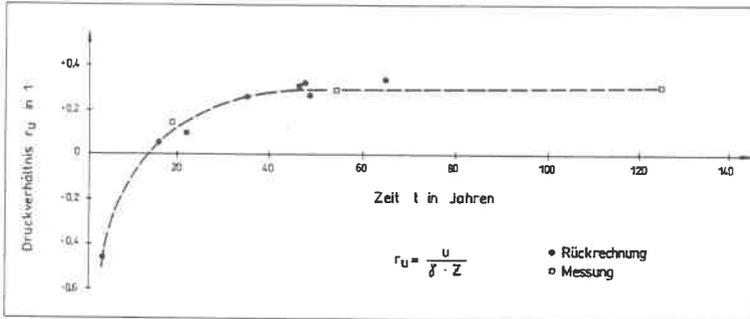


Bild 2 Druckverhältnis als Funktion der Zeit für "Brown London Clay" (SKEMPTON 1977)

Danach sind für Gruben mit Tiefen größer 6 m nach dem Aushub *Druckverhältnisse* von $r_u \leq -0,4$ möglich. Im Gleichgewichtszustand sind Werte $r_u = 0,25$ bis $0,35$ zu erwarten. In guter Näherung kann im Endzustand $r_u = 0,3$ angenommen werden. Der Anstieg von $r_u = -0,4$ auf null ist innerhalb von rd. 10 Jahren zu erwarten und zum vollständigen Ausgleich sind mehrere Jahrzehnte erforderlich.

Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse wurden in den Standsicherheitsuntersuchungen für den Polder West

- für $t = 0$ ein *Druckverhältnis* von $r_u = -0,3$,
- für $t = 7$ Jahre ein *Druckverhältnis* von $r_u = -0,1$,
- für $t = 10$ Jahre ein *Druckverhältnis* von $r_u = -0,04$ und
- für $t = 14$ Jahre ein *Druckverhältnis* von $r_u = +0,04$

angenommen. Für die Block-Gleit-Mechanismen wurden Sicherheitsbeiwerte $\eta \geq 1,3$ gefordert und damit die standsicheren Böschungsneigungen ermittelt.

Meßtechnische Überwachung

Die Entwicklung der Porenwasserdrücke und die Verformungen (Progressives Versagen) beeinflussen die Standsicherheit maßgeblich. Im Rahmen des Sicherheitskonzeptes werden dementsprechend die Porenwasserdrücke und die Verformungen meßtechnisch überwacht. Anhand der Meßergebnisse werden außerdem die Prognosen zur zeitabhängigen Standsicherheit laufend angepaßt.

Die Tiefenlagen der einzelnen Porenwasserdruckgeber sind in Tabelle 1 enthalten. Die detaillierte Anordnung der Meßeinrichtungen ist in BICZOK und BEILKE (1996) dargestellt.

Böschung	Meßstelle		
	Punkt 1	Punkt2	Punkt 3
West	- 29,0 m unter GOK	- 24,0 m unter GOK	- 13,2 m unter GOK
Süd	- 29,3 m unter GOK	- 17,45 m unter GOK	- 11,0 m unter GOK

Tab. 1 Tiefenlagen der Porenwasserdruckgeber bezogen auf die Geländeoberkante

Die Porenwasserdruckgeber wurden vor Beginn der Aushubarbeiten installiert, so daß die Porenwasserdruckentwicklung vollständig erfasst werden konnte.

Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen

In Bild 3 sind die Ergebnisse der Messungen im Zuge der Aushubarbeiten für die Punkte 1 und 2 der Südböschung (SP 1 und SP 2) sowie den Punkt 3 der Westböschung (WP 3) dargestellt.

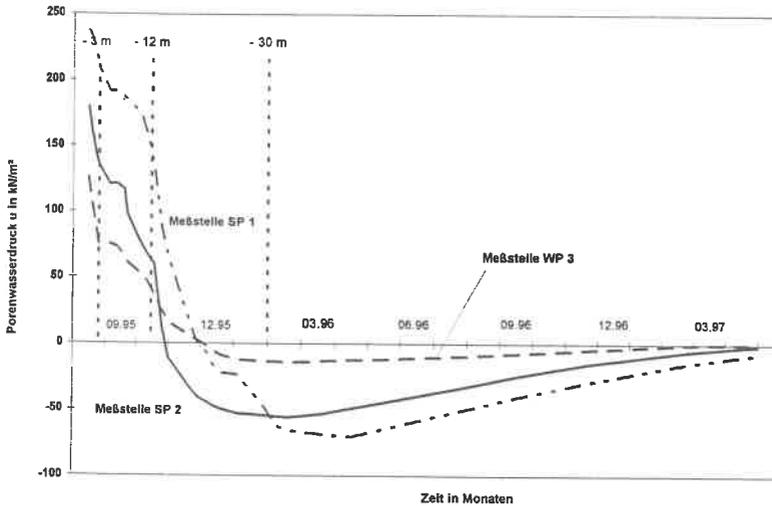


Bild 3 Abnahme des Porenwasserdrucks im Zuge der Aushubarbeiten

In der **ersten Phase** nimmt der Porenwasserdruck mit der Aushubentlastung ab. Die Porenwasserdruckabnahme ist im wesentlichen auf die Abnahme des Überlagerungsdrucks $\gamma \cdot h$ zurückzuführen.

Hochvorbelastete Böden weisen eine hohe Verspannung in horizontaler Richtung auf. Solange kein Bodenaushub seitlich des Porenwasserdruckgebers erfolgt, ist keine Reduzierung der horizontalen Verspannung und eine damit verbundene zusätzliche Abnahme des Porenwasserdrucks u festzustellen.

In der **zweiten Phase** hat der Aushub die Höhenlage des Porenwasserdruckgebers erreicht. Die horizontale Verspannung des Bodens wird deutlich reduziert und in Folge dieser "Entspannung" ergibt sich eine weitere Abnahme des Porenwasserdrucks. Der Porenwasserdruck wird soweit reduziert, daß Porenwasserunterdrücke auftreten. Als Maximalwert wurde für die Meßstelle SP 2 ein Porenwasserunterdruck von $u \approx -50 \text{ kN/m}^2$ erreicht.

Zur Interpretation der bodenmechanischen Vorgänge ist in Bild 4 das *Druckverhältnis* abhängig von der Zeit bzw. des Aushubzustandes dargestellt.

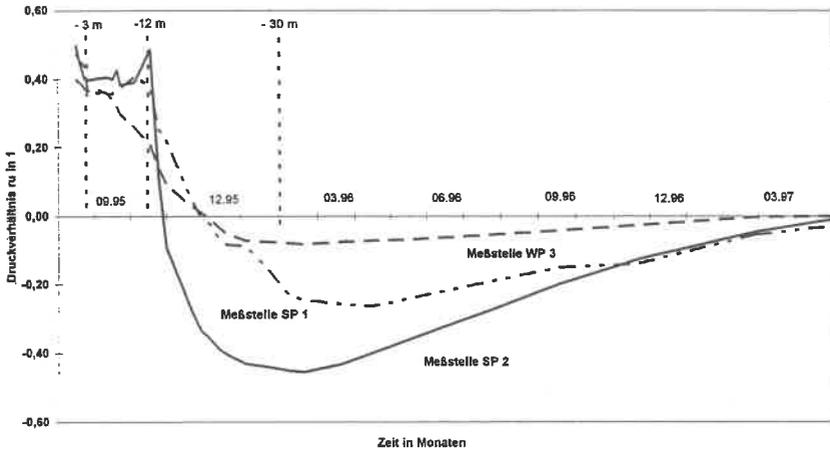


Bild 4 Druckverhältnisse $r_u = f(t)$ für die Meßstellen WP 3, SP 2 und SP 1

Im Punkt SP 2 ist das *Druckverhältnis* r_u in der ersten Phase nahezu konstant. Die Aushubentlastung bewirkt eine annähernd gleiche Reduzierung des Porenwasserdrucks (lineare Abhängigkeit). Eine Entspannung des Tons ist in dieser Phase nicht festzustellen. Sobald der Aushub die Höhenlage des Meßpunktes SP 2 erreicht hat, erfolgt eine Entspannung des Bodens. Es stellen sich Porenwasserunterdrücke ein, die mit zunehmender Entspannung ein Minimum erreichen (2. Phase).

Für den Punkt SP 1 ist ein ähnliches Verhalten festzustellen. Der Meßpunkt liegt jedoch etwa auf Höhe der Aushubsohle (30 m unter GOK), so daß eine hohe horizontale Entspannung durch den Aushub neben dem Meßpunkt nicht erfolgt. Das *Druckverhältnis* beträgt minimal $r_u = - 0,26$ (Tabelle 2). Dieser Wert stimmt sehr gut mit dem *Druckverhältnis* $r_u = - 0,25$ im Meßpunkt SP 2 für eine Aushubtiefe von rd. 15 m, die ungefähr der Höhenlage des Meßpunktes (17,45 m unter GOK) entspricht, überein (Tabelle 2, SP 2 vom 17.11.95 und SP 1 vom 19.03.1996).

Für den oberen Bereich der Böschung (WP 3) wurden wesentlich geringere Abnahmen des Druckverhältnisses gemessen ($r_u = - 0,08$). Dies kann auf den Grad der Verwitterung des Tones im oberen Bereich zurückgeführt werden (BICZOK und BEILKE 1996). In einer Tiefe zwischen 10 m bis 15 m unter GOK geht der Ton in eine halbfeste Konsistenz über. In höheren Lagen ist der Ton von steifer oder steifer bis halbfester Konsistenz. Durch die Verwitterung des Tones im oberen Bereich ist bereits eine teilweise Entspannung eingetreten und die Entspannung infolge Aushub ist entsprechend geringer.

Datum	Aushubtiefe in m unter GO	Porenwasserdruck u in kN/m ²			Druckverhältnis r _u in 1		
		SP 1	SP 2	WP 4	SP 1	SP 2	WP 4
17.11.1995	-17,5	-	-30	-	-	-0,25	-
19.03.1996	-30	-88,8	-53,3	-13,3	-0,26	-0,43	-0,08
16.04.1996	-30	-70,4	-49,1	-12,5	-0,26	-0,4	-0,07
14.05.1996	-30	-64,7	-44,7	-12	-0,24	-0,36	-0,07
24.07.1996	-30	-50,8	-33,6	-9,6	-0,19	-0,27	-0,06
17.09.1996	-30	-40,5	-24,7	-7,5	-0,15	-0,2	-0,04
21.11.1996	-30	-29,3	-15,4	-4,7	-0,11	-0,13	-0,03
28.02.1997	-30	-14,5	-5,7	-0,6	-0,05	-0,05	0
30.04.1997	-30	-7,9	-1,3	0	-0,03	-0,01	0

Tab. 2 Gemessene Porenwasserdrücke und berechnete *Druckverhältnisse* r_u

Es zeigt sich für die Meßstellen SP 1 und SP 2 eine gute Übereinstimmung der gemessenen Minimalwerten r_u für den untersuchten Ton der Unterkreide mit den von SKEMPTON (1977) durch Rückrechnung von Schadensfällen ermittelten Minimalwert.

Ausgehend von dem Minimalwert wird in Bild 4 der gemessene zeitliche Verlauf des Porenwasserdruckausgleichs im Punkt SP 2 dargestellt und mit dem von SKEMPTON (1977) angegebenen Verlauf verglichen. Bislang liegen Messwerte für einen Zeitraum von ungefähr einem Jahr vor. In dieser Zeit sind in den Meßpunkten WP 3, SP 2 und SP 1 die Verhältniswerte r_u auf annähernd null zurückgegangen (siehe Bild 4 und Tabelle 2). Dieser Zeitraum ist wesentlich geringer als die von SKEMPTON (1977) und MORGENSTERN (1984) beobachteten Zeiträume von rd. 10 Jahren.

Die Ursache kann in eine höhere Gebirgsdurchlässigkeit des Tons der Unterkreide sein.

Zur Abschätzung der für einen vollständigen Druckausgleich r_u ≈ 0,3 erforderlichen Zeit sind weitere Messungen abzuwarten.

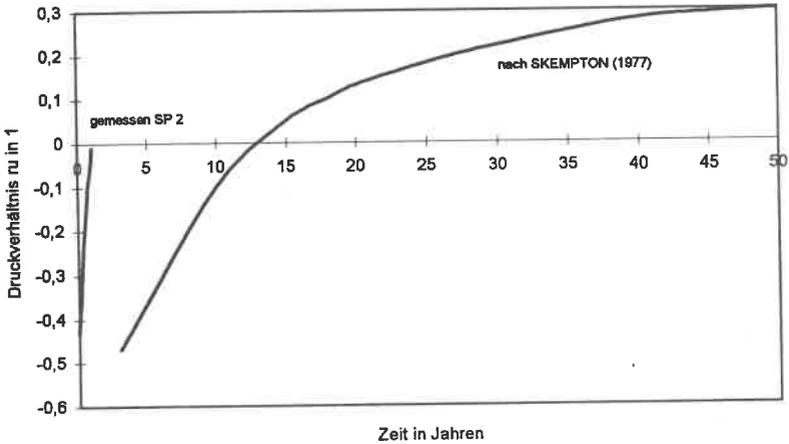


Bild 4 Vergleich der Abnahme des Druckverhältnisses r_u

Schlußfolgerungen

Bei Aushubentlastung hochvorbelasteter Tone treten Porenwasserunterdrücke auf. Deren Größe hängt u.a. vom Grad der horizontalen Verspannung und damit von der Entspannung durch den Aushub sowie vom Grad der Verwitterung ab. Das Verhalten kann gut mit dem *Druckverhältnis* r_u beschrieben werden.

Die Ergebnisse bestätigen die Annahmen zur Art und Größe der auftretenden minimalen Porenwasserunterdrücke. Das Abklingverhalten ist jedoch wesentlich schneller als angenommen. Die für einen vollständigen Druckausgleich erforderliche Zeit kann anhand weiterer Messungen ermittelt werden

Für die vorliegende Baumaßnahme ergeben sich aus den Ergebnissen im wesentlichen zwei Forderungen. Die Standsicherheitsuntersuchungen müssen fortlaufend an die Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen angepaßt werden und kritische Zustände sind durch konstruktive Maßnahmen zu sichern. Bei der Beurteilung der rechnerischen Standsicherheit hinsichtlich der erforderlichen Maßnahmen sind zusätzlich die Ergebnisse der Verformungsmessungen (vertikale Inklinometer) und die geometrischen Randbedingungen zu berücksichtigen.

Literatur

- BICZOK, E. 1996 Langzeitstandsicherheit von Böschungen in hochvor-
BEILKE, O. belastetem Ton - Sonderabfalldeponie Hoheneggelsen
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der
TU Braunschweig, Heft 51
- BISHOP, A. W. 1960 The relevance of the triaxial test to the solution of
BJERRUM, L. stability problems
Pro. Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils, ASCE, Boulder
Colorado pp. 437 - 501
- MORGENSTERN, 1990 Instabilitätsmechanismen bei veränderlich festen
N.R. Gesteinen,
Geotechnik, Heft 13, S.123 - 129
- MORGENSTERN, 1984 The design of permanent cutting slopes in
N.R. stiff fissured clays
Canadian Geotechnical Journal
- SKEMPTON, A. W. 1977 Slope stability of cuttings in Brown London Clay
Proc. 9th ICSMFE, 3, pp. 261 - 270
- SMOLTCZYK, U. 1985 Determination of the shear strength of partially de-
SALDEN, D. composed mudstone
MAJCHRZYK, K. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, pp. 1055 - 1059

Geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung von Grundwasserwannen mit Sohlverankerung im Oberrheintal

Dipl.-Ing. Roland Haarer / Dipl.-Ing. Carola Vogt

Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart / Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart,
davor Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

1 Einleitung

Das Projekt Ausbaustrecke/Neubaustrecke (ABS/NBS) Karlsruhe - Basel der Deutschen Bahn AG umfaßt den Ausbau der bestehenden zwei Gleise für eine Geschwindigkeit von 160 km/h sowie den Neubau einer parallel zum Bestand verlaufenden zweigleisigen Hochgeschwindigkeitsstrecke.

Ein dichtes Straßennetz sowie zahlreiche Rheinzulüsse aus dem Schwarzwald erfordern trotz der ebenen Topographie eine große Anzahl von Kunstbauwerken sowohl in der Achse der Bahnstrecke als auch im Einflußbereich der Baumaßnahme. Innerhalb des hier betrachteten Planungsabschnittes 5 (Pa 5) mit einer Länge von etwa 10 km waren insgesamt 45 Brücken, Durchlässe und Unterführungen herzustellen.

Da im Ausgangszustand die Straßen etwa auf dem selben Niveau verlaufen wie die Bahnstrecke, können kreuzungsfreie Querungen von Straße und Bahn nur durch Brücken und Unterführungen erreicht werden. Brücken mit anschließenden Rampen im flachen Gelände werden optisch und hinsichtlich des Flächenbedarfs ungünstiger bewertet. Unterführungen dagegen reichen unter den Grundwasserspiegel und müssen daher wasserdicht und auftriebssicher ausgebildet werden. Im vorliegenden Diskussionsbeitrag werden einige geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung am Beispiel zweier Grundwasserwannen (GWW) mit Sohlverankerungen dargestellt.

2 Bauwerksbeschreibungen, Geologie und Grundwasser-Situation

Westlich von Renchen (Ortenaukreis) wird die verlängerte Vogesenstraße in einer Grundwasserwanne unter den Bahnanlagen hindurchgeführt. Das Bauwerk erstreckt sich über eine Länge von 265 m und hat eine lichte Breite von 12,75 m. Die Wanne

wird im mittleren Bereich durch die Eisenbahnüberführung auf einer Länge von 21,5 m abgedeckt. Die Unterkante des Bauwerks liegt am tiefsten Punkt etwa 4 m unter Gelände.

Eine weitere verankerte Grundwasserwanne liegt im Ortsbereich von Appenweiler und dient der Unterführung eines Geh-, Rad- und Wirtschaftsweges. Mit einer Länge von 145 m und einer lichten Breite von 11,5 m weist sie etwas geringere Abmessungen auf, reicht jedoch bis zu 7 m unter das bestehende Gelände.

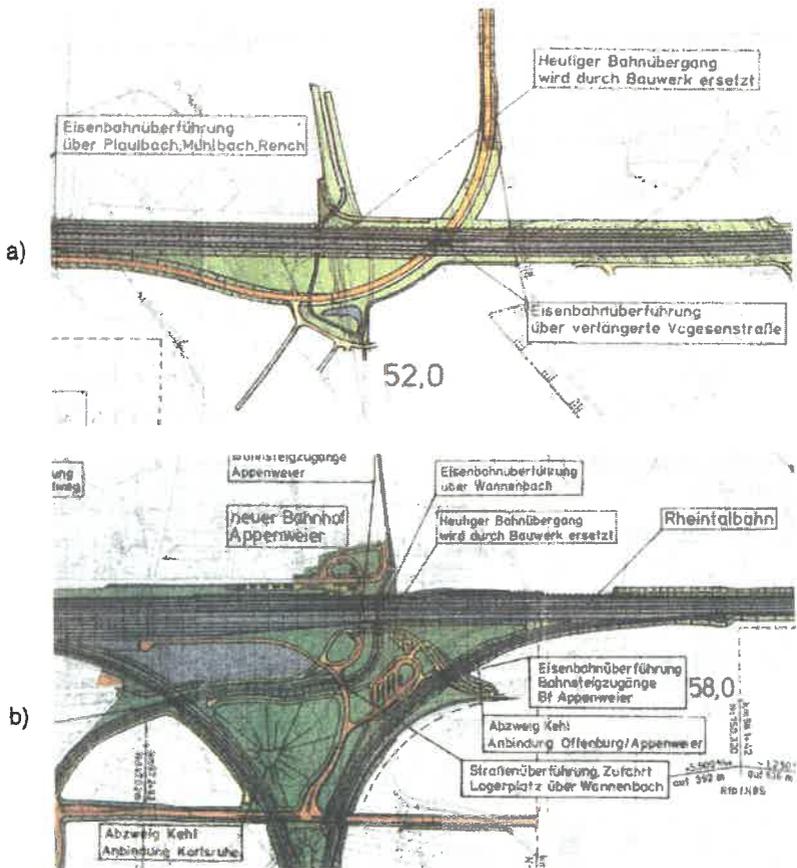


Bild 1: a) Unterführung der verlängerten Vogesenstraße bei Renchen
b) Unterführung eines Geh-, Rad- und Wirtschaftsweges in Appenweiler

Der anstehende Baugrund wurde durch Kernbohrungen, Kleinbohrungen und schwere Rammsondierungen erkundet. Die angetroffenen Schichten gehören stratigra-

phisch zum Quartär, das sich in die holozänen Deckschichten und in die pleistozänen Rheinkiese und -Sande untergliedert. Darunter liegt Tertiär. Die Sedimentation der Kiese und Sande schloß mit einer fast ebenen Oberfläche ab, auf der sich während der Kaltzeit Lößmassen anhäuften. Infolge von Entkalkung kam es zur Bildung von Lößlehm, der in großen Bereichen verschwemmt ist.

Der Baugrund ist somit, vereinfacht, aus zwei bis drei Schichten aufgebaut (Bild 2): Bereichsweise Auffüllungen, bindige Deckschichten, Kiese und Sande. Die Auffüllungen sind im Bereich der Bahnanlagen, in unmittelbarer Nähe von sonstigen Bauwerken und in geringem Umfang auch in den landwirtschaftlich genutzten Flächen anzutreffen. Unter der Auffüllung, größtenteils jedoch als oberste Schicht, liegt **Schwemmlehm**. Es ist ein stark feinsandiger, toniger Schluff von überwiegend weicher bis steifer Konsistenz. Bereichsweise ist der Schwemmlehm von Lößlehm und Löß unterlagert. Unter den Decksichten des Holozäns folgen die pleistozänen **Sande und Kiese**, in die Stillwassersedimente in Form von Schluff und Torf eingelagert sind. Im Bereich der hier behandelten Grundwasserwannen folgen direkt unter den bindigen Deckschichten schluffige bis stark schluffige Sande mit Schluffeinlagerungen bzw. stark sandige Fein- bis Grobkiese.

Das **Grundwasser** fließt zum Teil mit freier Oberfläche im Kieslager, zum Teil ist es unter den bindigen, geringer durchlässigen Deckschichten gespannt. Zur Festlegung der Grundwasserstände wurden die Daten von Grundwassermeßstellen des Landesamts für Umweltschutz (LfU) aus einem Beobachtungszeitraum von im Mittel mehr als 20 Jahren und die Ergebnisse von Messungen in Grundwassermeßstellen der Deutschen Bahn AG aus einem Zeitraum von drei bis vier Jahren ausgewertet. Hierbei wurden für jedes Kunstbauwerk folgende statistische Werte ermittelt: mittlerer Grundwasserstand, mittlerer Grundwasserhochstand sowie Grundwasserhochstände mit Jährlichkeiten von 5, 20 und 100 Jahren.

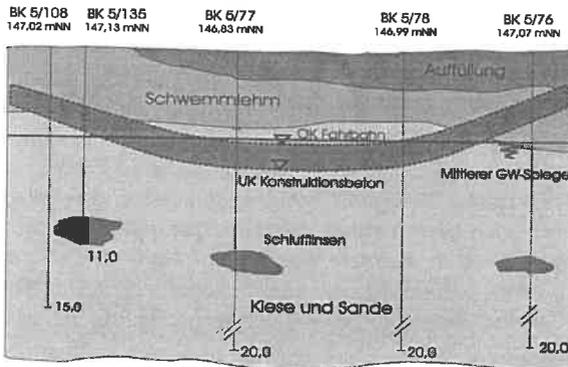


Bild 2: Baugrundaufbau im Bereich der Grundwasserwanne in Appenweier, 5-fach überhöht

Die Baugruben zur Herstellung der Grundwasserwannen "Appenweier" und "Vogesenstraße" reichen 3,5 m bzw. 5 m unter den mittleren Grundwasserhochstand. Als Bemessungswasserstände wurden für Bauzustände der Grundwasserhochstand mit einer Jährlichkeit von 5 (GWH5) und für das endgültige Bauwerk der Grundwasserhochstand mit einer Jährlichkeit von 20 (GWH20) empfohlen. Bei einer Überschreitung der Wasserstände sollte durch Überlaufeinrichtungen eine irreparable Beschädigung des Bauwerks ausgeschlossen werden. Für das endgültige Bauwerk kann durch eine hochliegende Drainage und Pumpen erreicht werden, daß ein Fluten des Bauwerks erst bei höheren Grundwasserständen erforderlich wird.

3 Verbau und Trockenhalten der Baugruben

Wegen der beschriebenen Grundwassersituation müssen die Bauwerke in einem geschlossenen Trog hergestellt werden. Hierfür wird eine wasserdichte Baugrubenumschließung und eine künstliche Dichtsohle erforderlich. Die Möglichkeit, eine natürliche Dichtsohle für das Trogbauwerk zu nutzen, bestand aufgrund der beschriebenen Geologie nicht.

Für die wasserdichte **Baugrubenumschließung** kamen prinzipiell Spundwände, überschnittene Bohrpfahlwände oder Schlitzwände in Betracht. Aufgrund der relativ geringen Baugrubentiefe konnte die wirtschaftliche Verbauweise mit verankerten Spundwänden ausgeführt werden. Als **künstliche Dichtsohle** wurde eine Unterwasser(UW)-Betonsohle der möglichen Variante einer tiefliegenden Injektionssohle vorgezogen. Die Auftriebssicherheit des wasserdichten Troges kann grundsätzlich durch Eigengewicht oder durch eine **Sohlverankerung** erzielt werden. Berechnungen ergaben, daß im vorliegenden Fall zum Erreichen der Auftriebssicherheit durch Eigengewicht etwa 3 m dicke Sohlplatten erforderlich gewesen wären; deshalb wurde die **Verankerung** einer deutlich dünneren Sohlplatte empfohlen und ausgeführt.

Als Alternative zum geschlossenen Trog wurde auch die Möglichkeit einer Grundwasserabsenkung geprüft. Überschlägige Berechnungen ergaben eine insgesamt zu fördernde Wassermenge von über 70 l/s und eine Reichweite von über 300 m. Infolge der Spannungsänderungen ruft eine Grundwasserabsenkung in den anstehenden, zusammendrückbaren, bindigen Deckschichten Setzungen hervor, von denen neben den Bahnanlagen auch mehrere Gebäude betroffen gewesen wären. Noch größer ist jedoch der Bereich, aus dem Wasser zum Absenke-trichter nachströmt, wodurch eventuell in relativ großen Entfernungen vorliegende Schadstoffe zur Baugrube hin transportiert werden. Aufgrund dieser Bedingungen wurde von einer Grundwasserabsenkung abgeraten.



Bild 3: Teilgelenzte Grundwasserwanne

4 Geotechnische Aspekte bei der Bauausführung

Das Herstellen von Grundwasserwannen mit den genannten Abmessungen und Verfahren gehört heute zum Stand der Technik und ist bei ordnungsgemäßer und technisch einwandfreier Ausführung risikoarm. Da die Arbeiten in unmittelbarer Nähe zur stark befahrenen Rheintalbahn stattfinden und deren Betrieb zu keinem Zeitpunkt gefährdet sein darf, sind jedoch zusätzliche Maßnahmen notwendig, um bei Ramm-, Anker- und Aushubarbeiten uneingeschränkt die erforderliche Stabilität der Gleislage zu gewährleisten. Dies bedingt neben einer sorgfältigen und kontrollierten Bauausführung auch eine baubegleitende, ständige Kontrolle der Gleislage und sofortige Korrekturarbeiten auch bei geringen Gleisbewegungen.

Anhand von zwei Beispielen werden Besonderheiten im Zusammenhang mit der Ausführung und Kontrolle von Bauteilen vorgestellt. Dies betrifft zunächst die Aushubarbeiten an der Grundwasserwanne Vogesenstraße und weiter die Sohverankerung an der Grundwasserwanne Appenweier.

Aushubarbeiten Grundwasserwanne Vogesenstraße

Mit dem Beginn des Erdaushubs unter Wasser in der östlichen Baugrube wurden regelmäßig die Wasserstände in einer benachbarten Grundwassermeßstelle und in einem Schurf neben dem Trog eingemessen und mit dem Wasserstand in der Baugrube verglichen. Es zeigte sich, daß kurz nach Beginn des Aushubs der Grundwasserstand in der Baugrube bis zu 50 cm unter dem Wasserstand außerhalb des Troges lag. Diese Wasserspiegeldifferenz kann mit Hilfe von Schlufflinsen erklärt werden, die

offenbar auf großen Flächen durchhalten und somit floß das Grundwasser beim Aushub verzögert in die Baugrube nach. Durch einen Potentialunterschied zwischen dem in der Baugrube freigelegten Grundwasser und dem Grundwasser in der Bauwerks Umgebung entsteht zunehmend die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs. Außerdem kommt es zu Strömungen zur Baugrube hin. Hierbei ist durch lokale hohe Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich eventueller Spundwandleckstellen eine Bodenrosion möglich, die zu erheblichen Schäden und sogar zu einer Gefährdung des Bahnbetriebs führen kann. Zunächst wurde daher kontrolliert, ob in den besonders kritischen Eckbereichen der Baugrube Leckstellen vorhanden waren. Dies war nicht der Fall, da hier spezielle Eckbohlen mit aufgeschweißten Anschlußschlössern verwendet wurden. In diese Untersuchung mußte wegen Bauzuständen während des Aushubs auch der Bereich des Spundwandverbaus einbezogen werden, der später unter der UW-Betonsohle liegt. Nach Fertigstellung der UW-Betonsohle und Lenzen der Baugrube wären Leckstellen in diesem Bereich - die Dichtigkeit der Sohle vorausgesetzt - unkritisch.

Durch das Zupumpen von Wasser aus einem nahegelegenen Bach konnte die Wasserspiegeldifferenz zunächst ausgeglichen werden, wobei als Vorgabe für den weiteren Aushub ein maximaler Unterschied des Wasserstandes zwischen Baugrube und Außenbereich von < 30 cm festgelegt wurde. Die während des Aushubs erforderliche Wassermenge von etwa 5 l/s zur Stützung des Baugrubenwasserstandes konnte aber langfristig nicht aus dem Bach entnommen werden, so daß auf der Südseite des Troges ein Brunnen mit 12 m Tiefe zur Entnahme des benötigten Wasser hergestellt wurde.

Im weiteren Bauablauf konnte durch Messungen belegt werden, daß in der Baugrube in der Regel ein Wasserstand rund 20 cm über dem Außenwasserstand gehalten wurde. Da mit dem Aushub auch Schlufflinsen ausgeräumt wurden, nahm die Notwendigkeit, Wasser zuzupumpen, mit fortschreitendem Aushub ab.

Um auszuschließen, daß aufgrund der anfänglichen Wasserspiegeldifferenz Umströmungen der parallel zur Rheintalbahn vorhandenen Verbauwand und dadurch Auflockerungen im Bereich der Bahn stattgefunden haben, wurden hinter der Spundwand im Bahndamm Rammsondierungen ausgeführt. Aufgrund der Größe der Schlagzahlen war davon auszugehen, daß der Boden hinter der Verbauwand in seiner natürlichen Lagerungsdichte mit einer üblichen Streuung ansteht und daß keine Auflockerungen entstanden sind. Eine Abnahme der Schlagzahlen im unteren Bereich der Sondierung, die auf eine Auflockerung hindeuten würde, war nicht zu erkennen. Korrekturen an der Gleislage waren nicht erforderlich.

Probebelastung an Rammverpreß(RV)-Pfählen zur Sohilverankerung

An der Grundwasserwanne Vogesenstraße wurden an 5 außerhalb des Bauwerks hergestellten Versuchspfählen Probebelastungen in Anlehnung an DIN 4125 (Verpreßanker) ausgeführt, mit denen eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen

werden konnte. An dieser Stelle wird jedoch über eine vereinfachte Prüfung in der Art einer **Abnahmeprüfung** an drei Bauwerkspfählen der Grundwasserwanne Appenweier berichtet.

Für die rund 8 m langen RV-Pfähle, HEA 100, wurde bei der Dimensionierung eine Einbindelänge von 5 m in den Kies-Sand und von 2 m in die sandigen Schluffe des Kieslagers angesetzt. Bei dem Bauvorhaben ergab sich aus konstruktiven Gründen ein enger Rasterabstand der Pfähle, so daß bei einer gewählten Pfahllänge von 8 m eine Sicherheit $h = 2,3$ bis $h = 2,7$ gegenüber der vorgegebenen Grenzmantelreibung pro Meter Pfahllänge vorlag. Bei einer nach DIN 4128 geforderten Sicherheit von $h = 1,75$ sahen wir daher aus technischer Sicht die Möglichkeit, auf Probelastungen an Versuchspfählen außerhalb der Baugrube zu verzichten. Stattdessen haben wir empfohlen, an mindestens drei Bauwerkspfählen eine Art Abnahmeprüfung mit einer Prüflast in der Größe der etwa 1,25-fachen Gebrauchslast vorzunehmen. Diese Zugversuche konnten mit Hilfe eines Autokrans (Liebherr LTM 1200) durchgeführt werden. Zur Messung der Hebungen wurde an den RV-Pfählen ein Meßlatte befestigt und ein Fein-Nivellement durchgeführt. Die Last wurde in drei Stufen von 150 kN, 200 kN und 250 kN aufgebracht und über die Lastanzeige im Autokran kontrolliert. Die Meßgenauigkeit war mit ± 1 kN ausreichend genau. Bei den Zugversuchen lag die maximale Hebung unter 1 cm, die größte bleibende Hebung wurde mit 2,2 mm gemessen. Somit konnte durch die Zugversuche eine ausreichende Tragfähigkeit der RV-Pfähle bestätigt werden. Die einzelnen Ergebnisse sind in Bild 4 dargestellt.

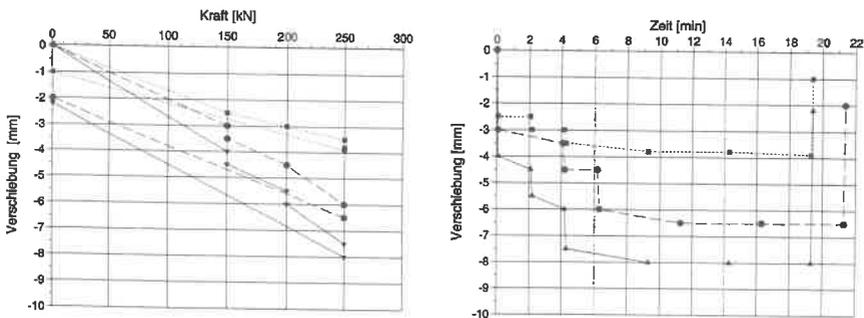


Bild 4: Ergebnisse der Zugversuche an RV-Pfählen

Die beschriebenen Versuche sind nicht als Ersatz für eine Probelastung zu verstehen. Sie sind aus unserer Sicht jedoch als einfache, zeitsparende und damit wirtschaftliche Versuche dazu geeignet, bei vorliegenden Ergebnissen aus vergleichbaren Probelastungen die Tragfähigkeit von Bauwerkspfählen im Sinne einer Abnahmeprüfung - vergleichbar mit den Prüfungen bei Verpressankern - nachzuweisen. Eine Einschränkung besteht allerdings darin, daß bei großen Lasten nur Pfähle im Randbereich einer Baugrube geprüft werden können, da durch das maximal aufnehmbare Moment des Autokrans dem Verfahren Grenzen gesetzt sind.

5 Schlußbemerkung

Am Beispiel der beiden dargestellten Grundwasserwannen konnte gezeigt werden, daß durch Messungen und Feldversuche mit geringem Aufwand hinsichtlich Zeit und Kosten (Grundwasserstands-Messungen, Kontrolle der Gleislage, Rammsondierungen, vereinfachte Prüfung der Pfahltragfähigkeit) ein hohes Sicherheitsniveau für die gesamte Baumaßnahme erzielt werden konnte. Alle vereinfachten Messungen sind dabei in ein umfangreiches Kontroll- und Überwachungsprogramm im Rahmen der großräumigen Baumaßnahme: Ausbaustrecke/Neubaustrecke eingebunden.

Erstellung einer 20 m tiefen Hochhaus-Baugrube im Frankfurter Ton nach der Methode der modifizierten Deckelbauweise

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach / Dipl.-Ing. Christian Moormann

Institut für Geotechnik, Technische Hochschule Darmstadt

Zusammenfassung

Für den Entwurf und die Ausführung der Baugrubensicherung des Hochhaus-Neubaus MAIN TOWER im dicht bebauten Bankenviertel von Frankfurt am Main mußte angesichts der außerordentlich komplexen geotechnischen Fragestellungen und der unmittelbar angrenzenden, hochsensiblen innerstädtischen Randbebauung ein innovatives Konzept für die Erstellung der bis zu 21 m tiefen und rund 4.500 m² großen Baugrube entwickelt werden. Durch die Verbindung der Kombinierten Pfahl-Platten-gründung (KPP) mit einer modifizierten Deckelbauweise wird ein sehr wirtschaftliches und – im Hinblick auf die verformungsminimierte Herstellung von Baugrube und Gründung – optimales Gesamtkonzept für die Erstellung von Bürogebäuden im innerstädtischen Bereich realisiert. Nachfolgend wird das neuartige Konzept der modifizierten Deckelbauweise vorgestellt und das auf der Methode der Finiten Elemente basierende numerische Bemessungsverfahren für die Baugrubenverbausysteme beschrieben. Erste im Rahmen des dezidierten geotechnischen Meß- und Überwachungsprogrammes gewonnene Meßergebnisse zeigen die konsequente Verknüpfung von rechnerischer Prognose und kontinuierlicher meßtechnischer Überwachung während der Ausführungsphase nach den Grundsätzen der Beobachtungsmethode auf.

1 Einleitung

Einhergehend mit dem zunehmend wertvoller und knapper werdenden innerstädtischen Baugrund ist heute ein deutlich steigender Bedarf an großem unterirdischen Bauvolumen in den Innenstädten zu verzeichnen. Der Entwurf und die Ausführung großer und tiefer Baugruben stellt eine besondere Herausforderung für den Planer und den Ausführenden dar, da in vielen Fällen keine ausreichenden Erfahrungen über das Verhalten des Bodens und die Wechselwirkungen zwischen Baugrund und

Baugrubenumschließung in großen Tiefen vorliegen und die zuverlässige Prognose der aus der Erstellung der Baugruben resultierenden Verformungseinflüsse auf die in der Regel hochwertige Nachbarbebauung mit konventionellen Berechnungsmethoden häufig nur unzureichend möglich ist (Buchmann/Blümel 1981; Weißenbach/Golub 1995).

Inbesondere tiefe Hochhausbaugruben verursachen im Baugrund komplexe Veränderungen der Gleichgewichtszustände und Verformungen, bei deren Prognose die üblicherweise eingesetzten theoretischen Modellbildungen an ihre Anwendungsgrenzen stoßen. Dies gilt beispielsweise, wenn – wie bei dem hier vorgestellten Bauprojekt – bei der Erstellung einer Baugrube die Fundamentplatte eines bestehenden, unmittelbar benachbarten Hochhauses freigeschachtet, aber nicht unterschritten wird.

Am Beispiel der Herstellung einer 20 m bis 21 m tiefen Baugrube für das neue Hochhaus MAIN TOWER in Frankfurt am Main werden im folgenden zum einen die Möglichkeiten eines auf der Finite-Elemente-Methode basierenden Berechnungsmodells für die realistische Abbildung der durch die Baugrubenerstellung bedingten Baugrund-Tragwerk-Interaktion beschrieben und mit der klassischen Erddrucktheorie verglichen, zum anderen wird mit dem für den MAIN TOWER gewählten Bauverfahren - der Verknüpfung der modifizierten Deckelbauweise mit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) - eine wegweisende Idee für die in einem Gesamtkonzept integrierte Erstellung einer tiefer Baugrube und der Realisierung eines setzungsminimierten schweren Gründungskörpers aufgezeigt.



Bild 1: Pfahlbohrarbeiten auf der Baustelle MAIN TOWER mit angrenzender Hochhausbebauung (von links: Commerzbank-Hochhaus, Hochhaus der Landesbank Hessen-Thüringen und Japan-Center)

2 Objektbeschreibung

Im Zentrum des dicht bebauten Bankenviertels von Frankfurt am Main wird derzeit mit dem MAIN TOWER ein neues 198 m hohes Hochhaus mit 57 Obergeschossen errichtet. Das rund 50 m x 90 m messende Grundstück wird vollflächig mit fünf Untergeschossen unterkellert, so daß die Gründungssohle der 3,0 m bis 3,8 m dicken Bodenplatte 20 m bis 21 m unter Geländeoberkante und damit rund 14 m unter dem Grundwasserspiegel liegen wird. Der Hochhausschaft, der oberirdisch von einer sechsgeschossigen Flachbebauung umgeben ist, besitzt Abmessungen von rund 30 m x 50 m und ist asymmetrisch zur Baugrube und zum Kellerkasten angeordnet. Der Hochhausschaft wird sich als Doppelanlage in einen quadratischen und einen

runden Turm gliedern, die ineinander greifen.

Die Hochhausbaugrube des MAIN TOWER grenzt allseits an hochsensible innerstädtische Bausubstanz (Bild 1). Die nördliche Baugrubenumschließung ist zugleich das trennende Element zwischen der Baumaßnahme MAIN TOWER und dem zeitgleich im Bau befindlichen Hochhaus Eurotheum, das eine Höhe von rund 102 m erreichen wird. Im Osten erstreckt sich die Baugrube des MAIN TOWER bis unter die bestehende Straße "Neue Schlesingergasse" und grenzt hier direkt an denkmalgeschützte Nachbarbebauung. Im Süden reicht die Hochhausbaugrube unmittelbar an das bis zu 130 m hohe bestehende Hochhaus der Landesbank Hessen-Thüringen (Helaba-Hochhaus), das 20 m unter Geländeoberfläche in dem setzungsaktiven Frankfurter Ton flach gegründet wurde (Bild 1 und 2).

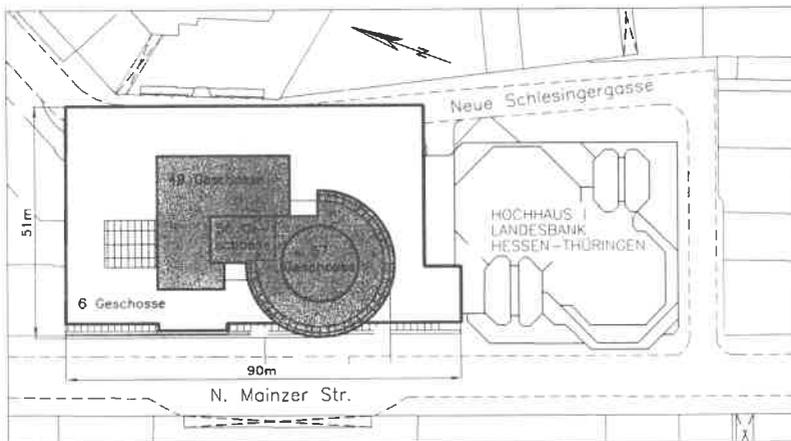


Bild 2: Im Bau befindlicher MAIN TOWER mit angrenzender innerstädtischer Nachbarbebauung

3 Baugrund- und Grundwassersituation

Am Standort des geplanten MAIN TOWER stehen unter geringmächtigen künstlichen Auffüllungen und den Ausläufern der quartären Sande und Kiese der Mainterrasse ab 6 m bis 10 m Tiefe unter der Geländeoberfläche bis in rund 50 bis 55 m Tiefe die als Frankfurter Ton bekannten Unteren Hydrobienschichten an. Das Frankfurter Ton genannte Schichtenpaket wird von einer Wechselfolge aus Tonen, Hydrobiensanden und Kalksteinbänken mit lokal eingelagerten Algenkalkriffen gebildet, wobei die Tone überwiegen.

Unter dem Frankfurter Ton folgen bis in große Tiefen die als Frankfurter Kalke be-

zeichneten felsigen Inflaten- und Cerithienschichten, die gegenüber dem Frankfurter Ton als wesentlich steifer und tragfähiger eingestuft werden können (Katzenbach et al. 1994). Die felsigen Frankfurter Kalke bestehen aus massiven Kalk-, zum Teil auch Dolomitsteinbänken, aus Algenkalkkriffen, mergeligen Kalksanden und -schluffen sowie aus Mergeltonen und Tonmergeln. Die Frankfurter Kalke stellen ein außerordentlich heterogen aufgebautes, vergleichsweise gut tragfähiges und verformungsarmes Schichtpaket dar (Bild 3).

Das Grundwasser steht in 6 m Tiefe unter der Geländeoberfläche an. Aufgrund der Wechsellagerung des Frankfurter Tons mit den unterschiedlich durchlässigen Schichten sind mehrere Grundwasserstockwerke vorhanden. Das Grundwasser zirkuliert zum einen in den unteren Zonen der quartären Sande und Kiese der Mainterrasse, zum anderen in den durchlässigen Zonen der Hydrobiensande und der Felsbänke des Frankfurter Tons und der Frankfurter Kalke. Die grundwasserführenden Schichten stehen nur mittelbar untereinander in hydraulischer Verbindung, sind zum Teil aber je nach lokaler Baugrundsituation und Baugrundhistorie miteinander gekoppelt.

4 Bauverfahren

4.1 Anforderungsprofil

Der Entwurf der Baugrubensicherung der bis zu 21 m tiefen und rund 4.500 m² großen Baugrube für den MAIN TOWER ist von außerordentlich komplexen geotechnischen Fragestellungen geprägt. Wegen der unmittelbaren Nachbarschaft zu dem 130 m hohen, im setzungsaktiven Frankfurter Ton flach gegründeten, bestehenden Helaba-Hochhaus, das sich unter Eigengewichtslasten knapp 20 cm gesetzt hat, und der unmittelbar benachbarten hochwertigen und zum Teil gegen Gleichgewichtsänderungen sehr sensiblen Nachbarbebauung im Frankfurter Bankenviertel mußte für die Erstellung der Baugrube ein Bauverfahren gefunden werden, das die Auswirkungen der Baumaßnahme auf die Nachbarbebauung und damit auf die Umwelt auf ein unumgängliches Minimum beschränkt.

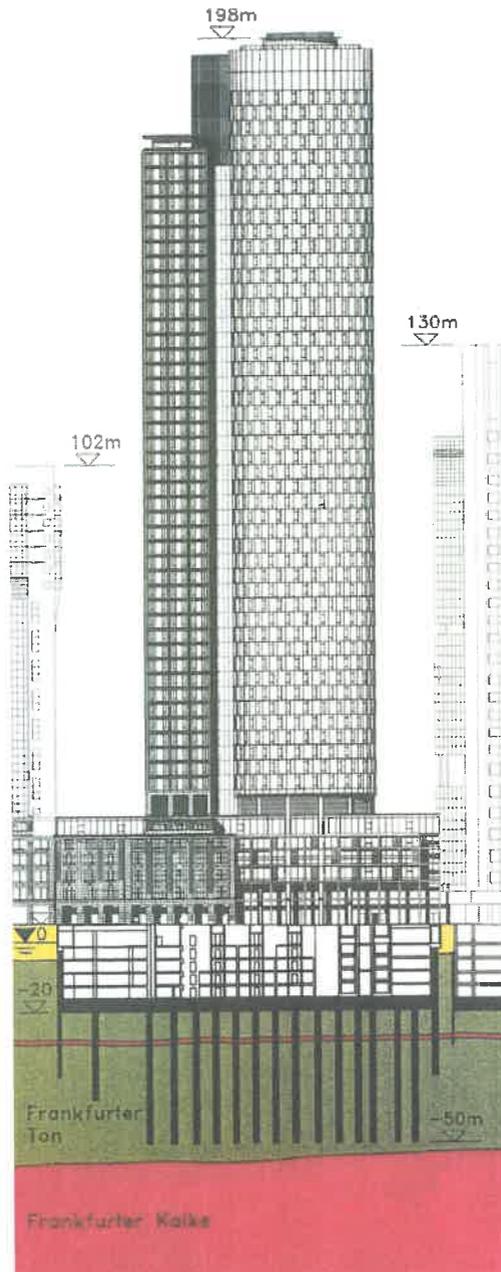


Bild 3: MAIN TOWER Schnitt mit Baugrundsichtung

4.2 Entwicklung eines optimierten Gesamtkonzeptes für Gründung und Baugrube

Die gegebenen Entwurfskriterien führten zu einer geotechnischen Lösungsvariante, die die Gründung und den Baugrubenverbau des neuen Hochhauses zu einem in sich stringenten Gesamtkonzept verbindet. Basierend auf den langjährigen Erfahrungen in Frankfurt und Berlin (Katzenbach 1993; Richter et al. 1996) erfolgt die setzungsminimierte Hochhausgründung im Frankfurter Ton auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) mit 112 Großbohrpfählen von 1,50 m Durchmesser und von in der Regel 30 m Pfahllänge ab Gründungsebene. Das Design der KPP wurde dergestalt optimiert, daß die aus dem exzentrisch angeordneten Hochhauskörper resultierende Asymmetrie durch eine entsprechende Asymmetrie der installierten Pfahl-last kompensiert wird (Bild 4).

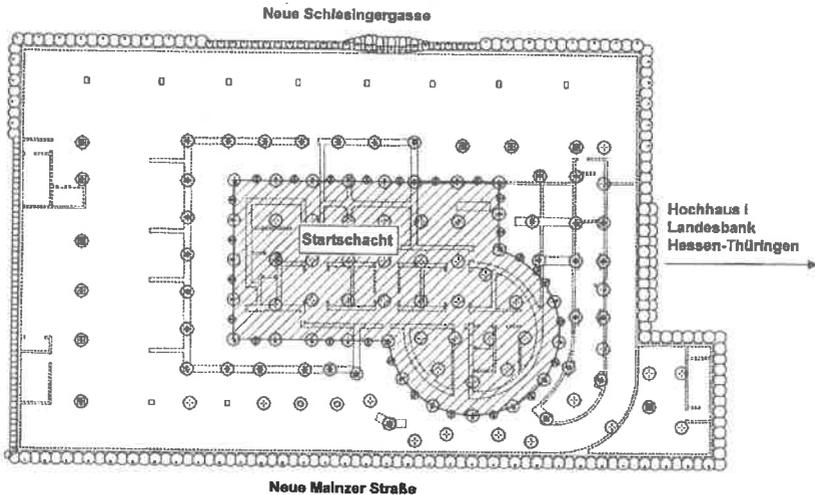


Bild 4: Grundriß Baugrube MAIN TOWER mit 112 Gründungspfählen, der überschnittenen Bohrpfahlwand als äußerer Baugrubenumschließung und dem Startschacht im Kernbereich

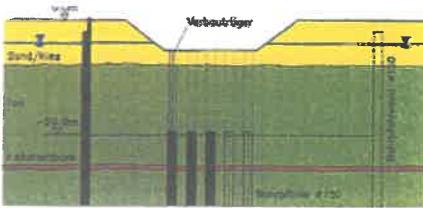
Die Baugrube selbst wird als wasserdichte Baugrube nach dem Konzept der Deckelbauweise (top-down-method) hergestellt. Langjährige Erfahrungen zeigen, daß die Deckelbauweise auch unter schwierigsten geotechnischen Randbedingungen die verformungsverträgliche Erstellung tiefer innerstädtischer Baugruben im Bereich setzungsempfindlicher Nachbarbebauung ermöglicht (Loers/Pause 1976; Ikuta 1994; Triantafyllidis 1996). Um die Eingriffe in den Grundwasserhaushalt zu minimieren, wird die 14 m tief in das Grundwasser einbindende Baugrube des MAIN TOWER im Schutze eines wasserdichten Troges, das heißt im Schutze einer umlaufenden wasserdichten Verbauwand aus überschnittenen Großbohrpfählen $\varnothing 0,90$ m und $\varnothing 1,50$

m hergestellt. Die überschnittene Bohrpfahlwand ist unterhalb der Baugrubensohle aufgelöst, wobei die Primärpfähle eine Länge von 25,4 m und die Sekundärpfähle bei einer Einbindetiefe von 14 m unter Baugrubensohle eine Länge von 34 m besitzen. Die horizontale Sohldichtung erfolgt unterstützt durch eine Grundwasserentspannung in der Baugrube durch den anstehenden, in vertikaler Richtung nur gering durchlässigen Frankfurter Ton.

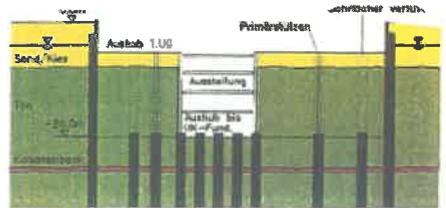
Parallel und nachfolgend zu der Herstellung der 257 Pfähle der überschnittenen Bohrpfahlwand erfolgte von einem Voraushubniveau von 5 m unter Geländeniveau die Herstellung der 112 Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,50 m und einer Pfahllänge von 30 m ab Unterkante der späteren Bodenplatte, wodurch eine Bohrtiefe von 45 m ab Bohrniveau bedingt wurde. In Abhängigkeit von Position und Funktion des jeweiligen Gründungspfahles wurden während der Pfahlbohrarbeiten in den Frischbeton des Pfahles mit Hilfe von speziell entwickelten Justiereinrichtungen Stahlprofile eingestellt, die im weiteren Bauablauf als Primärstützen zum Abtrag von Vertikallasten oder als Verbauträger zur Sicherung der Startbaugrube dienen (Bild 5 Phase 1).

Bei der hier gewählten modifizierten Deckelbauweise wird nach der Herstellung der überschnittenen Bohrpfahlwand und der Gründungspfähle im Schutze dieser wasserdichten äußeren Baugrubenumschließung im Zentralbereich der Baugrube zunächst ein sogenannter Startschacht ausgehoben (Bild 4, Bild 5 · Phase 2). Diese bezogen auf die ursprüngliche Geländeoberkante 21 m tiefe Startbaugrube mit einer Fläche von rund 770 m² wird durch einen Bohlrägerverbau (Frankfurter Verbau) gesichert und durch eine vierlagige komplexe Steifenkonstruktion aus Stahl ausgesteift. Der der Deckelbauweise vorauseilende Aushub des Startschachtes ermöglicht die in Stahlbetonbauweise erfolgende Erstellung des Kerns des Hochhauschaftes, ohne daß zum Abtrag der schweren Vertikallasten aus dem Kern Primärstützen eingesetzt werden müßten (Bild 5 · Phase 3). Zeitgleich mit der Errichtung der Untergeschosse des Hochhauskerns im Startschacht und dem parallelen, sukzessive von der untersten zur obersten Steifenlage erfolgenden Rückbau der Aussteifungen im Startschacht beginnt außerhalb des Startschachtes die Herstellung des ersten Untergeschosses E-1 (Bild 5 · Phase 4).

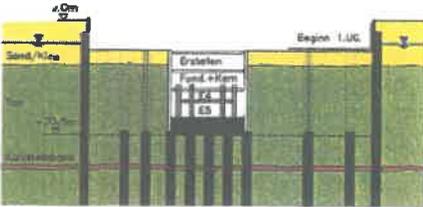
Nachdem der Stahlbetonkern im Startschacht die Erdgeschoßebene erreicht hat, beginnt in dem zwischen dem Verbau des Startschachtes und der äußeren Baugrubenumschließung liegenden Bereich der Aushub des verbliebenen Erdkörpers in Deckelbauweise. Dabei übernehmen die sukzessive mit dem Aushub nach oben und unten fortschreitend eingebrachten Deckenscheiben die stützende und aussteifende Funktion für die äußere Baugrubenumschließung. Zeitgleich mit dem fortschreitenden Aushub und dem Einbringen der Deckenscheiben des Kellerkastens erfolgt der Bau der ersten Obergeschosse des aufgehenden Tragwerkes, wodurch unmittelbar aus der Entlastung durch den Baugrubenaushub resultierenden Verformungen des Baugrundes durch eine Wiederbelastung entgegengewirkt wird (Bild 5 · Phase 5 bis 7).



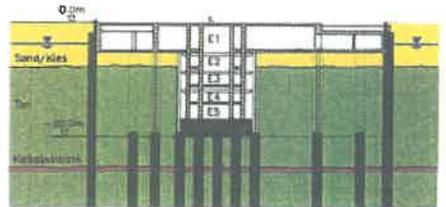
- Phase 1**
- Herstellung äußere Baugrubenumschließung
 - Herstellung Verbaufüßer Startschicht
 - Herstellung Bauwerkpfähle
 - Voraushub



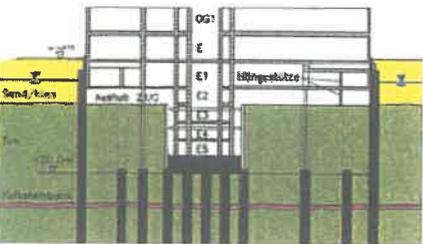
- Phase 2**
- Grundwasserabsenkung in der Gesamtbaugrube
Aushub des Startschachts



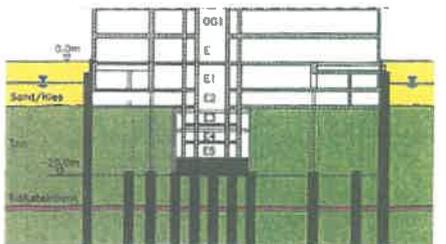
- Phase 3**
- Herstellung Gründungsplatte und Stahlbetonkern des Hochhauschloftes
 - Herstellung Decke über 2.UG



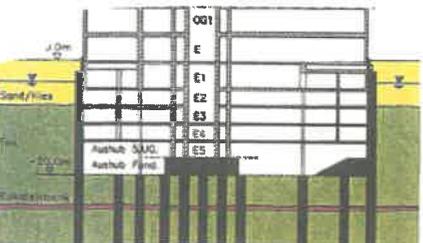
- Phase 4**
- Herstellung Stahlbetonkern bis EG-Ebene
 - Herstellung Decke über 1.UG



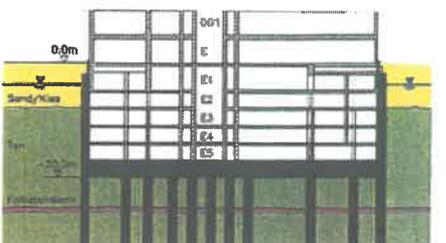
- Phase 5**
- Aushub 2.KG in Deckelbauweise
 - Bau der ersten Obergeschosse



- Phase 6**
- Herstellung Decke über 3.KG
 - Bau weiterer Obergeschosse



- Phase 7**
- Aushub bis 5.UG,
 - Einzug der Deckenscheiben
 - Herstellung weiterer Obergeschosse



- Phase 8**
- Betonieren der Gründungsplatte
 - Fortführung der Rohbauarbeiten im Aufgehenden

Bild 5: Errichtung des MAIN TOWER in modifizierter Deckelbauweise Bauablauf

Die aus dem aufgehenden Tragwerk und den Untergeschossen resultierenden Vertikallasten werden dabei sowohl über die Primärstützen setzungsminimiert in die Gründungspfähle als auch entlang des äußeren Umfangs der Baugrube in die überschnittene Bohrpfahlwand eingeleitet. Zum Zeitpunkt der durch das Betonieren der Bodenplatte erfolgenden Fertigstellung des Kellerkastens wird das 12. Obergeschoß des Hochhausturmes vollendet werden (Bild 5 · Phase 8).

4.3 Vorteile der (modifizierten) Deckelbauweise in Verbindung mit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)

Insgesamt ergibt sich aus der Verknüpfung des Verbundgründungskonzeptes der Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit der Deckelbauweise ein sehr wirtschaftliches und im Hinblick auf die verformungsminimierte Herstellung von Baugrube und Gründung optimales Gesamtkonzept für den Hochhausbau im innerstädtischen Bereich.

Zunächst sind mit diesem Bauverfahren alle bekannten Vorteile der Deckelbauweise verknüpft:

- Minimierung der Verbauwandverformungen der äußeren Baugrubenumschließung durch schrittweisen Einbau der Kellergeschoßdecken von oben nach unten;
- Minimierung der Bauzeit;
- Minimierung der Massenänderung durch Kompensation des Aushubgewichtes mit der sukzessive ansteigenden Hochhauslast;
- Gewinn von Baustelleneinrichtungsflächen unter den extrem beengten Verhältnissen in der Innenstadt (Bild 6);
- Minimierung der Baustellenbehelfe, wie z.B. Aussteifungen oder gar Ankerlagen.

Darüber hinaus können im Rahmen dieses Gesamtkonzeptes die Pfähle der Kombinierten Pfahl-Plattengründung während der Phase der Deckelbauweise als Gründungspfähle für die Primärstützen des Kellerkastens und des aufgehenden Tragwerkes genutzt werden, wodurch bereits in diesem Bauzustand hohe Vertikallasten setzungsarm in den Baugrund geleitet werden können. Während die Gründungspfähle in dieser Bauphase in ihrer Tragwirkung einer freistehenden Pfahlgruppe entsprechen, werden die Pfähle nach Fertigstellung des Kellerkastens durch das abschließende Betonieren der Bodenplatte in das Konzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) integriert.

Die Kombination von Deckelbauweise und Kombiniertes Pfahl-Plattengründung bietet zugleich den Vorteil, daß durch die frühzeitige, vor dem Aushub der Baugrube erfolgende Erstellung der Gründungspfähle eine deutliche Reduktion der durch den Aushubvorgang zu erwartenden Hebungen innerhalb und außerhalb der Baugrube erzielt

werden kann, da die Pfähle eine den Entspannungshebungen entgegenwirkende Verdübelung des Bodenkorpuses bewirken.



Bild 6: Ansicht der Gesamtbaugrube mit dem Startschacht im Zentrum, im Hintergrund die Doppelanlage der Deutschen Bank und das Trianon-Hochhaus

5. Entwicklung eines geeigneten Berechnungsmodells für die Verbausysteme

5.1 Anforderungen an das Berechnungsmodell

Die Bemessung der Baugrubenverbausysteme für die tiefe Hochhausbaugrube des MAIN TOWER war durch die schwierigen geotechnischen Randbedingungen und die komplexen Wechselbeziehungen im Bauablauf geprägt. Es galt ein Berechnungsmodell

dell zu entwickeln, das es ermöglichte, insbesondere auch die folgenden Anforderungen zu erfüllen:

- Abbildung des Verformungs- und Tragverhaltens der als äußere Baugrubenumschließung dienenden überschnittenen Bohrpfahlwand mit einer Länge von bis zu 34 m unter Zugrundelegung realitätsnaher Erddruckverteilungen;
- Berücksichtigung der gekoppelten Nutzung der überschnittenen Bohrpfahlwand als auf Biegung beanspruchter Verbau und als Vertikallasten abtragendes Element der Deckelbauweise;
- Ermittlung einer realistischen Wasserdruckverteilung auf die Verbauwände unter Berücksichtigung der Baugrundsichtung und der Anisotropien der Bodenschichten;
- Nachweis des Erhaltes der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit des bestehenden Helaba-Hochhauses während des Aushubes der Baugrube für den MAIN TOWER und der damit verbundenen Freischachtung der Gründungsplatte des Helaba-Hochhauses;
- Ermittlung der auf den Verbau des inneren Startschachtes einwirkenden Beanspruchungen unter Berücksichtigung der fangedammartigen Tragwirkung des zwischen Verbau des Startschacht und der äußeren Baugrubenumschließung verbleibenden Erdkörpers;
- Realistische Beschreibung der Wechselwirkungen der "Baugrube-in-der-Baugrube-Konstruktion" und der Interaktion zwischen dem Verbau des Startschachtes und der Bohrpfahlwand als äußerer Baugrubenumschließung unter Berücksichtigung der variierenden Breite des Fangedamms (Bild 7);
- Untersuchung des Einflusses der im Bereich des Erdwiderlagers der Bohrpfahlwand geplanten Gründungspfähle bezüglich ihrer Dübelwirkung beim Nachweis des Erdauflagers der Bohrpfahlwand;
- Realitätsnahe Vorhersage der durch die Baugrubenerstellung induzierten Verformungen der Baugrubenverbausysteme und insbesondere der Nachbarbebauung.

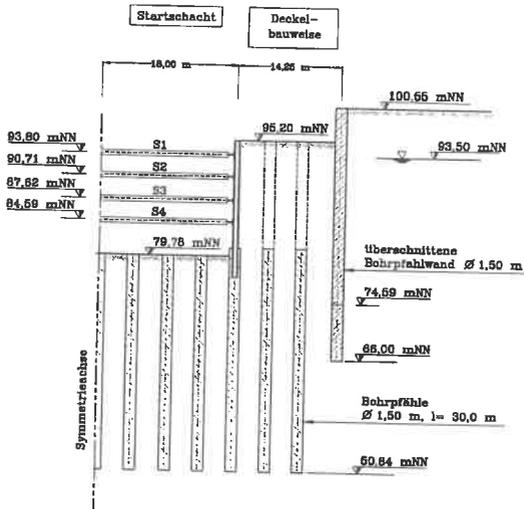


Bild 7: Typisierter Schnitt durch die Gesamtbaugrube mit Startschacht (Baugruben-in-der-Baugrube-Konstruktion) als Grundlage der numerischen Untersuchungen

5.2 Entwicklung eines numerischen Strukturmodells

Da konventionelle Berechnungsverfahren diese Anforderungen nicht befriedigend lösen konnten, wurde ein numerisches Strukturmodell entwickelt, das in der Lage ist, die mechanisch zu erfassende Baugrund-Tragwerk-Interaktion unter Beachtung aller relevanten geometrischen und physikalischen Einflußfaktoren und Randbedingungen als Gesamtsystem ganzheitlich zu beschreiben. Die Untersuchungsstrategie besteht darin, mit einem in sich konsistenten, durch die numerische Simulation von Laborversuchen kalibrierten und durch die back-analysis von in-situ durchgeführten Belastungsversuchen bzw. durch die Nachrechnung von gemessenen Verformungs- und Spannungszuständen bereits ausgeführter Bauwerke verifizierten Strukturmodell das Tragverhalten der geotechnischen Verbundkonstruktion zu simulieren. Das auf der Basis der Finite-Elemente-Methode entwickelte Strukturmodell setzt sich zusammen aus drei Teilmodellen, bestehend aus der geometrischen Modellierung der Teilsysteme "Baugrund" und "Trag- bzw. Stützkonstruktionen", der stofflichen Modellierung der Teilsysteme und der numerischen Computersimulation des gekoppelten Gesamtsystems (Arslan 1994).

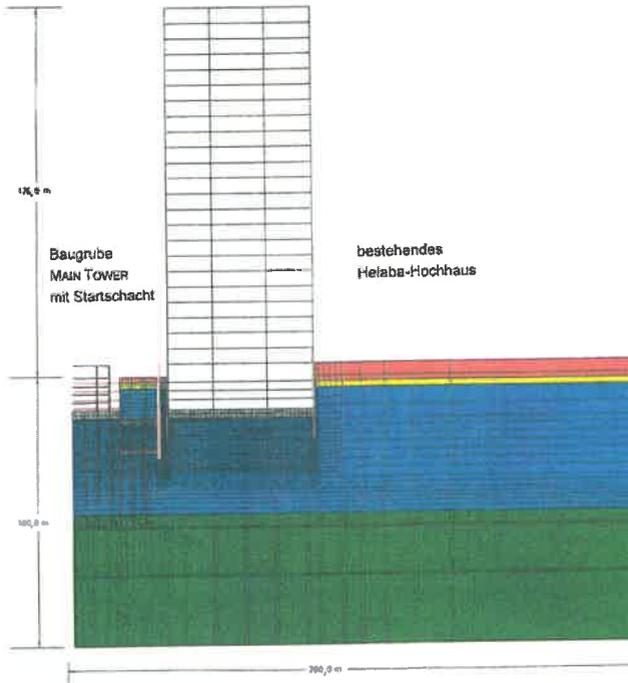


Bild 8: Geometrische Modellierung des Gesamtsystems für die südliche Baugrubenumschließung in einem Zwischenberechnungsschritt

Bild 8 zeigt exemplarisch die geometrische Modellierung für die Untersuchung der entlang der zum bestehenden Helaba-Hochhaus orientierten Südseite des MAIN TOWER. Die Strukturabmessungen des Gesamtnetzes betragen insgesamt 396 m x 200 m, woraus sich bei dem gewählten Diskretisierungsgrad ein Gleichungssystem mit rund 33.600 Unbekannten ergibt. Für die stoffliche Modellierung des Bodenkontinuums wurde aufbauend auf den am Institut für Geotechnik gewonnenen Erfahrungen bei der Stoffgesetzformulierung (Arslan et al. 1981; Muth 1989) ein elastoplastisches Stoffmodell in die Berechnungen eingeführt, das auf dem modifizierten Stoffansatz von Drucker und Prager aufbaut und eine aus zwei unterschiedlichen Teilflächen zusammengesetzte Fließfläche für die Formulierung des Fließgesetzes nutzt.

5.3 Ermittlung des Wasserdruckes auf die äußere Baugrubenumschließung

Zur Ermittlung realitätsnaher Lastansätze für den Wasserdruck und somit zur wirtschaftlichen Bemessung der als äußeren Verbauwand dienenden überschnittenen Bohrpfahlwand wurden parametrische numerische Strömungsberechnungen durchgeführt (Katzenbach et al. 1996).

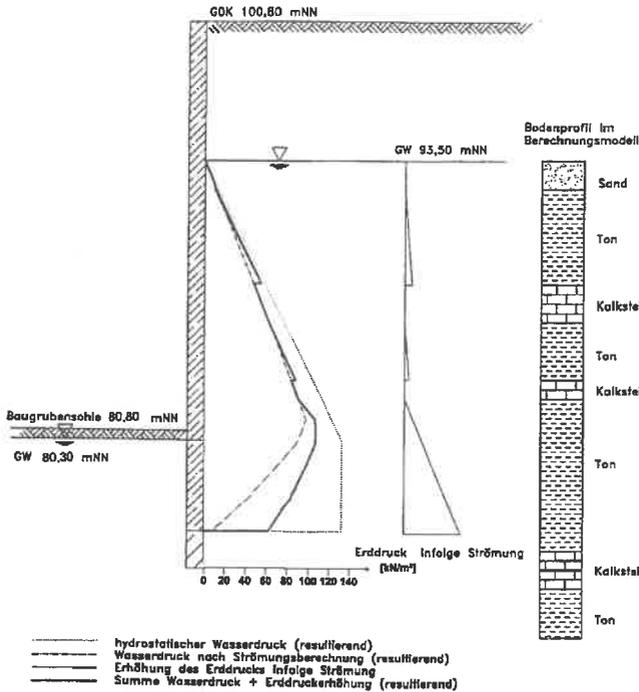


Bild 9: Lasten auf die überschrittene Bohrpfehlwand als Ergebnis der numerischen Computersimulation der Grundwasserhydraulik

Neben der makroskopischen, durch die sandwichartige Gebirgsschichtung vorgegebenen Anisotropie wird in der numerischen Modellierung der Grundwasserströmungen auch die innerhalb der einzelnen Schichten durch die Feinsedimentation vorhandene Anisotropie berücksichtigt. Bild 9 zeigt den aus dem numerisch errechneten Potentialfeld ermittelten Wasserdruck auf die Verbauwand und die Strömungskräfte in den Tonschichten. Die maximale resultierende Gesamtlast aus Wasserdruck und Erddruckerhöhung infolge Strömung beträgt je Meter Baugrubenwand 1.310 kN/m. Der nach EAU (E19) berechnete Wasserdruck ist mit 1.610 kN/m deutlich größer. Insbesondere am Wandfuß ist eine deutliche Abweichung zwischen dem klassischen Wasserdruckansatz nach EAU und den Ergebnissen der standortbezogenen FEM-Modellierung zu verzeichnen.

5.4 Numerische Computersimulation der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Wegen der Spannungswegabhängigkeit des Materialverhaltens des Bodens ist die numerische Modellierung des Baufortschrittes im Rahmen einer step-by-step-analysis ein wesentlicher Bestandteil der Charakteristik des entwickelten Strukturmodells. Die numerische Computersimulation, d.h. die Nachahmung der Erstellung des Baugrubenverbaus, des schrittweisen Aushubes der Baugrubenabschnitte und der Errichtung des Kellerkastens, aber auch bereits die rechnerische Simulation der Errichtung der Baugrube und des Gebäudes des bestehenden Helaba-Hochhauses erfolgt durch schrittweises Nachfahren des Bauablaufes und der mit ihm verbundenen Be- und Entlastungsvorgänge unter Berücksichtigung der geometrischen Varianz des Modells. Diese Vorgehensweise ist erforderlich, da wegen des nichtlinearen elastoplastischen Verhaltens des Bodens in jeder Belastungsstufe die vom Spannungsweg und vom Spannungszustand abhängige asymmetrische Steifigkeitsmatrix neu aufgebaut werden muß. Insgesamt wurde der Bauablauf in 17 Berechnungsschritten (Steps) abgebildet.

5.5 Berechnungsergebnisse

Die sich durch die vorab erfolgende Erstellung des Startschachtes ergebende "Baugrube-in-der-Baugrube-Konstruktion" führt zu einer komplexen Wechselwirkung der beiden Verbausysteme unter Mitwirkung des zwischen den beiden Bauwänden verbleibenden Erdkörpers, der erst in der späteren Bauphase der Deckelbauweise ausgehoben wird. Die wechselseitige Beeinflussungen der durch den Aushub des Startschachtes und die parallele Grundwasserhaltungsmaßnahmen verursachten Gleichgewichtsänderungen lassen sich für die in Bild 7 dargestellte Situation exemplarisch aus den horizontalen Verformungen der Verbauwände ablesen (Bild 10).

Mit zunehmender Aushubtiefe im Startschacht ist eine überproportionale Zunahme der maximalen Horizontalverformungen der Verbauwand in Höhe der jeweiligen Baugrubensohle in den Startschacht hinein festzustellen (Step 6 bis 11). Die Verformungen übertragen sich in abgeschwächter Form auf die überschnittene Bohrpfahlwand, werden dort aber überlagert von den Einwirkungen des sich aufbauenden Wasserdruckes auf die Bohrpfahlwand. Die zur Erstellung des Startschachtes erforderliche Grundwasserabsenkung in der Gesamtbaugrube zu einem Zeitpunkt, da die als äußere Baugrubenumschließung wirkende überschnittene Bohrpfahlwand noch nicht gestützt ist, bewirkt durch den hieraus resultierenden Wasserüberdruck auf die Bohrpfahlwand und die Erhöhung der wirksamen Wichte des Bodens im Bereich der Grundwasserabsenkung eine deutliche Gleichgewichtsänderung für das Gesamtsystem. Für die äußere Baugrubenumschließung ergibt sich hieraus für den Bauzustand des Endaushubes des Startschachtes und damit noch vor Beginn der eigentlichen Aushubarbeiten vor der Bohrpfahlwand eine Parallelverschiebung der Wand um rund 1,5 cm in Richtung Baugrube. Infolge der Aushubtätigkeit vor der Bohrpfahlwand nach dem Konzept der Deckelbauweise (Step 13 bis 17) ist mit maximalen Horizontalverformungen der überschnittenen Bohrpfahlwand in Höhe der Baugrubensohle von rund 2,6 cm zu rechnen (Bild 10).

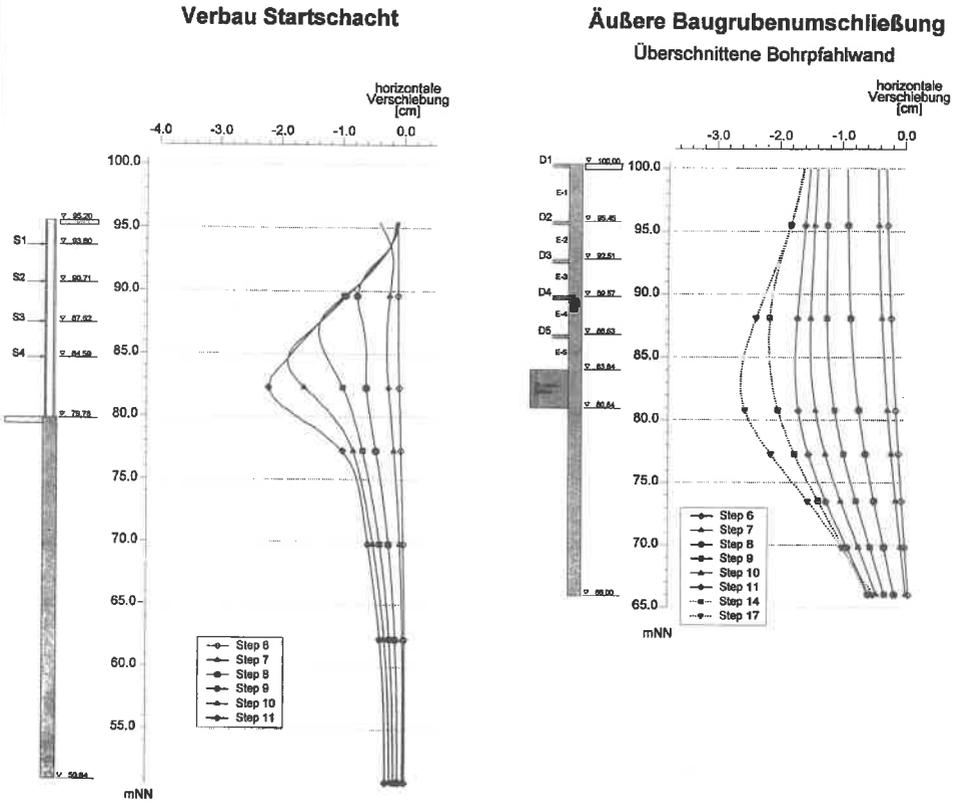


Bild 10: Numerisch ermittelte horizontale Verformungen der Verbauwand des Startschachtes und der Bohrfahrwand in Abhängigkeit vom Baufortschritt

Mit Hilfe der numerischen Untersuchungen konnte nachgewiesen werden, daß die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des bestehenden Helaba-Hochhaus durch die Erstellung der Baugrube für den MAIN TOWER nicht tangiert wird. Die als Folge der Bautätigkeit auftretenden Setzungszunahmen werden zu einer sehr geringen Verkantung der Gründungsplatte von ca. $\alpha \approx 1 / 5.000$ führen.

Wesentliches Kriterium bei der Interpretation der in einem sehr umfangreichen Maße ermittelten Berechnungsergebnisse der numerischen Untersuchungen war die fortlaufende Kontrolle und der Abgleich der Resultate mit klassischen Berechnungsverfahren und mit Messungen.

Einen guten Abgleich mit der klassischen Erddrucktheorie ermöglicht die Visualisierung der numerisch ermittelten Spannungen zwischen Bodenkontinuum und Verbau-

wand. Bild 11 stellt die numerisch ermittelten effektiven Horizontalspannungen hinter der als äußere Baugrubenumschließung dienenden Bohrpfehlwand dem auf der Grundlage der klassischen Erddrucktheorie ermittelten aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck gegenüber. Mit fortschreitenden Aushub kann ausgehend vom Erdruhedruck ein sukzessiver Abfall der Horizontalspannungen bis nahe des Grenzzustandes des aktiven Erddruckes aufgezeigt werden. Im Bereich der Deckenscheibe D5 ist eine deutliche Spannungskonzentration zu verzeichnen,

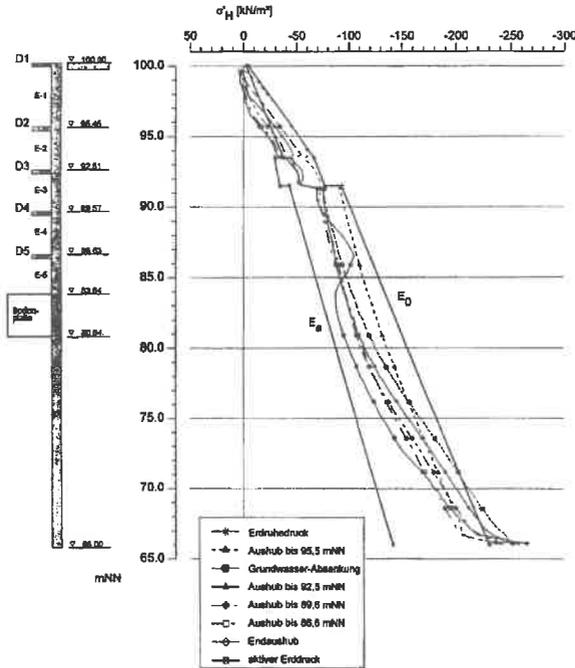


Bild 11: Numerisch ermittelte effektive Horizontalspannungen hinter der Bohrpfehlwand im Vergleich mit der klassischen Erddrucktheorie

während im oberen Wandbereich infolge der durch die Grundwasserabsenkung bedingten Wandkinematik ein Horizontalspannungsabfall auftritt. Im Bereich des Wandfußes nähern sich die Horizontalspannungen wieder den Erdruhedruckwerten an bzw. erreichen durch die teilweise Wand einspannung Werte oberhalb des Erdruhedruckes. Eine Erddruckumlagerung für den klassischen Erddruckansatz gemäß EAB führt nicht zu einer wirklichkeitsnahen Erfassung des Beanspruchungszustandes der Wand.

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen ermöglichten die Optimierung des Designs der Verbausysteme und bildeten die Grundlage für deren konstruktive Bemessung.

6 Meßtechnische Überwachung der Verbausysteme des MAIN TOWER

6.1 Überwachung der Gesamtbaugrube

Bestandteil des Sicherheitskonzeptes für die Erstellung der tiefen Baugrube des MAIN TOWER ist neben einer numerischen Simulation von Grenzbeanspruchungszuständen die konsequente Anwendung der Beobachtungsmethode nach den Grundsätzen der DIN V 1054-100 und des ENV 1997-1 (Katzenbach et al. 1997). Sowohl die Bohrpfehlwand als äußere Baugrubenumschließung als auch der Verbau des Startschachtes werden mittels Inklinometern und Extensometern sowie Steifenkraftmessungen kontinuierlich meßtechnisch überwacht und die erhaltenen Meßwerte zeitnah mit den prognostizierten Verformungs- und Kraftgrößen verglichen. Zwölf bis in 100 m Tiefe reichende und mit 5-fach Extensometern kombinierte Inklinometer überwachen das Verformungsverhalten der als äußere Baugrubenumschließung dienenden

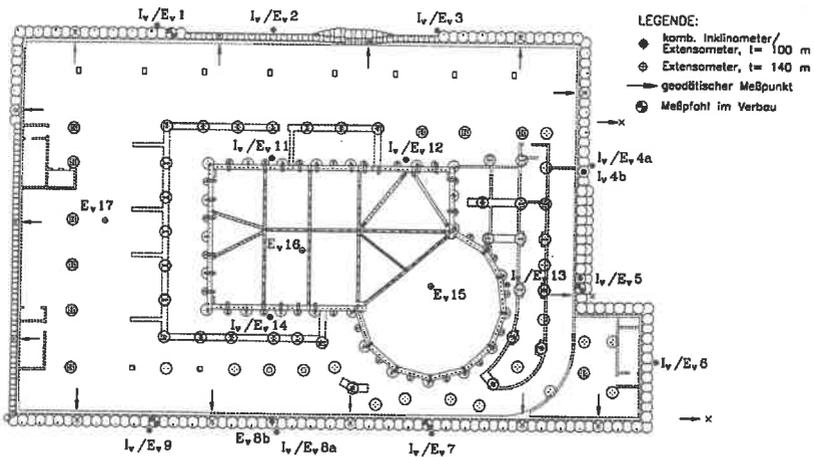


Bild 12: Überwachung der Erstellung der Baugrubensysteme des MAIN TOWER mittels Inklinometern und Extensometern

überschnittenen Bohrpfehlwand, während vier weitere kombinierte Inklinometer/Extensometer im Inneren der Gesamtbaugrube die Verformungen des Verbaus des Startschachtes aufzeigen (Bild 12). Ferner wird in ausgewählten Pfählen der überschnittenen Bohrpfehlwand ebenso wie für etliche Verbauträger das Beanspruchungsniveau mittels Dehnungsmessungen überwacht.

Die Baumaßnahme wird begleitet von einem dezidierten geodätischen und hydrogeologischen Beweissicherungs- und Überwachungsprogramm (Katzenbach, Quick 1996). In diesem Zusammenhang wird auch eine mögliche Verkantung des beste-

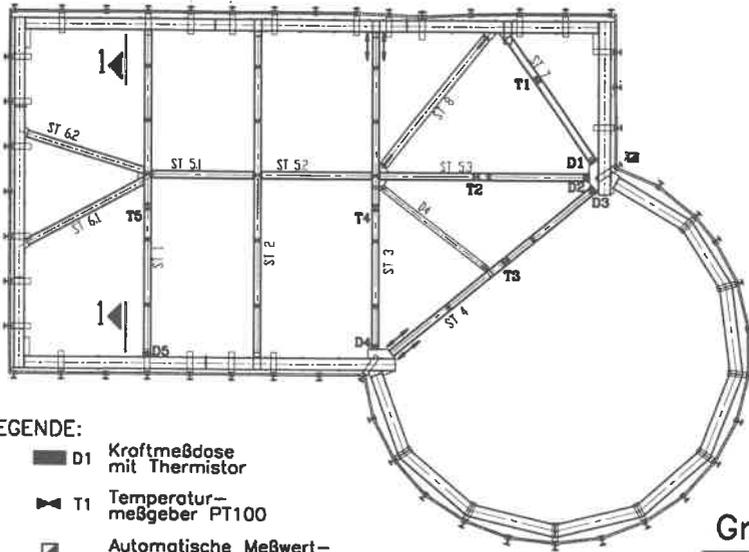
henden Helaba-Hochhauses durch kontinuierlich arbeitende Nivel-Meßgeräte überwacht, die in den Obergeschossen des bestehenden Hochhauses installiert wurden.

6.2 Überwachung des Startschachtes

Der im Vorlauf zur eigentlichen Deckelbauweise erstellte Startschacht wird durch ein eigenes, vierlagiges Steifensystem aus Stahlprofilen ausgesteift. Während im Bereich des Kerns des runden Hochhauskorpuses aus Stahlgurtungen ein Druckring ausgebildet werden konnte, wird der Bereich des Kerns des quadratischen Hochhausturms durch eine mehrfach verstrebt Stahlkonstruktion gehalten (Bild 14). Zwei Steifen wurden pro Lage in Abhängigkeit vom Aushubniveau mit hydraulischen Pressen vorgespannt. Insgesamt bildet das Aussteifungssystem des Startschachtes ein komplexes räumliches Stahlfachwerk (Bild 13).



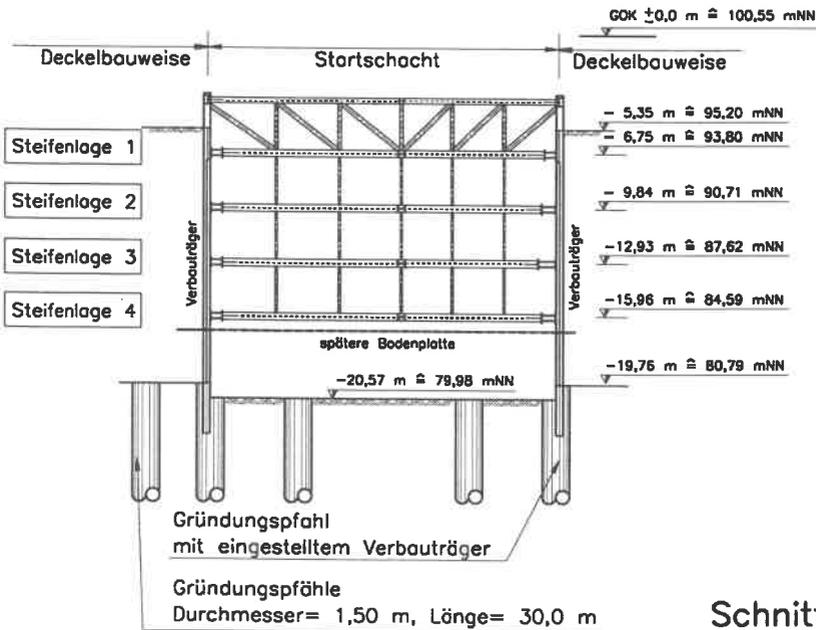
Bild 13: Blick in den Rechteckteil des ausgesteiften Startschachtes mit der vorgespannte Steife ST 4 im Vordergrund, Aushubniveau bei -18 m unter GOK im Mai 1997



LEGENDE:

- D1 Kraftmeßdose mit Thermistor
- T1 Temperaturmeßgeber PT100
- Automatische Meßwert-erfassungsanlage
- Vorspannpresse

Grundriß



Schnitt 1-1

Bild 14: Grundriß und Ansicht des stählernen Aussteifungssystems des Startschachtes mit Meßinstrumentierung

Das Tragverhalten der Aussteifungskonstruktion des Startschachtes wird durch die Versuchsanstalt für Geotechnik der TH Darmstadt kontinuierlich mittels 20 eingebauter Kraftmeßdosen mit integriertem Thermistor und unter Einsatz einer automatischen Meßwerterfassungsanlage überwacht. Ferner wurden auf den durch Kraftmeßdosen überwachten Stahlsteifen Temperaturgeber (PT100) appliziert. Bild 15 zeigt als Ergebnis der kontinuierlichen Steifenkraftmessungen die Visualisierung der Meßergebnisse der Kraftmeßdose D5 in der untersten, vierten Steifenlage für den Zeitraum vom 27. Mai bis 1. Juni 1997. Die in Abhängigkeit von der Temperaturentwicklung auf der Steife aufgetragenen Steifenkräfte zeigen eine deutliche Beeinflussung durch die meßtechnisch aufgezeichnete, tageszeitabhängige Temperaturkurve (Bild 15). Die temperaturinduzierten Schwankungen der Kräfte in dem Stahlprofil betragen rund 25 % der insgesamt im Tagesmittel aufzunehmenden Steifenkraft. Alternativ zu einer möglichen Verschattung und Wärmedämmung der Steifen (Gattermann et al. 1996) wurden in diesem Falle im Hinblick auf einen schnellen Baufortschritt die Stahlsteifen bezüglich ihrer Tragfähigkeit auf die temperaturbedingten Beanspruchungszustände konstruktiv bemessen.

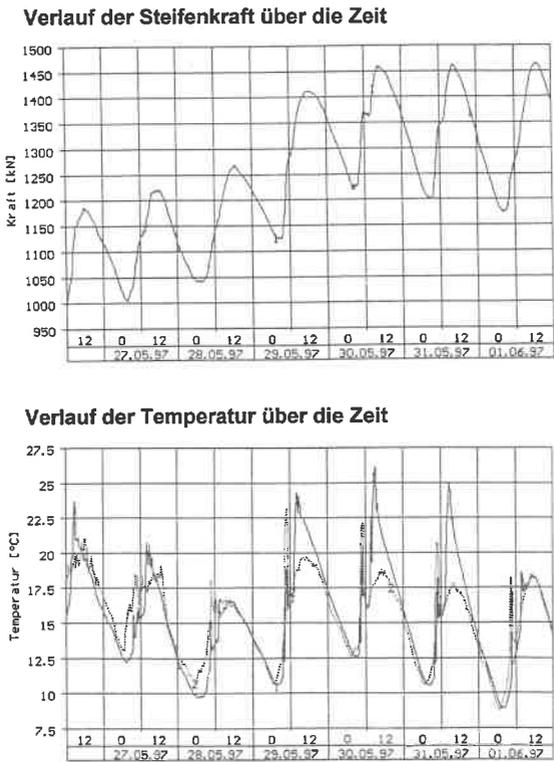


Bild 15: Ergebnis der kontinuierlichen Steifenkraftmessungen im Startschacht Kraftmeßdose D5 in der 4. Steifenlage, 27. Mai bis 1. Juni 1997

7 Schlußbemerkung

Das vorgestellte Beispiel der Errichtung des MAIN TOWER in Frankfurt am Main zeigt, daß für die Erstellung tiefer innerstädtischer Baugruben in Verbindung mit der Realisierung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung als Gründungskonzept für schwere Hochbauten neue konzeptionelle Wege beschritten werden können.

Zugleich dokumentiert das gewählte Bemessungskonzept für das Baugrubenverbausystem des MAIN TOWER, daß der Entwurf und die Bemessung von Baugruben unter schwierigen geometrischen und bodenphysikalischen Randbedingungen sich nicht alleine auf die Anwendung der klassischen Bemessungsverfahren beschränken kann, deren Grenzen häufig übersehen werden. Im Gegensatz zu den klassischen Berechnungsverfahren erlaubt die Anwendung numerischer Berechnungsverfahren die widerspruchsfreie Beschreibung des Überganges im Trag- und Verformungsverhalten eines Baugrubenverbaus unter Gebrauchslasten bis hin zum Versagenfall,



Bild 16: Blick aus dem 21 m tiefen Startschacht des MAIN TOWER auf das bestehende, 130 m hohe Helaba-Hochhaus

d.h. bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit. Dabei beinhaltet der Einsatz der Methode der Finiten Elemente bei der rechnerischen Analyse von Baugruben die Möglichkeit zur Abbildung des Gesamtsystems bestehend aus Baugrubenverbau, Bodenkontinuum und Nachbarbebauung in einem Berechnungsmodell. Häufig lassen sich erst hieraus eindeutige Erkenntnisse über die Charakteristik des komplexen mechanischen Tragverhaltens und die für die gegenständliche geotechnische Problemstellung maßgebenden Verformungskinematiken gewinnen.

Die Realisierung der Hochhaus-Baugrube des MAIN TOWER zeigt beispielhaft die Vorteile einer Verknüpfung der auf der bewährten klassischen Erddrucktheorie basierenden Bemessungsverfahren mit numerischen Berechnungsmodellen zur rechnerischen Prognose von Verformungs- und Spannungszuständen in Einheit mit der unverzichtbaren kontinuierlichen meßtechnischer Überwachung der Erstellung der Baugrube nach den Grundsätzen der Beobachtungsmethode während der Ausführungsphase.

Literatur

- Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen" der HTG und DGGT (Hrsg.) (1990):
Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen EAU 1990 Wasserüberdruck in Richtung der Wasserseite (E19).
Wilhelm Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 8. Auflage, 90-92.
- Arslan, U.; Breth, H.; Wanninger, R. (1981):
An Elastoplastic Analysis of Anchored Walls. Proc. X. ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, 21-28.
- Arslan, U. (1994):
Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Vorträge des 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums am 14.7.1994. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 33, 1994, 29-49.
- Buchmann, K.-J.; Blümel, W. (1981):
Erkenntnisse aus Messungen und Vergleichsberechnungen für ausgesteifte Bohrpfehlwände. 8. Donau-Europäische Konferenz 1986 in Nürnberg. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, 7-12.
- Gattermann, J.; Horst, M.; Rodatz, W. (1996):
Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus. Geotechnik 19 (1996), Heft Nr. 1, 9-17.
- Ikuta, Y.; Maruoka, M.; Aoki, M.; Sato, E. (1994): Application of the observational method to a deep basement excavated using the top-down method. Géotechnique 44, No. 4, 655-664.

Katzenbach, R. (1993):

Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Platten-gründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser. Bautechnik 70 (1993), Heft 3, 161-170.

Katzenbach, R.; Arslan, U.; Vogler, M.; Quick, H. (1994):

New Experiences on Deformation and Strength Behaviour of Frankfurt Lime-stone. Proc. IVth South American Congress on Rock Mechanics, Intern. Symposium ISRM, May 10-14, 1994, Santiago, Chile.

Katzenbach, R.; Arslan, U.; Holzhäuser, J.; Vogler, M. (1996):

Sensitivitätsanalysen für tiefe Hochhausbaugruben. 4. FEM/CAD Ta-gung, 29.2.-1.3.1996, Darmstadt, Fortschrittsberichte VDI, Reihe 20, Nr. 214, 22-28.

Katzenbach, R.; Quick, H. (1996):

Grundwassermanagement bei temporären Baumaßnahmen. Bauingenieur 71 (1996), 297-304.

Katzenbach, R.; Arslan, U.; Moormann, Chr. (1996):

Nachweiskonzept für die kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP). Geo-technik 19 (1996), Nr. 4, 3-11.

Loers, G.; Pause, H. (1976):

Die Schlitzwandbauweise für große und tiefe Baugruben in Städten Erfah-rungen und Möglichkeiten erläutert an ausgeführten Baugruben in der City von Düsseldorf. Bauingenieur 51 (1976), 41-58.

Muth, G. (1989):

Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allge-meiner nichtmonotoner Belastung. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Technische Hochschule Darmstadt, Heft 31.

Richter, Th.; Savidis, S.; Katzenbach, R.; Quick, H. (1996):

Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand. Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 129-146.

Triantafyllidis, Th. (1996):

Verformungsverhalten von Stützwänden bei tiefen Baugruben anhand von Ausführungsbeispielen. Beiträge zum 11. Christian Veder Kolloquium "Stütz-konstruktionen im Grundbau - Herstellung und Bemessung", Institut für Bo-denmechanik und Grundbau der TU Graz, Mitteilungsheft 14, 15-34.

Weißbach, A.; Gollub, P. (1995): Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ortbetonwände bei Baugruben im Sandboden mit tiefliegender Injektionssohle, hohem Wasserdruck und großer Bauwerkslast. Bautechnik 72 (1995), Heft 12, 780-799.

Untersuchungen zum Verformungsverhalten einer tiefen Baugrube In überkonsolidiertem Ton

Wolfgang Krajewski / Konrad Kuntsche / R. Plamitzer¹

Zusammenfassung

Es wird an dem Beispiel einer tiefen Baugrube in überkonsolidiertem Ton gezeigt, daß die üblichen Berechnungen für Baugrubenwände nicht ausreichen, das Verhalten des Systems ausreichend sicher zu prognostizieren. Die Wechselwirkung zwischen Verbau und Baugrund kann nur mit kontinuumsmechanischen Rechenmethoden nachvollzogen werden. Der Anwender kann sich zwar heute verschiedener Programmsysteme bedienen, in denen eine Reihe von Stoffgesetzen implementiert sind. Schwierig ist die Einschätzung, welches Stoffgesetz zu wählen ist, noch schwieriger allerdings die Festlegung der benötigten Materialparameter. Hier liegen in der Praxis oft keine bzw. unzureichende Versuchsergebnisse vor. Aus dieser Situation leitet sich die Forderung ab, bei größeren Bauvorhaben bzw. größeren Risiken im Sinne der Beobachtungsmethode ([1], [2]) Messungen am Bauwerk durchzuführen. An den so z. B. für frühe Vorbauzustände gewonnenen Meßergebnissen können die Berechnungen kalibriert werden, was dann Prognosen für die späteren, maßgebenden Bauzustände erlaubt.

1 Einführung

Die Sicherung von tiefen Baugruben ist eine klassische Ingenieuraufgabe, bei der sowohl geotechnischer, als auch konstruktiver Sachverstand einfließen muß, um zu sicheren und wirtschaftlichen Lösungen zu kommen.

In der in Deutschland üblichen Praxis werden vom Baugrundsachverständigen auf der Grundlage seiner Erkundungs- und Laborversuchsergebnisse der schematisierte Aufbau und die zu verwendenden Rechenwerte des Baugrunds, sowie die anzusetzenden Bemessungswasserstände angegeben. Da Erkundungen und Laborversuche

¹ Prof. Dr.-Ing. W. Krajewski, FH Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. K. Kuntsche, FH Wiesbaden, Dipl.-Ing. R. Plamitzer, GBA Consult GmbH, Mühlal bei Darmstadt

ihren Preis haben, spielt hier häufig die Erfahrung des Geotechnikers eine wichtige Rolle. Mit seinen Angaben entwerfen, berechnen und prüfen in aller Regel Tragwerksplaner den auszuführenden Baugrubenverbau.

Baugruben unterliegen als Baubehelfe einer besonderen Kostensituation. In der Regel steht die billigste Lösung im Vordergrund. Die zudem häufig gegebene, sehr enge Terminalsituation führt ebenfalls dazu, daß Regellösungen mit Standardprogrammen erarbeitet und ausgeführt werden, bei denen Sicherheiten gegen Versagen nachgewiesen werden. Verformungsbetrachtungen werden dabei im Regelfall nicht ange stellt. Für begleitende Messungen oder eine Nachbearbeitung von Erfahrungen, die während der Ausführung gewonnen wurden, werden häufig keine Mittel bzw. keine Zeit zur Verfügung gestellt.

Mangelnde Baugrunderkundung, geschätzte Kennwerte, kein weiterer Informationsaustausch zwischen Statikern und Geotechnikern, die verwendeten Regellösungen, der Termin- und Kostendruck sind für sich allein, vor allem aber in ihrer ungünstigen Kombination als Ursachen für die vielen Schäden zu nennen, die nach wie vor beim Herstellen von Baugruben an der benachbarten Bebauung auftreten.

Nachfolgend wird ein praktisches Beispiel behandelt, welches sich aus dem oben geschilderten Spannungsfeld ergab. Wir wollen Ergebnisse von Berechnungen zu einem Querschnitt einer Baugrube für die S-Bahn in Offenbach am Main vorstellen. Dabei handelt es sich um den sog. Hauptmeßquerschnitt, für den eine Reihe von Meßergebnissen vorliegen.

Es soll gezeigt werden, welche Schlußfolgerungen sich zum einen aus den üblichen Nachweisen und zum andern mit Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente für den Meßquerschnitt ziehen lassen. Dabei soll deutlich werden, daß für tiefe Baugruben eine Regelbemessung allein nicht ausreicht. Vielmehr sind Messungen und weitergehende Berechnungen unverzichtbar - eine Aussage, die zwar auch an anderer Stelle (z. B. [3], [4], [5]) nachzulesen ist, aber die in der Praxis noch immer nicht angemessen berücksichtigt wird.

2 Projekt und Meßquerschnitt

Die hier betrachtete Baugrube wurde im Zuge der Anbindung der Stadt Offenbach am Main an das S-Bahn-Netz im Rhein-Main Gebiet, der sog. City-Trasse Offenbach, erstellt. Kernstück der City - Trasse ist ein im Stadtgebiet von Offenbach verlaufender, etwa 3,5 km langer Tunnel, dessen Sohle im wesentlichen etwa 15 m bis 19 m unter Geländeoberfläche liegt [6]. Der Tunnel wurde in offener Bauweise errichtet und ist im Bereich der Strecke minimal 11 m und an den Stationen bis zu 20 m breit.

Generell stehen im Rhein-Main Gebiet unter einer i.d.R. wenigen Metern dicken

quartären Deckschicht aus Sanden und Kiesen, die z.T. von Auffüllungen überlagert wird, tertiäre Sedimente an, die bis in größere Tiefen reichen. Im Bereich des Meßquerschnitts handelt es sich bei den tertiären Böden um den sog. Rupelton, ein hellgrauer bis graugrüner kalkhaltiger, schluffiger Ton, der i.d.R. massig ausgebildet und aufgrund seiner geologischen Vorbelastung stark überkonsolidiert ist. Die Rupeltone sind gemäß DIN 18 196 in die Bodengruppen TM bzw. TA (mittel- bis ausgeprägt plastische Tone) zu klassifizieren.

In der nachstehenden Tabelle 1 sind die charakteristischen Bodenkennwerte für die im Bereich des Hauptmeßquerschnitts anstehenden Böden zusammengestellt, wie sie für die Bemessung des Baugrubenverbau verwendet wurden [8].

Schicht:	Wichte		Scherfestigkeit			Steifemodul
	γ	γ'	φ'	c'	c_u	E_s
	[kN/m ³]		[°]	[kN/m ²]		[MN/m ²]
Quartäre Deckschicht	19	10	35	0	–	40 - 60
Rupelton	19	–	20	25	150	20 - 40

Tab. 1: Charakteristische Bodenkennwerte zur Bemessung des Baugrubenverbau

Wasserführend sind die quartären Deckschichten. Die Rupeltone weisen nur eine sehr geringe Wasserdurchlässigkeit auf. Sie sind nach [8] als "praktisch dicht" zu bezeichnen.

Die Bemessung der Baugrube erfolgte für einen Grundwasserstand bei -2,8 m unter Gelände. Während der Bauzeit wurde eine temporäre Grundwasserabsenkung des sich auf den Rupeltonen aufstauenden Grundwassers durchgeführt. Aufgrund des geringen Wasserzustromes innerhalb der quartären Böden während der Bauzeit und aufgrund der Dränmaßnahmen hinter der Wand kann davon ausgegangen werden, daß kein Wasserdruck auf die Pfahlwand eingewirkt hat.

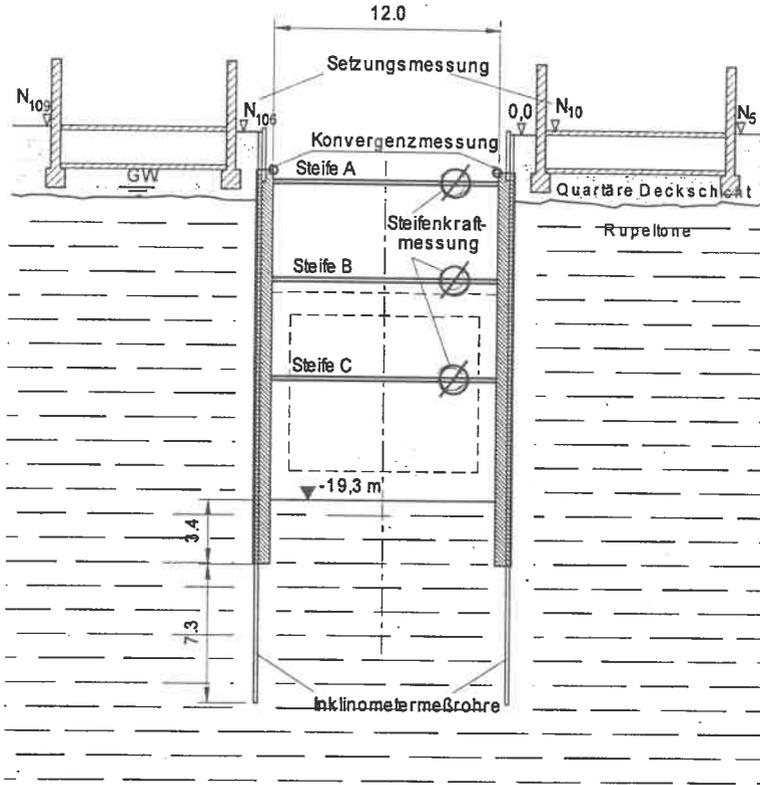


Bild 1: Hauptmeßquerschnitt

Bild 1 zeigt die im Bereich des Hauptmeßquerschnitts 12 m breite und 19,3 m tiefe Baugrube mit den dort installierten Meßeinrichtungen. Die Baugrube wurde durch eine aufgelöste Bohrpfehlwand gesichert. Verwendet wurden Pfähle mit einem Durchmesser von 90 cm, die in einem Achsabstand von 1,2 m angeordnet sind. Die Einbindetiefe der Pfähle unterhalb der Baugrubensohle beträgt 3,4 m. Bis in 2 m Tiefe war auf die Pfähle eine Trägerbohlwand aufgesetzt. Die Träger waren als Steckträger in jedem zweiten Bohrpfehl angeordnet. Der Verbau wurde 3-fach ausgesteift, wobei auf eine Vorspannung der Steifen verzichtet wurde.

Die Steifen wurden in Tiefen von 2,5 m (A), 7,6 m (B) und 13,0 m (C) angeordnet, die Abstände der Steifen in Baugrubenlängsrichtung betragen 2,45 m (A), 1,95 m (B) bzw. 1,8 m (C).

Wie in den anderen Streckenabschnitten der City-Trasse wurden auch hier im Einflußbereich der Baumaßnahme geodätische Nivellements von Meßpunkten an der Geländeoberfläche bzw. an vorhandenen Gebäuden vorgenommen. Im Haupt-

meßquerschnitt wurden ferner die Horizontalverschiebungen des Verbaus gemessen. Hierzu wurden in den Verbaupfählen 30 m tiefe Bohrungen niedergebracht, in die Führungsrohre für Inklinometermessungen eingebaut wurden. Im Bereich der Pfahlköpfe wurde ferner eine Konvergenzmeßstrecke eingerichtet. Schließlich erfolgte Messungen der Steifenkräfte mit pneumatischen Kraftmeßdosens in jeder Steifenlage.

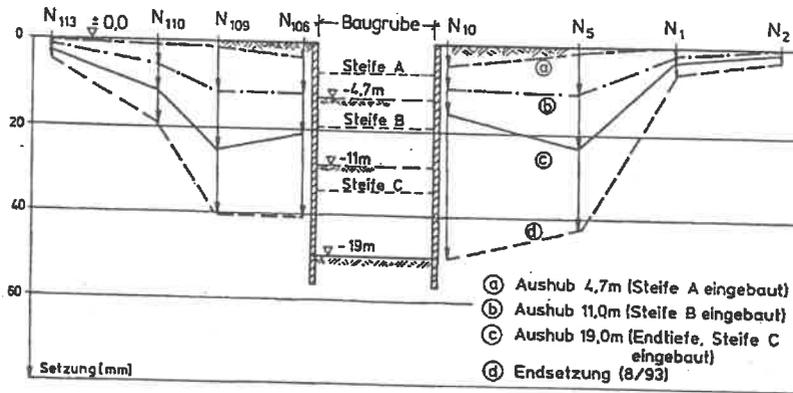
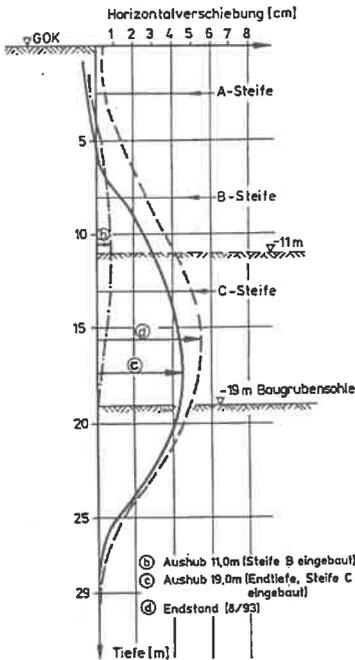


Bild 2: Ergebnisse der Setzungsmessungen

Aus Bild 2 sind die gemessenen Setzungen des Geländes für vier Aushubzustände ersichtlich. Die Graphik zeigt, daß am Baugrubenrand bis zu einer Aushubtiefe von 11 m und nach dem Einbau der Steifenlagen A und B relativ geringe Setzungen von 1 cm aufgetreten sind. Bis zum Erreichen der Endtiefe bei 19,3 m vergrößerten sich die Setzungen auf etwa 2 cm. Nach dem Einbau der Tunnelsohle und dem Rückbau der Steifenlagen B und C haben sich Maximalwerte zwischen 4 cm und 5 cm eingestellt. Aus Bild 2 wird ferner deutlich, daß die beiden Meßpunktreihen neben der Baugrube etwa die gleichen Setzungen aufweisen. Die Meßpunkte, die weiter als etwa die Baugrubenbreite von der Baugrube entfernt liegen, setzen sich deutlich weniger. Die sich dort einstellende Setzungsmulde weist Neigungen zwischen etwa 1:300 bis 1:500 auf. In einem Abstand von etwa 40 m vom Rand der Baugrube wurden lediglich Setzungen von wenigen Millimetern gemessen.

Entsprechend den Setzungsmessungen ergab die Messung der Lateralverschiebungen mit den Inklinometern bis zum Aushubzustand 11 m ebenfalls nur verhältnismäßig kleine horizontale Verschiebungen der Verbauwand (Bild 3). Der weitere Aushub führte anschließend zu einer verhältnismäßig starken Zunahme der seitlichen Verschiebung, die beim Erreichen der Baugrubensohle und nach Einbau der Steife C (gekennzeichnet mit c) bis über 4 cm betragen. Die Maximalverschiebung wurde nach dem Rückbau der Steifen im Endzustand zu etwa 5,2 cm gemessen.



Die ermittelten Flächen der Setzungsmulden stimmen gut mit den gemessenen Flächen der Lateralverschiebungen überein. Da die Verformungen der Rupeltone als volumentreu zu erwarten sind, ist die Pfahlwand offensichtlich nicht "umflossen" worden. Hebungen der Baugrubensohle sind also für die Setzungsmulde nicht verantwortlich zu machen.

Die Messungen der Steifenkräfte ergaben für den Bauzustand des Endaushubs bei 19,3 m Tiefe Steifenkräfte von 492 kN (Steifenlage A) bzw. jeweils 1230 kN für die Steifenlagen B und C. Die Maximalwerte wurden hier nach Einbau des Tunnelblocks und dem Ausbau der Steife C mit 590 kN (A) bzw. 1169 kN (B) gemessen.

Bild 3:
Ergebnisse der Inklinometermessungen

3 Bemessung des Baugrubenverbaus

3.1 Konventionelle Vorgehensweise

In der Ausführungsplanung wurde der rechnerische Nachweis des Baugrubenverbaus nach Richtlinien [7] durchgeführt, die langjährige Erfahrungen und Messungen an tiefen Baugruben (z.B. [10] und [23]) der S- und U-Bahnen im Rhein-Main Gebiet umsetzen. Der Nachweis beschränkt sich dabei wie üblich auf eine Bemessung der konstruktiven Bauteile gegen Versagen. Rechnerische, quantitative Verformungsnachweise, wie sie z. B. bei Gründungen die Regel sind (s. z. B.: [15]), erscheinen nach dieser Praxis entbehrlich. Dieser Vorgehensweise liegt die Erfahrung zugrunde, daß bei einer Bemessung nach den Regeln der Technik, z. B. der EAB [11,12] die Verschiebungen des Fußauflagers einer mehrfach gestützten Wand mit den Verschiebungen der übrigen Wand im Einklang stehen. Vorgaben zur Konstruktion von Verbauwänden sowie die zu wählenden Erddruckansätze begrenzen die Verformungen so stark, daß unter normalen Umständen keine Schäden an benachbarten Bauwerken zu erwarten sind.

Im vorliegenden Fall ist gemäß den Richtlinien für den S-Bahn-Bau im Rhein-Main Gebiet auf die Wand ein erhöhter aktiver Erddruck anzusetzen, der nach Bild 4 umgelagert wird. Ein Vergleich mit der Erddruckfigur nach der EAB-100 [12], zeigt verhältnismäßig geringe Unterschiede, doch wird deutlich, daß nach der Richtlinie die Umlagerung zum oberen Wandteil etwas weniger stark ausgeprägt ist.

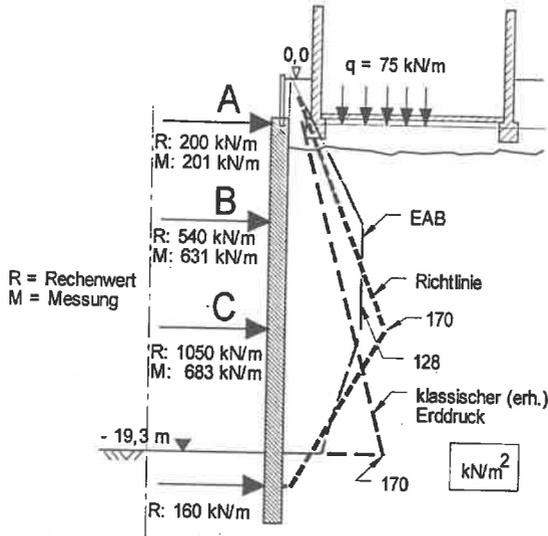


Bild 4: Konventionelle Berechnung: System, Erddrücke und Steifenkräfte

Für die Bemessung der Bauteile sind der in Bild 4 dargestellte Zustand des Endausbaus, bzw. der anschließende 1. Rückbauzustand maßgebend. Die Berechnung erfolgt am System des Durchlaufträgers, für den sich die Schnittgrößen und die Auflagerkräfte ermitteln. Der Nachweis des Erdaufagers ergibt bei der gewählten Einbindetiefe eine Sicherheit, die knapp dem erforderlichen Wert von $\eta = 1,5$ [7] entspricht. Dabei sei auf eine Besonderheit der tertiären Tone des Rhein-Main Gebietes hingewiesen, wonach der aus der Anfangsscherfestigkeit resultierende Erdwiderstand in diesen Böden praktisch nicht mit der Überlagerungsspannung zunimmt. Die Sicherheit des Erdaufagers kann daher durch eine Vergrößerung der Einbindetiefe nur bedingt gesteigert werden.

Die Erfahrungen aus der Bauausführung zeigen eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Steifenkräfte (Bild 4) bzw. eine Unterschreitung der rechnerischen Prognosen.

Trotz der regelgerechten Bemessung traten im Umfeld der Baumaßnahme Verformungen auf, die teilweise an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit heran reichen (vgl. Abschnitt 2). Es stellt sich in diesem Zusammenhang u.a. die Frage, ob es

möglich gewesen wäre, die verhältnismäßig großen Verformungen frühzeitig rechnerisch zu prognostizieren und durch bauliche Maßnahmen zu mindern. Hier sei jedoch nochmals darauf hingewiesen, daß Verformungsberechnungen nach dem derzeitigen Stand der Technik nicht zur üblichen Leistungspalette einer Baugrubenplanung gehören. Durch die Regelungen des EC 7 wird die Praxis zukünftig im allgemeinen auch nur bedingt verändert werden. Eine explizite Untersuchung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) wird nach EB 183 der EAB-100 [12] lediglich für definierte kritische Fälle gefordert. Solche Fälle stellen sich dar, wenn Baugruben in sehr geringer Entfernung von vorhandener Bebauung oder neben schlechter Bausubstanz hergestellt werden. Derartige schwierige Situationen sind für das mehrere Kilometer lange S-Bahn Projekt mehrfach festzustellen, so daß sich nach dem neuen Sicherheitskonzept für das vorliegende Projekt durchaus die Notwendigkeit von Prognoseberechnungen zeigt. Bei den in der Planungsphase durchgeführten Berechnungen stand demgegenüber die Beeinträchtigung des Tunnelbauwerkes durch zukünftige benachbarte Hochbauten im Blickpunkt [6].

3.2 Rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Nach den EAB kann der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) einer ausgesteiften Wand am System eines starr gelagerten Durchlaufträgers vorgenommen werden. Die elastische Zusammendrückung von Steifen darf i.a. vernachlässigt werden. Die Vorverformungen in Höhe der Stützungen vor deren Einbau sind zu berücksichtigen. Man erhält aus den Berechnungen mit starren Stützungen eine untere Auflagerkraft, die vom Boden vor der Wand aufgenommen werden muß. Die zugehörige Verschiebung kann näherungsweise, z.B. bei bindigen Böden nach [13] abgeschätzt werden.

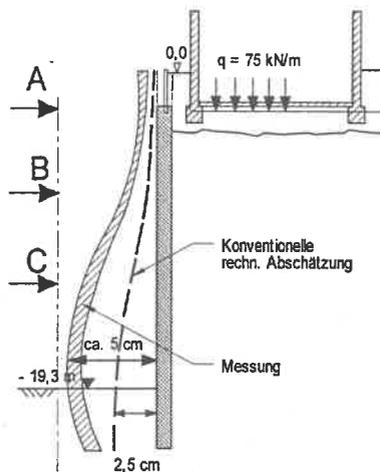


Bild 5: Biegelinie der Verbauwand (Messung und konventionelle Abschätzung)

Alternativ kann das starre Erdauflager durch eine elastische Bettung unterhalb der Aushub- bzw. Baugrubensohle ersetzt werden. Vielfach wird der Bettungsmodul in Anlehnung an die Angaben der DIN 4014 zu $k_{sh} \approx E_S/d$ gewählt. In [14] wird dargelegt, daß mit diesem Ansatz die Steifigkeit des Baugrundes deutlich überschätzt wird. Zutreffender ist danach die Formulierung $k_{sh} \approx E_{vh}/t$ (mit t = Einbindetiefe), wobei die Ermittlung des Verformungsmoduls E_{vh} für Beanspruchungen in horizontaler Richtung in der Regel schwierig ist. Er wird häufig unter Berücksichtigung empirischer Ansätze abgeschätzt. Eine wertvolle Unterstützung können einfache numerische Berechnungen darstellen, mit denen die Verformbarkeit des Systems in horizontaler Richtung untersucht wird.

In Bild 5 ist die Biegelinie der Verbauwand dargestellt, wie sie in Anlehnung an die Näherungsmethode der EAB - 100 für den GZ 2 berechnet wurde. Die Berechnungen erfolgten dabei am System des gebetteten Trägers. Der Bettungsmodul wurde zu $k_s = E_S / (0,5 * t)$ gewählt, wobei der Steifemodul der tertiären Tone mit E_S [MN/m²] = $7 * (1 + 0,35 * z$ [m]) als Funktion der jeweiligen Überlagerungshöhe eingeführt wurde. Die Vorverformung der Wand bis zum Einbau der verschiedenen Steifen wurde durch Berechnungen der einzelnen Vorbauzustände berücksichtigt.

Diesen Rechenergebnissen sind die gemessenen Verschiebungen gegenübergestellt. Als gemessenes Verformungsband wurden die Horizontalverschiebungen angegeben, die etwa zeitgleich mit dem Endaushub gemessen wurden, und die maximalen Verformungen, die erst später im Laufe des Rückbaus auftraten.

Es wird deutlich, daß die rechnerische Prognose etwa um 35 % bis 50 % unter den gemessenen Verschiebungen bleibt. Die Ursache hierfür ist vermutlich eine rechnerische Überschätzung der Steifigkeit des Rupeltones. Die gewählten Steifemodulin entsprechen Erfahrungen aus Projekten, insbesondere aus dem Innenstadtbereich von Frankfurt/M. Die dort anstehenden Hydrobiontöne (Frankfurter Ton) weisen bei Untersuchungen im Labor annähernd die gleichen Festigkeiten und Verformbarkeiten auf wie die Rupeltonne in Offenbach. In der Natur jedoch dürfte die Verformbarkeit des Rupeltons wegen der hier fehlenden Zwischenlagen aus Festgesteinen und Sanden vergleichsweise größer sein.

Ein wesentlicher Nachteil der einfachen rechnerischen Abschätzungen ist die Tatsache, daß mit diesen Verfahren die Setzungen der benachbarten Bebauung und insbesondere die Wechselwirkung zwischen Bausubstanz und Baugrubenaushub nicht unmittelbar erfaßt werden. Hierfür sind kontinuumsmechanische Berechnungen, z.B. nach der Methode der Finiten Elemente notwendig.

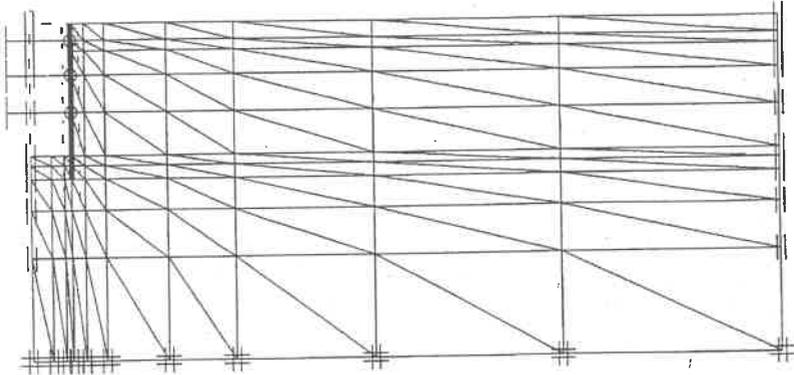


Bild 6: Berechnungsausschnitt und FE-Netz: 200 Elemente, 1745 Knoten Länge: 110 m; Höhe: 49,3 m; Gebäudelast: 30 kN/m^2 , beginnend 2 m hinter der Wand

In Bild 6 ist das Berechnungssystem dargestellt, wie es für eine diesbezügliche Untersuchung mit dem Programmsystem PLAXIS [17] gewählt wurde. Der unter Ausnutzung der näherungsweise vorhandenen Symmetrie gewählte Berechnungsausschnitt hat eine Länge von 110 m, entsprechend der ca. 10-fachen Baugrubenbreite. Er reicht 30 m unter die Baugrubensohle; dies entspricht der 1,5-fachen maximalen Baugrubentiefe. Für die Berechnungen wird unter Berücksichtigung der linearen Erstreckung des Bauwerkes ein ebener Dehnungszustand angenommen. Die Diskretisierung des Untergrundes erfolgt durch 200 hochwertige Dreieckselemente mit jeweils 15 Knoten und einem Verschiebungsansatz 4. Ordnung. Die in der Natur kreisrunden Bohrpfähle werden in der Berechnung durch spezielle Plattenelemente mit äquivalenter Biegesteifigkeit (EI) simuliert. Der Übergang von der Wand zum Baugrund besteht aus Interface-Elementen. Für die Nachbildung der Steifen werden Stabelemente eingesetzt. Auf eine Diskretisierung der Nachbarbebauung wird verzichtet. Die Gebäudelasten werden durch äquivalente Knotenkräfte repräsentiert, die auf der bei ± 0 angenommenen Geländeoberfläche angreifen.

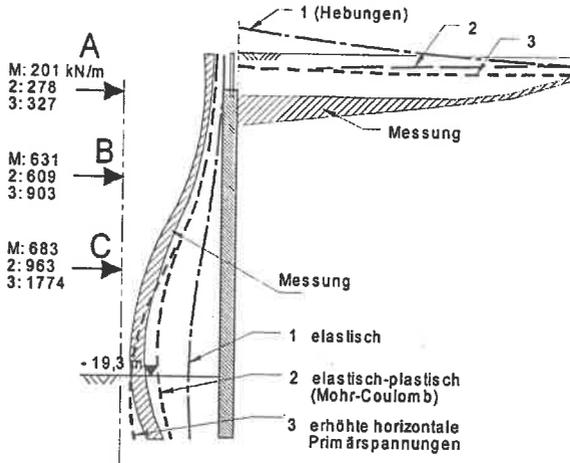


Bild 7: Berechnete und gemessene Verschiebungen und Steifenkräfte (Fälle 1 bis 3)

Die Simulation des Baugrubenaushubs erfolgt in mehreren Schritten, in denen nach Berechnung des sogenannten Primärfalles die Aushubfolge bis zum Endaushub nachvollzogen wird. Die Stabelemente der Steifen werden jeweils bei Erreichen der zugehörigen Aushubtiefe spannungslos eingebaut und erhalten ihre Belastung in den nachfolgenden Rechenschritten.

Für den Baugrund wird eine linear elastisch-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter Verwendung des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums angesetzt. Die Berechnungen erfolgen i. a. für die Parameter der Endscherfestigkeit. Eine Ausnahme stellt die passive Seite des Wandfußes dar, der aufgrund der zu erwartenden Spannungszustände die Anfangsscherfestigkeit zugeordnet wird. Diese Unterscheidung ist in der Abgrenzung grob und wird noch zu diskutieren sein. Für die Verbauwand und die Steifen wird jeweils linear elastisches Verhalten vorausgesetzt. Der Elastizitätsmodul der quartäre Sande wird konstant und derjenige der tertiären Tone in Anlehnung an [18] als mit der Tiefe zunehmend angenommen (vgl. oben). Die Poissonzahlen wurden zu $\nu = 0,25$ (Quartär) und $\nu = 0,45$ (Rupelton) gewählt.

In Bild 7 sind die berechneten Verschiebungen in einem vertikalen Schnitt als Wandverformungen und in einem horizontalen Schnitt als Setzungen der Geländeoberfläche dargestellt. Betrachtet man zunächst den mit reiner Elastizität des Baugrundes berechneten Fall 1, betragen die maximalen Verschiebungen der Wand ca. 1,9 cm. Für das Gelände wurden infolge der Aushubentlastung Hebungen bis 1 cm ermittelt. Im Fall 2 mit elastisch-plastischem Stoffansatz (Mohr-Coulomb) werden Festigkeitsüberschreitungen berücksichtigt. Der Einfluß ist groß und für das Resultat entscheidend. So kehren sich die Hebungen der Geländeoberfläche in Setzungen um, wie sie auch vor Ort beobachtet wurden. Allerdings liegen die Berechnungsergebnisse mit etwa 1 cm deutlich unter den Meßergebnissen von maximal 4 cm bis 5 cm.

Die Wandverschiebungen nähern sich in diesem Berechnungsfall deutlich den gemessenen Verschiebungen, liegen jedoch mit maximal 3,3 cm noch um ca. ein Drittel unter den Meßwerten.

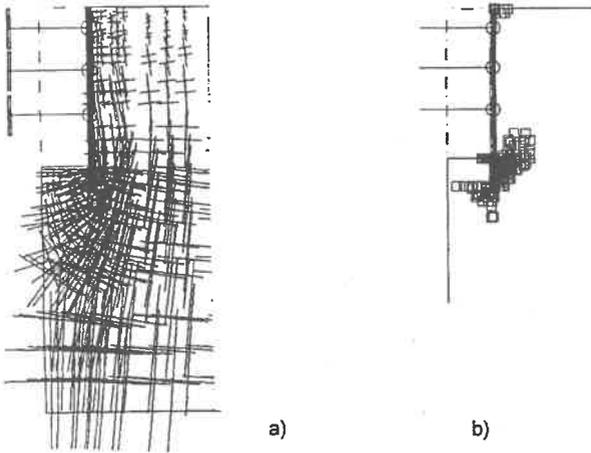


Bild 8: Elastisch -plastischer Fall: Hauptspannungen (a) und plastifizierte Zonen (b)

Infolge der am Wandfuß auftretenden Spannungskonzentration (Bild 8a) bildet sich im Fall 2 erwartungsgemäß ein ausgeprägter Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen aus (Bild 8b). Die plastifizierte Zone umfaßt den Wandfuß, reicht jedoch nicht bis in das, der Anfangsscherfestigkeit zugeordnete Erdauflager hinein. Aus dem Hauptspannungsplot wird ferner deutlich, daß die plastifizierte Zone hinsichtlich der Spannungsabtragung von einem Gewölbe überspannt wird, dessen Kämpfer auf der aktiven Seite der Verbauwand liegt. Der Scheitel liegt in einer Tiefe entsprechend etwa der 1,5-fachen Baugrubenbreite unter der Aushubsohle. Dieses Gewölbe ist gekennzeichnet durch eine Drehung der größten Hauptspannung σ_1 von der Vertikalen im Primärfall in eine annähernd horizontale Richtung. Ferner nimmt auch die Größe von σ_1 zu.

Die berechneten Steifenkräfte stimmen in ihrer Größenordnung mit der Realität überein (Bild 7). Bei der B-Lage beträgt die Abweichung < 10%, für die beiden anderen Steifenlagen wurden um 40% zu große Kräfte berechnet. Zusammenfassend ist festzustellen, daß mit der vorgestellten FE-Berechnung die Verformungen der Wand und die Steifenkräfte in befriedigender Näherung erfaßt werden. Für die Praxis unbrauchbar ist jedoch die Prognose der für die Nachbarbebauung zu erwartenden Setzungsmulde. Das Berechnungsmodell ist dementsprechend im folgenden anhand der Meßergebnisse zu kalibrieren und zu verfeinern.

Verschiedentlich wird diskutiert, ob in den überkonsolidierten Tonen infolge der eis-

zeitlichen Vorbelastung ($\sigma_v \approx 1 \text{ MN/m}^2$) erhöhte horizontale Primärspannungen eingepreßt sind, die sich bei Anschneiden des Baugrundes mit verhältnismäßig großen Verschiebungen entspannen. Um dieser Fragestellung nachzugehen, wurde im Berechnungsfall 3 im Primärfall ein Seitendruckbeiwert von $K_0 = 1$ vorgegeben. Man erkennt, daß sich dabei mit den Meßwerten beinahe deckungsgleiche Wandverformungen berechnen. Auf die Setzungen hinter der Wand hat der Ansatz jedoch keinen nennenswerten Einfluß. Eine deutliche Diskrepanz ist bei den berechneten und den gemessenen Steifenkräften festzustellen, bei denen die Rechenergebnisse bis zu 300 % über den gemessenen Resultaten liegen. Dies läßt die Vermutung zu, daß im vorliegenden Fall die großen Verschiebungen nicht mit erhöhten horizontalen Primärspannungen erklärt werden können.

In einer weiteren Variation des Berechnungsmodells soll nun der nichtelastische Verformungsanteil mit Hilfe eines verfeinerten Stoffansatzes besser erfaßt werden. Erfahrungsgemäß werden mit dem bisher gewählten elastisch-plastischen Stoffansatz und der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb bei Fragestellungen mit ausgeprägten Scherfugen und Rotation der Hauptspannungen zu geringe Verschiebungen ermittelt (vgl. z.B. [21]).

Für eine zutreffendere Beschreibung wurden in der Vergangenheit eine Vielzahl von Stoffansätzen erarbeitet, die in der Praxis jedoch nur in wenigen, meistens komplexen Fällen angewendet werden. Die Ablehnung begründet sich häufig darin, daß die mechanischen Vorgänge bei diesen komplizierteren Ansätzen oft nicht mehr ohne weiteres hinsichtlich ihrer Plausibilität nachvollzogen können. Darüber hinaus sind für die Ermittlung der Berechnungsparameter in der Regel aufwendige Laboruntersuchungen erforderlich, deren Durchführung, in vielen Fällen wegen der entstehenden Kosten abgelehnt wird.

Im vorliegenden Fall wird für die tertiären Tone ein Stoffansatz angewendet, der in seinen Grundzügen auf einen Vorschlag von Calladine [19] sowie das critical-state Konzept zurückgeht. Das Modell wurde in [20, 21] modifiziert und ist mit den Vorteilen einer anschaulichen Formulierung und einfachen Ermittlung der Eingangsparameter in der Lage, das Spannungs - Dehnungs Verhalten sowohl von überkonsolidierten Tonen als auch von Sanden nachzuvollziehen.

Der gewählten Modellvorstellung liegt die Annahme zugrunde, daß sich die Dehnungen eines Elementes aus einem reversiblen und einem irreversiblen Anteil zusammensetzen. Diese werden nach der Theorie der Elastizitätstheorie bzw. nach der Theorie der Viskoplastizität bestimmt. Der elastische Anteil $\{\epsilon_{el}\}$ wird mit der Annahme einer linearen Arbeitslinie ermittelt.

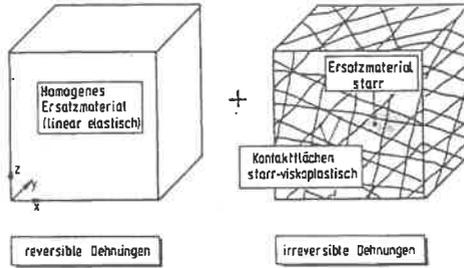


Bild 9: Modell zur Simulation des Spannungs-Dehnungsverhaltens nach [20], [21]

Zur Berechnung des viskoplastischen Anteils $\{\varepsilon_{VP}\}$ wird in dem gewählten Modell davon ausgegangen, daß solche Dehnungsanteile ausschließlich in Scherzonen auftreten, für die sich eine Verletzung der Fließbedingung ergibt. Die Scherzonen werden als ebene Flächen angenommen, deren räumliche Orientierung jedoch zunächst unbekannt ist. In der Modellvorstellung wird dem dadurch Rechnung getragen, daß eine unendlich große Zahl von Ebenen, sogenannte Kontaktflächenscharen (Bild 9) untersucht werden und vorausgesetzt wird, daß sich der viskoplastische Dehnungsanteil des betrachteten Elementes aus einer Überlagerung der sich für die verschiedenen Kontaktflächenscharen ergebenden Dehnungsanteile ermittelt:

$$\{\varepsilon^{VP}\} = \sum \{\varepsilon^{VP}\}_i \text{ mit } i = 1, \infty$$

Diese Summation über eine unendlich große Zahl von Kontaktflächenscharen wird mit Hilfe eines Näherungsverfahrens vorgenommen. Der Methode liegt der Gedanke zugrunde, daß die Summation durch eine Integration über die Oberfläche einer Kugel mit dem Radius 1 ersetzt werden kann, da jeder Punkt auf der Kugeloberfläche dem Durchstoßpunkt eines Vektors senkrecht zu einer durch den Kugelmittelpunkt verlaufenden Ebene entspricht (Bild 10).

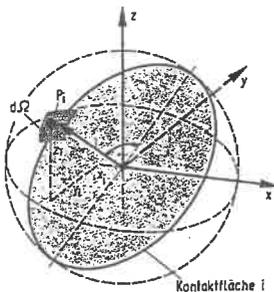


Bild 10: Beschreibung der Raumstellung einer Kontaktfläche durch einen Punkt auf der Oberfläche der Einheitskugel

Mit der Integration über die Kugeloberfläche werden somit alle möglichen Raumstellungen erfaßt. Die Integration wiederum kann näherungsweise durch eine Summation der mit Gewichtsfaktoren w_i multiplizierten Funktionswerte für eine Reihe von ausgezeichneten Integrationspunkten ersetzt werden. Einem Vorschlag von Pande [20] entsprechend, werden 13 repräsentative Kontaktflächenscharen, bzw. Integrationspunkte verwendet, so daß endgültig gilt:

$$\{\varepsilon^{VP}\} = 4 \pi \sum \{\varepsilon^{VP}\}_i w_i \quad \text{mit } i = 1, 13$$

Zur Ermittlung der einzelnen Dehnungsanteile wird der räumliche Spannungszustand des betrachteten Elements in die jeweils ebenen Spannungszustände $\{\sigma_n, \tau_{res}\}$ der verschiedenen Kontaktflächenscharen überführt (Bild 11).

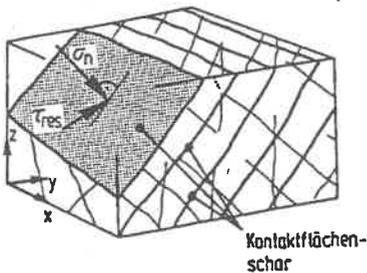
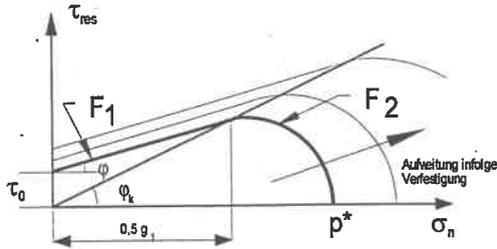


Bild 11: Kontaktflächenschar

Für diese wird die Kompatibilität mit dem Fließkriterium geprüft, das anschaulich im τ - σ Diagramm formuliert wird. Entsprechend den Vorstellungen des critical-state Konzepts für gesättigte Tone wird dabei eine sogenannte nasse Seite des Fließkriteriums definiert, bei der Scherbeanspruchungen des Bodens mit einer Volumenabnahme verbunden sind.

Nach Bild 12 ergibt sich für diesen Bereich, der durch $\sigma_n \geq g_1 \cdot p_c$ definiert ist, eine elliptische Fließkurve, die über eine Verfestigungsregel aufgeweitet werden kann.



$$F_1 = \tau_{res} - \sigma_n \cdot \tan \varphi - \tau_0 = 0; \quad F_2 = \sqrt{\tau_{res}^2 + \mu_1^2 \cdot \left(\sigma_n - \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot p^* \right)^2} - \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot p^* \cdot \tan \varphi_k = 0$$

$$\text{mit: } g_1 = 0,75 + 0,048 \cdot \theta + 0,466 \cdot \theta^2 \quad (\theta = \text{Lode - Winkel}) \quad \text{und} \quad \mu_1 = \frac{g_1}{2 - g_1} \cdot \tan \varphi_k$$

Bild 12: Fließfläche und Fließbedingung für eine Kontaktflächenschar

Auf der trockenen Seite wird eine lineare Fließkurve eingeführt, deren Neigung dem Reibungswinkel φ des Bodens entspricht. Die Fließkurve kann zur Berücksichtigung einer etwaigen Verfestigung auch in diesem Abschnitt aufgeweitet werden, wobei der Achsenabschnitt τ_0 bis maximal zur Kohäsion c der Scherfestigkeit anwachsen kann. Auf der trockenen Seite wird eine nicht assoziierte Fließregel mit parabolischem Verlauf des plastischen Potentials verwendet. Im Bereich der Kappe ist die Fließregel assoziiert. Als Eingangsparameter für die Berechnungen werden lediglich die Scherfestigkeitsparameter φ und c sowie der Reibungswinkel φ_k des kritischen Grenzzustandes benötigt, die sich aus einfachen Triaxialversuchen ermitteln. Die Aufweitung der Fließfläche wird über einen Verfestigungsparameter gesteuert, der aus einem Kompressions- und Schwelversuch abgeleitet wird.

Mit der beschriebenen Modellvorstellung, die in dem Finite-Element System FE-STO3 [22] implementiert ist, wurde die hier behandelte Baugrube untersucht (Fall 4). Der gewählte Berechnungsausschnitt entspricht in den Außenabmessungen demjenigen des Bildes 6. Die Diskretisierung erfolgte jedoch mit isoparametrischen, räumlichen 8-Knoten Elementen ($d = 1 \text{ m}$). Die Verbauwand wurde durch drei Reihen solcher Elemente nachgebildet. Auf eine Verwendung von interface-Elementen wurde verzichtet.

In Bild 13 sind die Biegelinie und die Setzungsmulde des Geländes dargestellt, wie sie sich mit dem elastisch-viskoplastischen Stoffansatz ergeben. Man erkennt, daß die Wandverschiebungen im Bereich der Meßwerte liegen und daß sich insbesondere auch für die benachbarte Geländeoberfläche Setzungen ergeben, die den Meßwerten gut entsprechen. Die berechnete Setzungsmulde weist eine Neigung von ca.

1: 600 auf, die der beobachteten Schiefstellung weitgehend entspricht. Dort waren allerdings für einzelnen Bereiche auch größere Setzungsunterschiede gemessen worden (vgl. Kapitel 2), die in der Berechnung ausgeglichen werden. Die berechneten Steifenkräfte weichen maximal ca. 20 % von den tatsächlichen Beträgen ab.

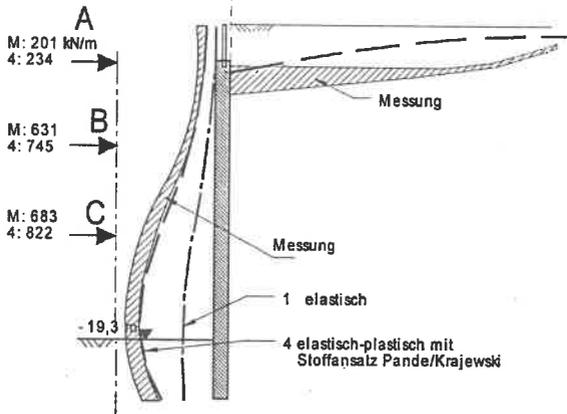


Bild 13: Berechnete Verschiebungen und Steifenkräfte (Fall 4, elastisch-plastisch mit Stoffansatz Pande / Krajewski)

4 Schlußfolgerungen

Rechnerische Verformungsnachweise für Baugrubensicherungen werden nach Einführung des EC 7 eine deutlich größere Bedeutung haben, als dies in der Vergangenheit der Fall war. Für die Nachweisführung steht in der Praxis eine Palette unterschiedliche Rechenmodelle zur Verfügung, die von der einfachen empirischen Abschätzung bis zum aufwendigen FE-Modell unter Verwendung komplexer Stoffansätze reicht. Sollen in der Berechnung auch Verformungen außerhalb der eigentlichen Baugrubensicherung, z.B. einer Nachbarbebauung erfaßt werden, ist die Verwendung von Kontinuumsmodellen notwendig.

Wie hier gezeigt werden sollte und wie auch andere Berechnungen [5] belegen, ist auch bei Verwendung komplexer Berechnungssysteme eine Kalibrierung anhand von Meßergebnissen notwendig. Die Notwendigkeit einer fortlaufenden Anpassung des Berechnungsmodells, die beispielsweise im Tunnelbau mit der Beobachtungsmethode langjährig als selbstverständlich anerkannt ist, hat sich im Spezialtiefbau bisher noch nicht durchsetzen können. Vielmehr besteht häufig die Erwartungshaltung, daß zuverlässige rechnerische Prognosen bei entsprechendem technischen Aufwand ohne weiteres möglich sind. Diese Auffassung trifft aus den genannten Gründen nur

sehr eingeschränkt zu.

Abschließend ist festzustellen, daß zuverlässige Verformungsprognosen baubegleitende Messungen und eine fortlaufende Kalibrierung des Rechenmodells erfordern. Der zukünftig mit der Einführung des EC 7 in zunehmenden Maße notwendige Verformungsnachweis wird somit auch einen höheren Aufwand für Berechnungen und Messungen sowie eine konsequente Umsetzung der Beobachtungsmethode bedingen. Die hiermit verbundenen Kostensteigerungen werden aber sicherlich von den somit eher vermeidbaren Schäden an der Nachbarbebauung von Baugruben aufgewogen. Ziel dieses Beitrags war es, dies vor allem deutlich zu machen.

5 Literatur

- [1] DIN V 1054-100: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, April 1996, Beuth Verlag
- [2] Eurocode 7 „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“, Teil 1: Allgemeine Regeln, Deutsche Fassung ENV 1997-1:1994, April 1996, Beuth Verlag
- [3] Gollub, P. und Klobe, B.: Tiefe Baugruben in Berlin: Bisherige Erfahrungen und geotechnische Probleme, Geotechnik 18 (1995), S.121 - 131
- [4] Wolffersdorf, P.-A. von: Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen, Geotechnik 17, (1994), S.73 - 83
- [5] Wolffersdorf, P.-A. und Mayer, P.-M.: Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Stützkonstruktionen, Geotechnik 19 (1996) Nr.4, S.291-300
- [6] Zabel, J. et. al.: Geotechnische Erfahrungen beim S-Bahn Bau im Rhein - Main - Gebiet, Vorträge der Baugrundtagung 1994 in Köln, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, S.271 - 293
- [7] Bundesbahndirektion Frankfurt: Lastannahmen für die Bemessung und Konstruktion von Baugrubenumschließungen der S-Bahn Rhein - Main, City Trasse Offenbach, August 1989 (unveröffentlicht)
- [8] Grundbau - Institut Prof. Dr.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlital, verschiedene Berichte zur City - Trasse Offenbach (unveröffentlicht)
- [9] Weißenbach, A.: Baugrubensicherung, Abschnitt 3.6 im Grundbau - Taschenbuch, Vierte Auflage, Teil 3, Ernst & Sohn, Berlin, S.379 - 491
- [10] Breth, H., Schultz, E., Stroh, D.: Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 4,1970

- [11] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik / Arbeitskreis Baugruben: Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" EAB, Ernst & Sohn, Berlin, 1994
- [12] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik / Arbeitskreis Baugruben: Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes EAB 100, Ernst & Sohn, Berlin, 1996
- [13] Wittlinger, M.: Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden, Institut für Geotechnik der Universität: Stuttgart, Mitteilung 35, 1994
- [14] Weißenbach, A.: Gollub, P.: Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ort betonwände, Bautechnik 72 (1995), Heft 12
- [15] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitskreis Berechnungsverfahren: Empfehlungen "Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen"- EVB, Ernst & Sohn, Berlin 1993
- [16] Krajewski, W. et al.: Erfahrungen beim Bau tiefer Baugruben für die S-Bahn zwischen Frankfurt/M. und Offenbach- Konstruktion, Lastansätze und Meßergebnisse, 7. Chr. Veder Kolloquium, Graz 1992
- [17] PLAXIS, Finite Element Code for Soil an Rock Plasticity, Delft University of Technology, Netherlands
- [18] Amann, P.: Breth, H., Stroh, D.: Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließenden Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 5, 1975
- [19] Calladine, C. R.: A microstructural view of the mechanical properties of saturated clay, Geotechnique, vol.21, 1971
- [20] Pande, G.N: Sharma, K. G.: A multilaminated modell of clays, a numerical evaluation of the influence of rotation of the principal stress axes. Int. Journal for Numeric. and Analyt. Meth. in Geomechanics, vol.7, 1983
- [21] Krajewski, W.: Mathematisch-numerische und experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von in Sand gegründeten vertikal belasteten Pfählen, Veröffentl. des Instituts für Grundbau, RWTH Aachen, Heft 13, 1986
- [22] Wittke, W.: Fellsmechanik, Springer- Verlag, 1984
- [23] Breth, H., Wanoschek, H.R.: Steifenkraftmessungen in einer durch Pfahhwände gesicherten Tiefbahnbaugrube im Frankfurter Ton, Der Bauingenieur, Heft 7.1969

Vernagelte Lamellenwände

Dr.-Ing. Hermann Lohmiller

1 Allgemeines

Das Lamellenwandverfahren wurde für die Sicherung von Geländeeinschnitten durch Verbau- oder dauerhafte Stütz-Wände entwickelt. Dabei sind wie bei den vernagelten Spritzbetonwänden keine lotrechten, dem Aushub vorauseilende vertikale Tragglieder erforderlich. Wie dort werden einzelne horizontale Zonen abgegraben, deren Tiefe je nach Standfähigkeit des Erdreiches bis zu 2,0 m beträgt. Die Verkleidung der so entstehenden Erdwandstreifen geschieht jedoch nicht durch Spritzbeton, sondern vorzugsweise mit aus Stahlbeton bestehenden Lamellen, welche im dahinterstehenden Erdreich verankert werden. Die Lamellen können an Ort und Stelle geschalt sein. Soll die Verkleidung jedoch dauerhaft sichtbar bleiben, dann bieten sich dafür Fertigteile an oder eine Kombination aus Ortbeton und Fertigteilelementen.

Die Verankerung kann durch vorgespannte Injektionsanker oder durch schlaffe Nägel aus Gewindestäben erfolgen. Letztere eignen sich besonders gut für die Lamellenbauweise. Diese ist dadurch gekennzeichnet, daß der Kopf des nachfolgenden tieferen Wandstreifens bzw. der Lamelle vor dem Fuß der vorausgehenden höheren Lamelle, d.h. überlappend angeordnet ist, und daß beide Teile dort miteinander verbunden werden. Dabei wird zumindest der Fuß kraftschlüssig an das Erdreich angeschlossen und dort verankert.

2 Herstellung in Ortbeton (nach Bild 1: z.B. beim Anschluß der Karl Kloß-Str. in Stuttgart)

Im allgemeinen wird nach einem gewissen geringen Voreinschnitt ein horizontaler Stahlbetongurt mit herausschauender Bewehrung betoniert, der durch flachgeneigte Nägel rückverhängt ist. In dessen Schutz geschieht der Aushub für die 1. Lamelle und die Herstellung der 2. Nagellage. Die einhäufige Schalung für die bewehrte Lamelle kann an den Köpfen der beiden Nagellagen befestigt werden. Durch diese schauen unten wieder Bewehrungsstäbe heraus. Beim Betonieren wird der Überlap-

pungsbereich zu einem horizontalen Gurtriegel zusammengefaßt. Die schubfeste und biegesteife Verbindung der Lamellen untereinander erzeugt im Zuge der weiteren Bauausführung eine immer höhere ruckverhängte Wandscheibe, die in der Lage ist, darunter evtl. befindliche schlechte Bodenbereiche oder gar Hohlräume zu überbrücken.

3 Herstellung mit Fertigteilen (nach Bild 2: Stützwand für Daimler-Benz in Sindelfingen)

Sie beginnt wie bei der Ortbetonbauweise mit einem horizontalen Stahlbetongurt, aus dem jedoch nur die Köpfe der Dauemägel herauschauen. Die Lamellen bestehen aus großformatigen Fertigteilen, die vor die folgenden Erdwandstreifen gestellt werden. Sie werden oben mit den Nagelköpfen aus dem oberen Gurt oder aus den Füßen der darüberstehenden Lamellen verbunden. Die nächste Nagellage wird durch Aussparungen der Lamellenfüße hindurch gebohrt und an den Elementen verankert. Nach dem Verfüllen des Spaltes zwischen Fertigteil und Erdreich mit Sickermaterial wird der obere Verbindungsbereich ausbetoniert. Diese Fertigteilösung erlaubt mit der Sickerpackung eine bessere Entwässerung des Erdreiches, ein genaueres Bohren der Nägel mit besserer Qualität und Maßgenauigkeit der Lamellen sowie kürzere Bauzeiten als die Ortbetonlösung. Gegenüber Bild 1 bietet sie auch die Möglichkeit der Bepflanzung.

4 Kombination von Ortbeton mit Fertigteilen (nach Bild 3)

Hier besteht der Wandstreifen aus mindestens 2 Teilen:

- a) unten aus einem gegen das Erdreich betonierten und ruckverhängtem Stahlbetongurt,
- b) darüber aus einer Reihe von Fertigteilen, die die Lamelle bilden, wobei letztere unten vertikal und oben horizontal mit dem Gurt verbunden werden.

Die Lamelle kann aus einer Reihe von gleichartigen oder aus verschiedenen Elementen bestehen. Im letzteren Fall sind dies in der Ansicht lotrechte Stiele, die wie die gleichartigen Elemente mit den beiden Gurten verbunden werden, sowie aus daran befestigten horizontalen Traggliedern. Die Stiele können nicht nur im oberen Verbindungsbereich sondern auch auf ihre volle Höhe an Erdreich und Gurt betoniert werden, wodurch ein Trägerrost entsteht.

Die geschilderte Kombination erlaubt eine Verringerung der Abmessungen und der Gewichte der Einzelteile. Die Ansicht der Lamellen zwischen den Stielen kann mit Hilfe verschiedener Materialien (z.B. Beton, Holz, Netze) gestaltet werden. Weil die

Nägeln vorzugsweise zeitlich vor den Gurten hergestellt werden, können deren horizontale Abstände noch verändert werden, wenn die Ergebnisse der Nagelausziehversuche es erforderlich machen. Ein horizontaler Schlitz zwischen Lamelle und Gurt gewährleistet eine einwandfreie Entwässerung der Wand von Stufe zu Stufe. Die Fertigteile müssen nicht schon vor dem Aushub für die nächste Nagellage versetzt und hinterfüllt werden, was auch der Standfestigkeit der noch nicht gesicherten Erdstufe zugute kommt. Nach dem Betonieren der rückverhängten Gurte ist der Erdeinschnitt gesichert. Damit wird der Bauvorgang flexibel. Die sichtbaren Lamellen dienen nur noch der Verkleidung zur lokalen Stufensicherung, der Gestaltung und der Bepflanzung.

Bild 3 zeigt die neueste Entwicklung bei den vielfältigen Konstruktions- und Gestaltungsmöglichkeiten von bepflanzbaren Lamellenwänden. In dieser Form wird sie an der Rampe zum Stadtbahntunnel Stuttgart in Ruit gebaut werden. Auf Grund ihrer Vorteile wurde ihr der Vorzug gegenüber dem Ausschreibungsentwurf (etwa nach Art des Bildes 2) gegeben. Das Detail 3a zeigt den Querschnitt eines Gurtes, dessen Seitenschalung an den Nagelköpfen befestigt wurde, und die einfache untere und obere Verbindung mit der Lamelle. Die beispielweise 4 m langen, 1,5 m hohen und 0,15 m dicken Fertigteile besitzen zwei kurze, 10 cm hohe Auflagersockel, aus denen zwei Stahldollen herausragen. Diese werden in mit Mörtel gefüllte lotrechte Aussparungsrohre im Gurt eingesenkt, wodurch eine korrosionsgeschützte und kraftschlüssige Verbindung entsteht. Die obere horizontale Verbindung kann an jedem Nagelkopf durch zwei aus dem Fertigteil herausschauende Stahlschlaufen geschehen. Diese werden mit einer kurzen Doppeltraverse und zwei Schraubmuttern am Gewinde des Nagels ausgerichtet und zug- und druckfest angeschlossen. Zur Vereinfachung von Lagerung und Transport der Platten ist auch eine obere Verbindung mit Hilfe von Ankerschienen möglich.

Das Bild zeigt auch, wie nach der Herstellung des untersten Gurtes, dessen Unterkante sich der Neigung der Aushubsohle anpaßt, von unten nach oben die Fertigteile montiert und hinterfüllt werden. Der obere Verbindungsbereich mit Querschnitt $b/d = 30/40$ cm wird ausbetoniert. Bei einem Achsabstand von 2,0 m bleibt dazwischen genügend Raum für die Pflanzerde. Die oberste Lamelle kann als Ortbetonstützmauer auf dem zugehörigen Gurt ausgebildet werden und sich so der Geländehöhe anpassen.

5 Anwendungsmöglichkeiten

Das Anwendungsgebiet für vernagelte Lamellenwände ist größer als das für Spritzbetonwände. Neben dem Ersatz für die üblichen Bohlrägerverbauten besonders, wenn diese bei bleibender Ausfachung teurer werden können, oder wenn sie wegen Hindernissen über den Bohrstellen oder im Untergrund nur schwer möglich sind, bieten die Lamellenwände weitere Anwendungsmöglichkeiten. Dies liegt daran, daß Ort-

betonlamellen als geschaltete Stahlbetonträger selbständige und dauerhafte Bauwerke darstellen. Darüber hinaus können sie in andere Bauteile verzahnt und so integriert werden. Sie können die Erdseite von UG- oder eigenen Stütz-Wänden darstellen. So ersparen sie besondere Verbaumaßnahmen, die breiten Fundamente einer Winkelstützmauer und zusätzliche Erdarbeiten für Aushub und Verfüllung mit den Setzungsproblemen. Als Rückseite von Brückenwiderlagern in Dämmen entfallen besondere Hilfsbrücken für deren Herstellung. Für die Herstellung einer Portal- oder Stirnwand über einem Tunnelmund ist eine Lamellenwand aus Ortbeton vorteilhaft, weil sie wegen ihrer Scheibenwirkung einen großen Hohlraum überbrücken kann. Dabei ist es gleichgültig, ob dieser schon vorhanden ist oder erst später angeschlagen wird. Wenn die seitlichen Überstände neben der Öffnung zu gering sind, ist es zweckmäßig, dort die lotrechten Lasten über vorweg abgeteufte Bohrpfähle, an denen dann die Lamellen angebunden und anbetoniert werden, nach unten zu leiten. Auch zur Sicherung und Gestaltung der Voreinschnitte zu einem Tunnel und für alle auf Dauer wirkenden Abschirmwände oder großflächigen Lichtschächte vor Gebäudeuntergeschossen bieten sich Lamellenwände an. Auf der übernächsten Seite sind noch folgende Anwendungen dargestellt:

- 1) Dauerhafte Sicherung mit Bepflanzung des Einschnittes für einen Verkehrsweg mit mehrteiligen Lamellen. Die unterste wird zweckmäßigerweise ohne Pflanztroch ausgeführt. Bei einem Grundwassertrog stellt sie die wasserdichte Seitenwand aus Ortbeton dar. Die Anordnung von Sockeln für Leitungsmaste oder für Fußgängerbrücken läßt sich in den einzelnen Stufen leicht bewerkstelligen. Gegenüber freien Böschungen benötigt diese Ausführungsart weniger Landschaftsfläche und geringere Erdbewegungen. Die Geräuschemissionen in die Umgebung werden gesenkt.
- 2) Schächte aus Lamellen erfordern keine Rückverhängungen, weil die Überlappungen horizontale Aussteifungsrahmen bilden. Dazu können auch hinterbetonierte Fertigteile verwendet werden. Die Stufen bilden ideale Auflager für Zwischendecken.
- 3) Beim im offenen Einschnitt hergestellten Tunnel mit Maulprofil bieten sich Ortbetonlamellen als seitliche Widerlager an. Neben der seitlichen Setzungsfreiheit und der Ersparnis an Aushub und Konterschaltung wirkt sich diese Bauweise statisch günstig auf die Tunnelschale aus. Dabei dominiert die Gewölbewirkung gegenüber der Ringwirkung beinahe so wie bei bergmännisch hergestellten Tunneln. Das heißt, die Biegemomente und damit die Rissegefahr werden kleiner als bei hinterfüllten Tunneln. Außerdem ermöglichen die Abtreppungen eine Ausbreitung der lotrechten Lasten nach außen und so eine Entlastung der Tunnelsohle.
- 4) Stellt eine Möglichkeit für die Herstellung eines wenig überdeckten ein- oder zweigeschossigen Tunnels oder einer Tiefgarage ohne großen Eingriff in die Landschaft mit Hilfe der Deckelbauweise dar. Hier wird z. B. ein Gewölbe zur Lastverringering schon knapp unter der Geländeoberfläche eingezogen und

auf bzw. gegen die oberen Lamellen abgestützt, bevor die weiteren Lamellen darunter hergestellt werden. Dabei ist bei standfähigem Gestein eine Sporausführung der Wandstreifen in Form eines vertikalen Trägerrostes denkbar (ohne vollflächige Verkleidung).

- 5) Für die Herstellung von überschütteten rechteckigen Tunnelquerschnitten ist eine Kombination von Trägerbohlwänden und Lamellen möglich. Dabei wird die Baugrube im Überschüttungsbereich mit Bohlträgern und im Bereich der einhüftig betonierten Tunnelwände durch Ortbetonlamellen gesichert, die dann in die Wände integriert werden.

6 Erdstatische Nachweise und Bemessung der Lamellen

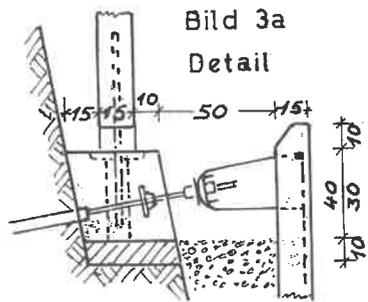
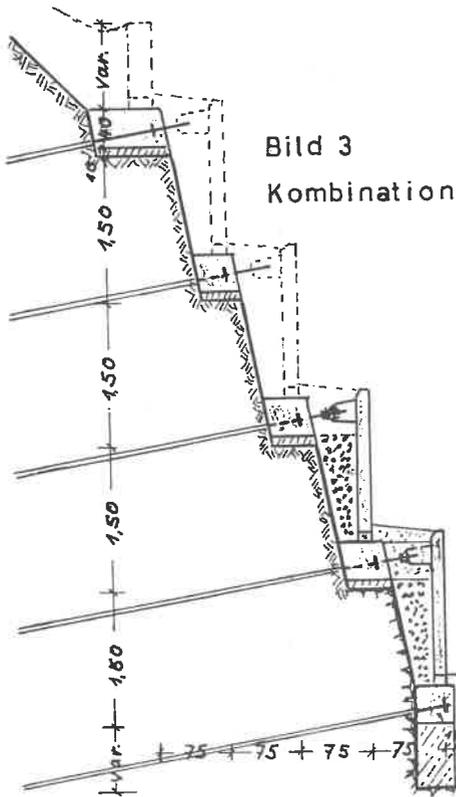
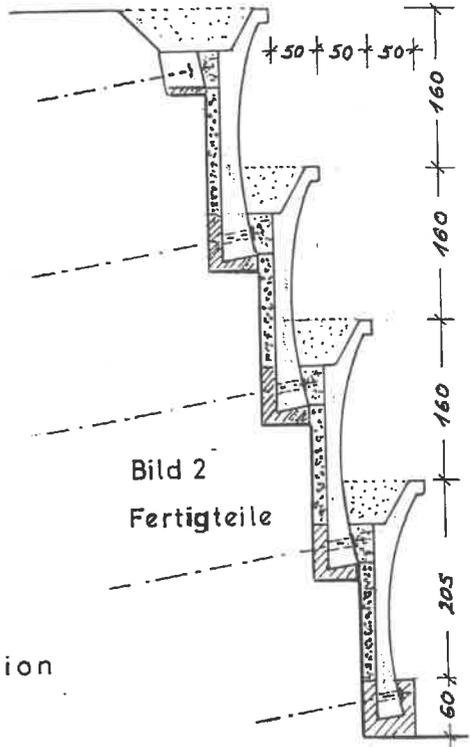
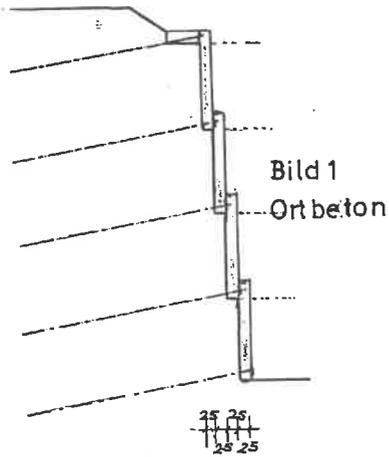
Die erforderlichen Nachweise sind im wesentlichen die gleichen, wie sie für vernagelte Spritzbetonwände verlangt werden. Dazu gehören:

- 1) Untersuchung der äußeren Gleitsicherheit η_G des vernagelten Erdkörpers.
- 2) Grundbruchuntersuchung des Nagelkörpers nach DIN 4017.
- 3) Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 mit Gleitlinien außerhalb des Nagelkörpers.
- 4) Einhaltung der inneren Gleitsicherheit η_R bei max. Nagelschubkraft $\max T_{m,a}$.
- 5) Äußere Nagelsicherheit η_T mit Ermittlung der max. Nagelschubkraft $\max T_{m,g}$.
- 6) Innere Nagelsicherheit η_S gegenüber der Streckgrenze.
- 7) Ermittlung der erforderlichen Nagelprüflasten N_p aus den Nachweisen 4 und 5.
- 8) Lokale Standsicherheit der noch ungesicherten Wandstreifen.
- 9) Bemessung der Lamellen und Gurte nach DIN 1045.

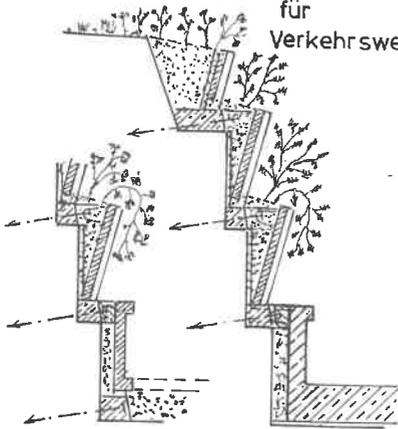
Bei Anwendung der neuen DIN 1054-100 mit Einführung der Teilsicherheitsbeiwerte η_T , η_G , η_C und η_Q werden die Nachweise 4 und 5 zu einem Vorgang zusammengefaßt. Mit den verlangten Beiwerten ergeben sich im allgemeinen jedoch wesentlich größere erforderliche Nagelprüflasten.

Literatur

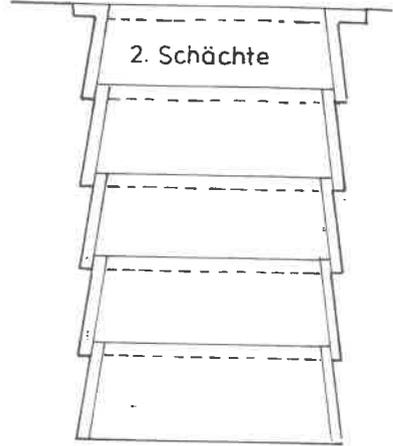
“Vernagelte Lamellen-Stützwände”. Bautechnik 68 (1991), H. 11, S.362-371.



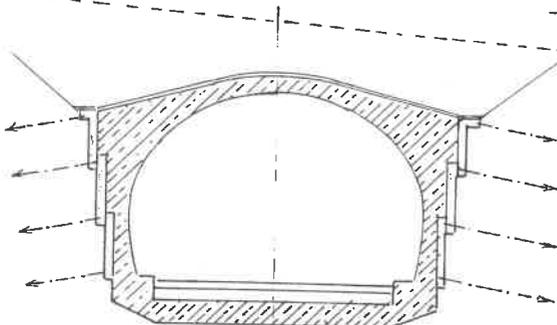
1. bepflanzte Stützwände für Verkehrswege



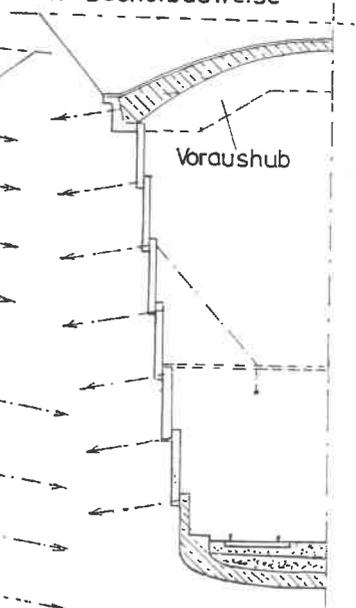
2. Schächte



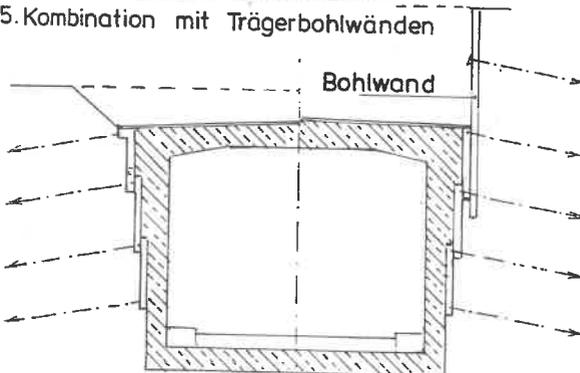
3. Tunnel in offener Bauweise



4. tiefliegender Tunnel in Deckelbauweise



5. Kombination mit Trägerbohlwänden



Geotechnische Überwachung von Gebäuden neben tiefen Baugruben am Beispiel S-Bahnhof Potsdamer Platz Berlin

D. Naterop

Solexperts AG, CH-Schwerzenbach

1 Einleitung

Der unterirdische S-Bahnhof Potsdamer Platz in Berlin grenzt unmittelbar an die tiefe im Bau befindliche debis-Baugrube, sowie an andere noch zu erstellende Bauwerke im Untergrund an. Eine Beeinträchtigung dieses vor ungefähr 60 Jahren im Grundwasser erstellten Bahnhofes muß möglichst vermieden werden. Kurz wird der Ablauf der Baugrubenerstellung beschrieben. Auf die geotechnische Überwachung des S-Bahnhofes wird im Detail eingegangen.

2 Problemstellung

Der zu überwachende S-Bahnhof hat zwei Geschosse, ein Gleis- sowie ein Fußgängergeschoß und ist ca. 200 m lang und 40 m breit (Querschnitt siehe Bild 1). Er wurde vor ca. 60 Jahren aus armiertem Beton gebaut und reicht bis 14 m ab GOK. Der Grundwasserspiegel liegt ungefähr 3 m ab GOK. In Längsrichtung ist der S-Bahnhof in einzelne Segmente von ca. 38 m Länge durch Dehnungsfugen unterteilt.

Direkt angrenzend an die westliche Längsseite werden verschiedene tiefe Baugruben erstellt. Der Bauablauf unterteilt sich normalerweise in (siehe Bild 1):

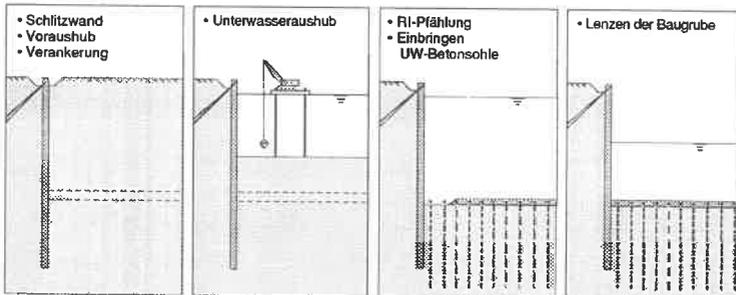


Bild 1: Bauablauf

- Erstellung der Schlitzwände.
- Aushub bis ca. 3 m Tiefe ab GOK, d.h. knapp über den Grundwasserspiegel.
- Verankerung des Schlitzwandkopfes mittels in Länge und Neigung gestaffelter Anker. Die Ankerkraft beträgt ca. 1000 kN/Laufmeter Schlitzwand.
- Unterwasseraushub bis zur Endtiefe von 20 m ab GOK.
- Einbringen von Rüttelinjektionspfählen (RI-Pfähle) ab End-Aushubtiefe bis 34 m ab GOK in einem quadratischen Raster mit 3 m Seitenlänge.
- Betonieren der Unterwasserbetonsole mit gleichzeitigem Einbinden der RI-Pfählköpfe.
- Lenzen der Baugrube.

Im vorliegenden Fall konnte die Schlitzwand im Kopfbereich nicht über dem Grundwasser verankert werden, da sich direkt hinter der Schlitzwand der unterirdische S-Bahnhof befindet (siehe Querschnitt Bild 2). Die Verankerung mußte deshalb vertieft unter dem S-Bahnhof versetzt werden. Dazu wurde eine – mittels Spundwänden gestützte, gesprießte – Hilfsbaugrube erstellt. Von der Sohle der Hilfsbaugrube wurden anschließend die Anker gegen drückendes Grundwasser (gegen einen Druck von ca 12 m Wassersäule) gebohrt und versetzt.

Der Untergrund besteht im wesentlichen aus Sanden, die mit zunehmender Tiefe dichter gelagert sind. Die Lage der bestehenden und neu zu erstellenden Bauwerke und deren Baumethode erforderte ein umfangreiches geotechnisches geodätisches Meß- und Überwachungsprogramm des direkt angrenzenden S-Bahnhofes.

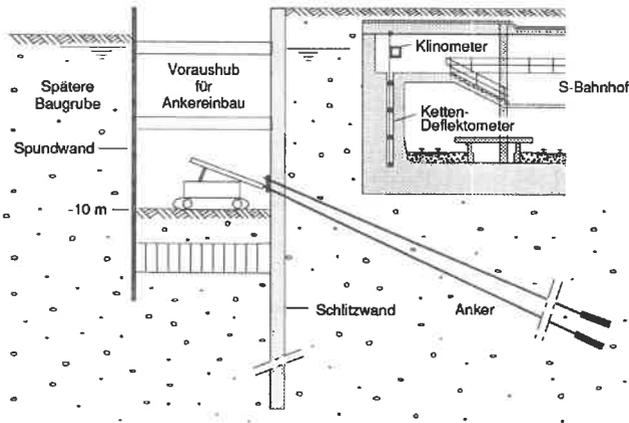


Bild 2: Querschnitt, S-Bahnhof Potsdamer Platz mit angrenzender Baugrube

3 Meßmethodik

Neben den Messungen in der Baugrube mußten im S-Bahnhof unter anderem die Bauwerkssetzungen und Fugenbewegungen lückenlos und automatisch erfaßt werden. Dabei war sicherzustellen, daß die gewonnenen Daten über Modem fernabgefragt sowie einfach und effizient ausgewertet werden können.

Als automatisches Meßsystem wurde das GeoMonitor der Firma Solexperts eingesetzt. Es besteht im wesentlichen aus der Meßzentrale, den Sensoren und den externen Stationen (Bild 3).

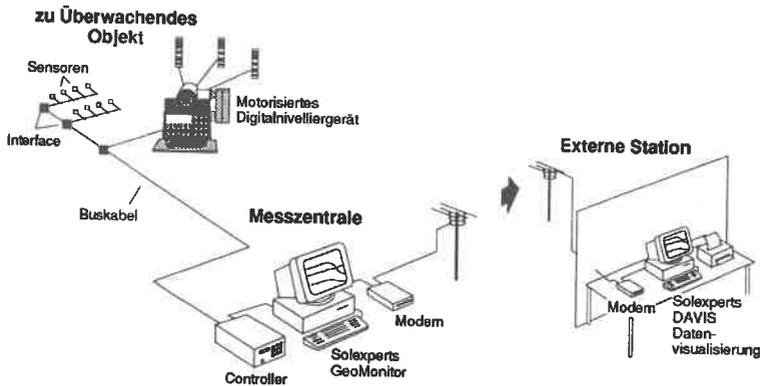


Bild 3: Schema der Meßanlage

Die Meßzentrale, ein PC mit Software und Modem steuert über den Controller die mittels Busleitung verkabelten Sensoren an. Der Controller beinhaltet zusätzlich eine weitreichende Systemselfüberwachung und den Überspannungsschutz. Im PC werden die Daten gespeichert und können vor Ort ausgewertet werden.

Im vorliegenden Fall werden die gewonnenen Informationen jedoch nicht vor Ort, sondern in den externen Stationen ausgewertet. Je eine externe Station befindet sich bei den Gutachtern, Ingenieurbüro Duddeck und Partner in Braunschweig und GUD (Geotechnik und Dynamik Consult) in Berlin, sowie in der Schweiz bei Solexperts, sie ist mit der Systembetreuung beauftragt. Die Daten werden selbsttätig und täglich per Modem zu den externen Stationen übertragen.

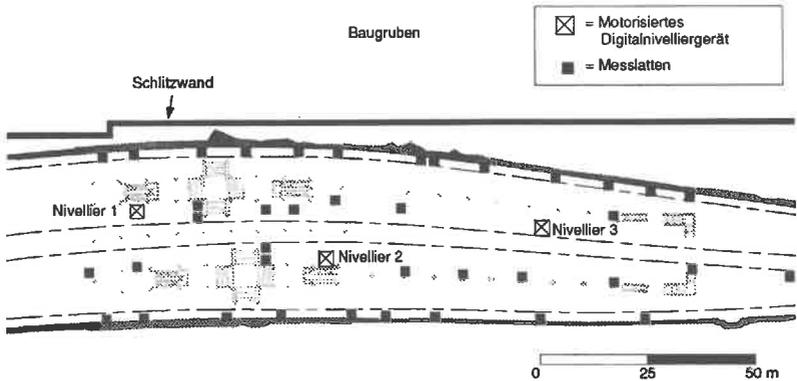


Bild 4: Grundriß S-Bahnhof mit Anordnung der Geräte

Bauwerkssetzungen werden momentan mit 3 motorisierten Digitalnivelliergeräten erfaßt. Dazu sind an der Decke über dem Gleisgeschoss die Nivelliergeräte und total 40 Meßlatten befestigt. Alle ca. 45 Minuten – Tag und Nacht – fahren die motorisierten Digitalnivelliergeräte sämtliche Messlatten an und führen die Höhenmessung aus. Die Messwerte werden sofort online auf einen Referenzpunkt bezogen und in Bauwerkssetzungen, im lokalen Bezugsnetz, umgerechnet und gespeichert. Im Bild 4 ist die Anordnung der Messlatten und der motorisierten Digitalnivelliergeräte im Grundriss dargestellt. Bild 5 gibt einen Eindruck wie die Geräte vor Ort befestigt sind.



Bild 5: Montage der Geräte und Meßlatten

Gegenüber den üblicherweise eingesetzten Nivellierlatten, die eine mm-Einteilung aufweisen, sind die hier verwendeten Latten mit einem Strichcode versehen. Das Digitalnivelliergerät wertet mittels Bilderkennung den Code aus und gibt den Meßwert

digital auf die Anzeige und an die serielle Schnittstelle weiter.

Neben den Setzungen sind unter anderem die Bewegungen in den Dehnungsfugen wichtig. Zur Messung dieser Größen werden Wegaufnehmer eingesetzt, welche die Fugenbewegungen in bis zu 3-Richtungen (horizontale Distanzänderungen, vertikale und horizontale Schubbewegungen) erfassen.

4 Meßresultate beeinflussen den Bauablauf

Die Meßanlage wurde im November 1995 in Betrieb genommen. Bis Mai 1996 wurden keine nennenswerten Setzungen oder Fugenbewegungen festgestellt. Die Schlitzwandherstellung und das Abteufen der Hilfsbaugrube zeigte praktisch keine Veränderungen.

Ab Beginn Mai 1996 stellten sich an der westlichen Wand im Süden vorerst Setzungen bis zu 20 mm ein, die den Verankerungsarbeiten zuzuschreiben waren. Die Fugen-Bewegungsmessungen zeigten demgegenüber nur sehr geringe respektive keine Änderungen an. Durch den Arbeitsunterbruch der Verankerungsarbeiten Ende Mai konnten die Setzungen sofort zum Stillstand gebracht werden. Aufgrund dieser Informationen wurde der Ablauf der noch verbleibenden Verankerungsarbeiten geändert. Die Bohrarbeiten mussten nun zeitlich und örtlich so gestaffelt werden, daß die Setzungen möglichst gleichmäßig entlang der westlichen Wand verlaufen.

Nach Abschluß der Anker-Bohrarbeiten sind sogar zusätzliche Entlastungsbohrungen, im nördlichen Baugruben-Bereich angeordnet worden, um so die Setzungen des S-Bahnhofes optimal auszugleichen.

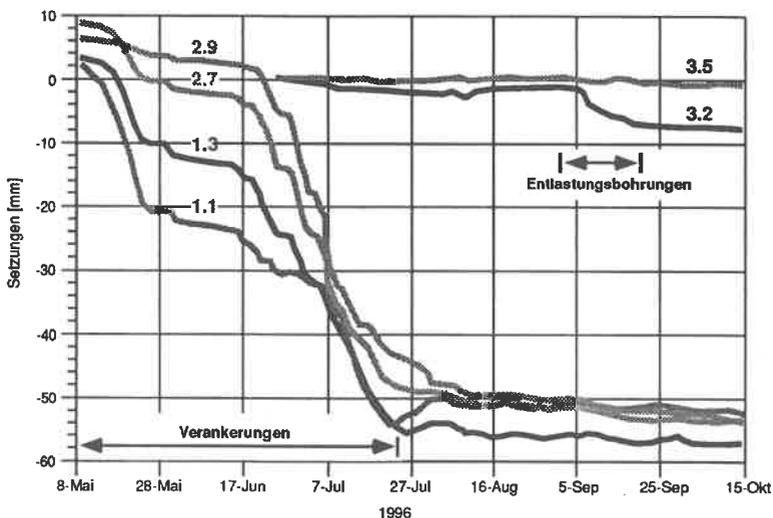


Bild 6: Zeitliche Entwicklung der Setzungen an westlicher Wand des S-Bahnhofes

Bild 6 zeigt die zeitliche Entwicklung der Setzungen während den Ankerarbeiten und während den Entlastungs-Bohrarbeiten. Die dreidimensionale Darstellung der Setzungen in Bild 7 verdeutlicht, dass sich die Setzungen auf den verankerten Bereich konzentrieren.

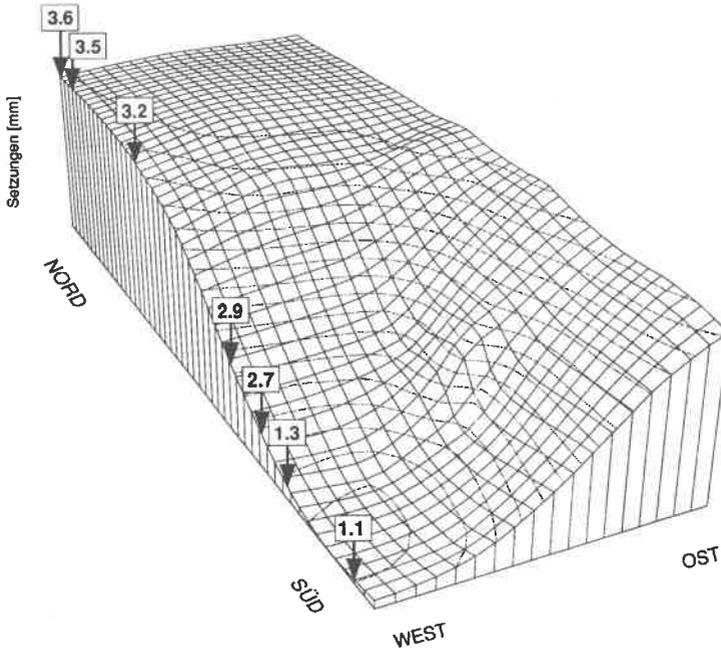


Bild 7: 3-D-Darstellung der Setzungen im S-Bahnhof

Für die noch folgenden Bauphasen, Lenzen der Baugrube und Erstellen weiterer angrenzender Baugruben bleibt das Meßsystem in Betrieb. Dieses Beispiel zeigt, zusammen mit anderen Objekten, die Bedeutung von automatischen Messungen. Die Gutachter können mit Hilfe der online Messung sofort flankierende Maßnahmen ergreifen. Wichtig ist der schnelle Zugriff auf die Daten der durch die DAVIS-Datenvisualisierungs-Software und durch das GeoMonitor gewährleistet ist.

Workshop

Bau gruben in festen Böden und Fels

Verlegung der B10, Tunnel Karlsruhe-Grötzingen

Dipl.-Ing. Silke Höflinger

Firma Bauer Spezialtiefbau GmbH, NL Stuttgart

1 Einführung, 1 Projektübersicht

[Abbildung 1, 3 und 4]¹

Die Bundesstraße B10 ist neben der Autobahn A8 und der Bundesbahn die wichtigste Verkehrsverbindung zwischen den Städten Karlsruhe und Pforzheim. Eine Verkehrsanalyse Anfang der 80er Jahre hat zu dem Ergebnis geführt, daß die Belastungsgrenze dieser nur zweispurig durch den Stadtteil Grötzingen führenden Bundesstraße aufgrund ihrer verkehrstechnischen Bedeutung als Verteilerschiene und infolge der aus nordöstlicher Richtung einmündenden B293 erreicht war. Die daraus resultierende Immissionsbelastung war für die Anwohner nicht mehr zumutbar. Als beste Lösungsvariante für eine Ortsumgehung wurde die Herstellung eines Tunnels in offener Bauweise betrachtet.

Die Gesamtlänge der Baumaßnahme beträgt 1100 m. Der Rechteckquerschnitt des Tunnels ist rund 11 m breit und 8 m hoch, die lichten Maße des Fahrspaces betragen 7,5 m in der Breite und 4,5 m in der Höhe. Wand-, Decken- und Sohlstärke, die sich aus den statischen Erfordernissen infolge Auftriebssicherheit und Erddruck ergeben, betragen rund 1-1,5 m. Die Erdüberdeckung des Tunnelbauwerkes beträgt 4-5 m, die Tunnelsohle befindet sich 13 m unter Geländeoberkante. Das Tunnelbauwerk bindet somit auf gesamter Länge in das Festgestein ein. Da es sich um ein im Grundwasser befindliches Bauwerk handelt, muß die Arbeitsfugenzahl minimiert werden. Der Tunnel wird deshalb blockweise in 10 m-Abschnitten monolithisch hergestellt.

Um einen kontinuierlichen Bauablauf zu gewährleisten, wird die Tunnelstrecke in Einzelabschnitte – sogenannte Docks – unterteilt. Die Länge eines Docks beträgt im Mittel 70 m und umfaßt nach Fertigstellung des Tunnelbauwerkes jeweils 7 Tunnelblöcke à 10 m. Die gesamte Tunnelstrecke ist in 20 Docks unterteilt.

Insgesamt wird ein Erdaushub von mehr als 190 000 cbm bewältigt und eine Verbaufäche von 25 000 qm hergestellt. Die Rohbaukosten für die gesamte Baumaßnahme

¹ Abbildung 1, 3 und 4 aus projektbegleitender Broschüre des Regierungspräsidiums Karlsruhe, des Straßen- und Tiefbauamtes Karlsruhe und der Deutschen Bahn AG

liegen bei 60 Mio. DM, rund 11 Mio. DM kosten die Betriebseinrichtungen. Die Betriebskosten für den Tunnel betragen ca. 500 000,-- DM im Jahr.

2 Geologische und hydrologische Verhältnisse, Wasserhaltungsmaßnahmen

[Abbildung 2, 3 und 4]¹

Zur Erkundung des Baugrundes wurden im Vorfeld 26 Bohrungen entlang der Tunneltrasse abgeteuft, 10 Bohrungen wurden zur Messung des Grundwasserspiegels als Pegel ausgebaut. Baubegleitend mußten jedoch aufgrund der unterschiedlich angetroffenen Felsbeschaffenheit und infolge auftretender Störzonen weitere 100 Erkundungsbohrungen abgeteuft werden. Der Baugrund läßt sich generell in 3 Schichten unterteilen:

- Die oberste Schicht besteht aus Auffüllboden und einer bindigen Deckschicht, die sich aus sandigen Schluffen und Tonen zusammensetzt. Die Mächtigkeit dieser Schicht beträgt im Mittel 5 m und gehört der Bodenklasse 3-4 an. Bei voller Wassersättigung gehen die sandigen Schluffe und Tone in die Bodenklasse 2 über.
- Die in 5-8 m unter Geländeoberkante anstehende mittlere Schicht besteht aus Talkiesen, die vereinzelt Schluffbeimengungen aufweisen und mit Steinen durchsetzt sind. Die Talkiese gehören der Bodenklasse 3-4 an.
- Als unterste Schicht steht der Buntsandstein an. Er weist zum Teil starke Klüftung mit eingelagerten Tonschichten auf. Der Sandstein zählt zur Bodenklasse 6-7.

Der Grundwasserspiegel stellt sich in einer Höhe von 3-4 m unter Gelände ein, kann aber in regenreicher Zeit bis Geländeniveau ansteigen.

Die von Süd (Talhang, bestehende Bebauung) nach Nord (Bundesbahnseite, Vorfluter Pfinz) verlaufende Strömungsrichtung des Grundwassers ist senkrecht auf das Tunnelbauwerk gerichtet. Zur Aufrechterhaltung der Grundwasserströmung muß deshalb im Bau- und Endzustand ein perfekt funktionierendes Grundwasserkommunikationssystem erstellt werden:

- Die Wasserhaltung während des Bauzustandes erfolgt durch die Anordnung von Entnahme- und Sickerbrunnen längs der Tunneltrasse sowie durch die Begrenzung der Verbaulänge, und somit des Grundwasseraufstaus, auf max. 140 Meter. Die seitliche Begrenzung der 140 m langen Baugrube erfolgt durch Querschotte.
- Nach Fertigstellung eines Tunnelabschnittes (Endzustand) wird der Baugrubenverbau wieder entfernt: die Spundwand wird gezogen, die Bohrpfahlwand wird

in einem Abstand von 9 m überbohrt (Anordnung von zwei unbewehrten Pfählen). Die Grundwasserumläufigkeit des Tunnelbauwerkes wird durch die Anordnung von Flächen- und Längsdränagen, Dükerleitungen und Filterpackungen gewährleistet.

3 Statische und ausführungstechnische Grundlagen

Dock 1-4, Amtsentwurf [Abbildung 5]

Der Amtsentwurf sieht eine Baugrubensicherung in Form einer 2fach rückverankerten Spundwand oder Bohrpfahlwand vor. Die Umströmung des Baugrubenverbaus wird durch die Einbindung (~ 1 m) in den anstehenden Fels und durch das Abdichten des Einbindebereiches mit Dichtungssuspension verhindert. Die konstruktive Felsicherung bis zur Baugrubensohle erfolgt durch Maschendraht, Spritzbeton und Felsnägel. Der Wasserdruckansatz erfolgt von Geländeoberkante bis Unterkante Verbauwand.

Die für die Herstellung des Spundwandverbaus erforderlichen Vorbohrungen werden mit einer Endlosschnecke ausgeführt (Auflockerungsbohrungen, max. Bohrtiefe ~ 9 m). Beim Einrütteln der Spundwand wird jedoch das aufgelockerte Bohrlochmaterial lokal verdichtet, Setzungen und Risse in der Straße sind die Folge.

Das stark bindige Deckschichtmaterial und der im feuchten Zustand sehr schmierige Fels verkleben das Bohrwerkzeug und erschweren die Ausführung der Bohrarbeiten.

Der angetroffene Fels weist im oberen Bereich eine unerwartet hohe Klüftigkeit auf. Bereichsweise bröckelt die Felsberme vor dem Spundwandfuß vollständig ab. Eine wirksame Abdichtung des Einbindebereiches der Spundwand in den Fels ist nicht möglich, denn das Dichtungsmaterial wird durch das anstehende Kluftwasser im Fußbereich ausgeschwemmt oder dringt in ausgewaschene Klüfte ein. Aufwendige Sanierungsmaßnahmen werden erforderlich. Des weiteren werden die Spritzbetonarbeiten durch die feuchte Felsoberfläche (starker Kluftwasserandrang) erschwert, der Spritzbeton haftet nicht.

Die Herstellung der Anker erfolgt im Drehbohrverfahren mit Ringbohrkrone (\varnothing 114 mm). Der Verschleiß der Bohrkronen ist sehr hoch, denn wenige Meter unterhalb der Felsoberkante hat der Buntsandstein wieder eine sehr kompakte Struktur.

Dock 5-8 [Abbildung 6]

Aufgrund der sich verschlechternden geologischen Verhältnisse (stark schwankender Felsverlauf), des starken Kluftwasserandranges und aus Gründen der Arbeitssicherheit (Abtragung der Vertikallasten auf stark brüchigem Fels) wird der Baugrubenver-

bau bis 30 cm unter Baugrubensohle geführt. Die Verbauhöhe beträgt nun im Mittel 13 m. Dies erfordert eine 3 bis 4fache Rückverankerung mit Ankerkräften bis zu 900 kN.

Die Vorbohrungen für die Herstellung der Spundwand können nicht mehr mit einer Endlosschnecke ausgeführt werden. Zur Ausführung kommt eine Kiesbohrpfahlwand, in welche die Spundwand eingerüttelt wird. Die Herstellung dieser Kiesbohrpfahlwand ist sehr zeitaufwendig.

Bei der Herstellung der Anker für die Spundwand kommt es beim Durchbohren der Kiesbohrpfahlwand zu Kiesausspülungen. Durch das Anbringen einer Stahlmanschette am Dichttopf und durch Vorinjektionen im Bereich der jeweiligen Ankerlage kann das Ausspülen verhindert werden.

Die Ankerbohrarbeiten werden im Drehschlagbohrverfahren mit Boarhammer angetriebenem Außengestänge und Gewindeschlagbohrkrone durchgeführt. Dieses Verfahren ermöglicht einen schnelleren Bohrfortschritt.

Dock 9-12 [Abbildung 7 und 8]

Auf der Südseite wird zur Sicherung der bestehenden Bebauung eine überschnittene Kurz-Lang-Pfahlwand hergestellt, wodurch ein schneller Baufortschritt erzielt wird. Der Primärpfahl (unbewehrter Pfahl) bindet 1 m in den anstehenden Fels ein, der Sekundärpfahl (bewehrter Pfahl) reicht bis 30 cm unter Baugrubensohle. Die Vertikallasten werden über die bewehrten Pfähle sicher in den Baugrund abgetragen. Der Wasserdruck wird bis Unterkante der unbewehrten Pfähle angesetzt. Die Felssicherung mit Spritzbeton entfällt.

Dock 13 und 14

Die Kurz-Lang-Pfahlwand hat sich in Dock 9-12 bewährt und kommt nun auch auf der Bundesbahnseite zur Ausführung. Die Aufschlußbohrungen in den darauffolgenden Docks haben ergeben, daß ab Dock 15 aufgrund der sich bessernden geologischen Verhältnisse der Amtsentwurf wieder ausgeführt werden kann.

Dock 15-20

Ausführung des Amtsentwurfes.

4 Zusammenfassung

Für die geplante Ortsumgehung des Stadtteils Karlsruhe-Grötzingen erschien die Herstellung eines Tunnels in offener Bauweise als die beste Lösungsvariante. Der Verlauf der Tunneltrasse quer zur Grundwasserströmung und die offene Bauweise

erfordern aufwendige Wasserhaltungsmaßnahmen, die großen Einfluß auf den Bauablauf haben: die Herstellung der Baugrubensicherung und des Tunnels kann nur in Einzelabschnitten (Docks) erfolgen.

Die Aufrechterhaltung der Grundwasserströmung erfolgt im Bauzustand durch die Begrenzung der Verbaulänge auf max. 140 m und durch die Anordnung von Entnahme- und Sickerbrunnen. Im Endzustand wird die Grundwasserumläufigkeit durch Filterpackungen, Dränagen und Dükerleitungen zur Unter- und Überströmung des Tunnels gewährleistet.

All diesen Anforderungen wurde Genüge geleistet, indem praxismgerechte Lösungen entwickelt wurden.

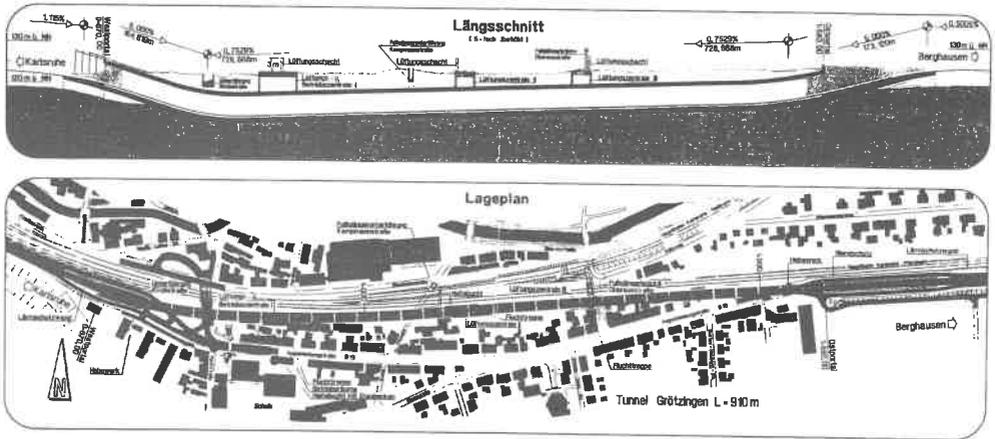


Abbildung 3

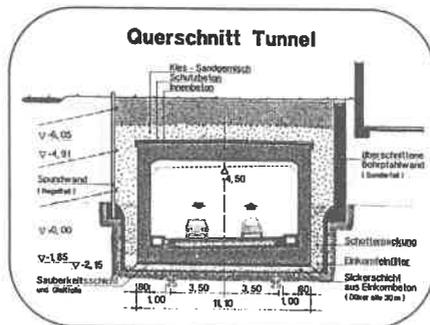


Abbildung 4

Dock 9-14 Statisches System

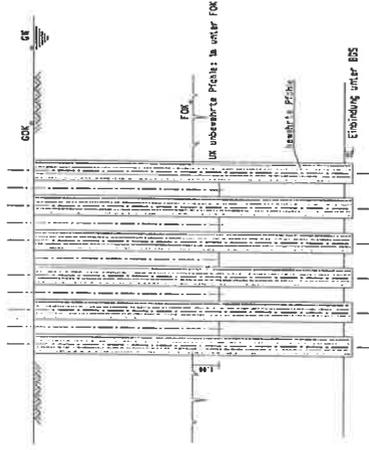
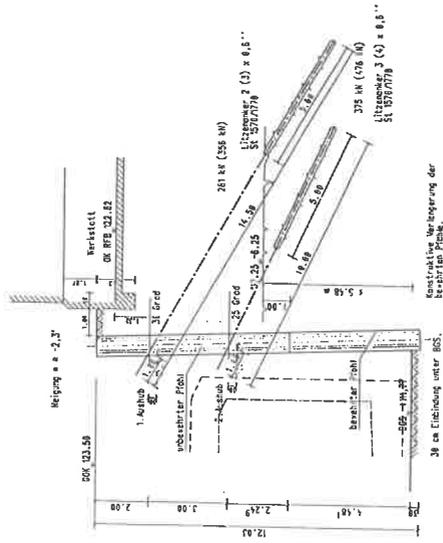


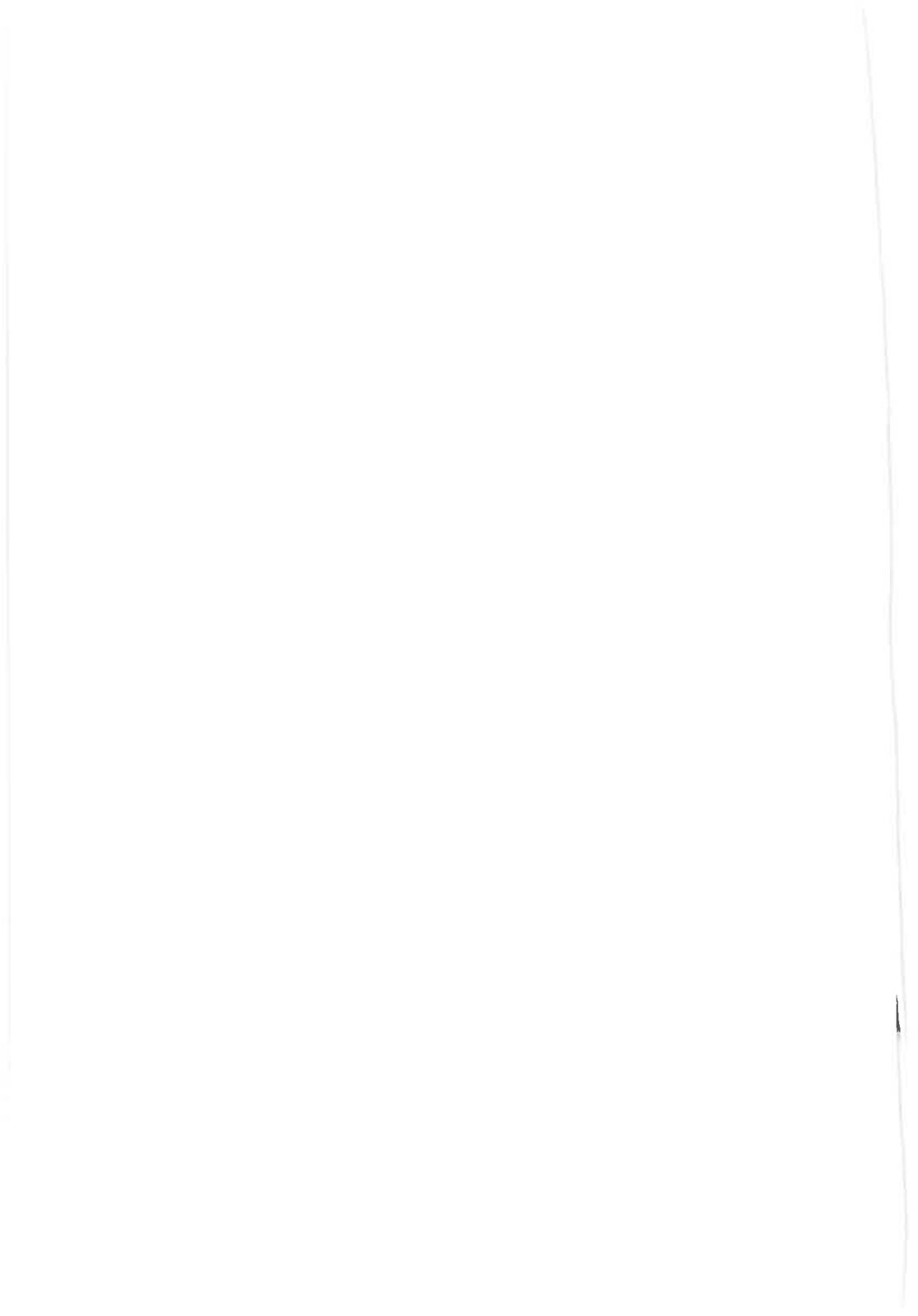
Abbildung 8

Dock 9-14 Statisches System



KURZ-LÄNG-DORRPFÄHLWAND: Pfehle ϕ 888 mm , $\sigma = 0,75$ m , System 1/1

Abbildung 7



Neubau der BAB A 46, Amsberg - Brilon, Tunnel Olpe

Dr. Raymund M. Spang

Geoplan – Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH

Im Zuge der BAB A 46 wurde ein ehemaliges Seitental der Ruhr durch ein in offener Bauweise errichtetes 400 m langes Tunnelbauwerk unterquert. Im oberen Teil des Profils stehen Auelehme, im mittleren verlehnte Schotter und im Fußbereich des Bauwerks Tonsteine und Sandsteine an. Das Bauwerk taucht voll in das Grundwasser ein. In unmittelbarer Nähe der Baugrube ist ein stark gegliederter, teilweise unterkellertes Baukörper und sind eine Reihe Ein- und Zweifamilienhäuser vorhanden.

Das Rammen von Spundwänden war in der Planfeststellung ausgeschlossen. Ebenfalls war eine Absenkung des Grundwasserspiegels verboten. Es kam eine Kombination von Dichtwänden mit verschiedenen Querschotten und überschnittenen Pfahlwänden zur Ausführung. Das Grundwasser sollte von der Anstromseite über Brunnen gefaßt und auf der Abstromseite ebenfalls über Brunnen wieder versickert werden. Permanent sollte das Wasser in Dränschlitzten gefaßt, unter dem Bauwerk hindurchgeleitet und auf der Abstromseite über Wiederversickerungsgräben eingespeist werden.

Die im Fels liegenden Baugrubenbereiche wurden auf Felsschub aus den erwarteten Felskeilen bemessen und mit Felsnägeln und Spritzbeton gesichert. Im Aufgehenden saßen die Pfahlwände mit entsprechender Einbindung dicht unterhalb des Übergangs Lockergestein/Festgestein nahe der Böschungskrone auf. Die Sicherung verlief planmäßig.

Die wasserdichte Umschließung im Lockergestein verursachte dagegen Schwierigkeiten. Bei den Pfahlwänden kam es zum Versagen einer Reihe von Verpreßankern bei der Abnahmeprüfung. Die Wasserdichtigkeit der Schlitzwände konnte nicht hergestellt werden. Vielmehr muß es bei deren Herstellung zu massiven Bodeneinbrüchen gekommen sein, wie sich durch späteres Aufgraben zeigen ließ. Eine Sanierung kam wegen der Kosten nicht in Frage. Um den Grundwasserspiegel außerhalb des Trogs nicht vollständig absacken zu lassen, wurde in großem Umfang Wasser aus der Ruhr entnommen und nach Behandlung beidseitig der Baugrube über Brunnen versickert. Durch die trotz der Einspeisung auftretende Grundwasserabsenkung kam es an Nachbargebäuden zu Setzungen. Schäden traten jedoch so gut wie nicht

auf. Über die Absenkung des Grundwasserspiegels und die Wiederauffüllung nach Fertigstellung des Bauwerks wurden zusätzliche, interessante Erkenntnisse gesammelt.

Baugrube im Keupersandstein

Dipl.-Ing. B. Wiesiolek / Dr.-Ing. Jianlin Ma

Frank + Kraft + Partner, Geotechnik und Umwelttechnik GmbH, München

Zusammenfassung

Im Zuge der Ausführungsplanung einer Baugrube im Keupersandstein wurden Vergleichsberechnungen mit der Finite-Elemente-Methode durchgeführt. Anlaß war, daß sich das Spannungs-Verformungsverhalten der zu untersuchenden zusammengesetzten Querschnitte mit herkömmlichen Rechenmethoden nicht befriedigend ermitteln ließ. Es wird gezeigt, daß mit FEM-Untersuchungen auch schwierige Randbedingungen bodenmechanischer Probleme bewältigt werden können.

1 Vorgang

Die Stadt Nürnberg baut z. Z. die U-Bahnlinie U2 zwischen Röthenbach/Schweinau und Flughafen Nürnberg mit einer offenen Baugrube im Bereich Marienberg (BW 230.2) als Anfahrschacht, der nach Ost und West anschließenden eingleisigen bergmännisch aufzufahrenden Tunnelbauwerke. Diese offene Baugrube ist ca. 400 m lang, bis 12 m tief und bis 10 m breit.

Der Auftragnehmer/Rohbauarbeiten ist die Firma Dyckerhoff & Widmann AG, Subunternehmer für die Spezial-Tiefbauarbeiten der offenen Baugrube die Firma TREVI SPA, Cesena, für die Frank + Kraft + Partner die Ausführungsplanung erstellte.

2 Untergrundverhältnisse

Die Bodenverhältnisse im offenen Baugrubenbereich lassen sich wie folgt beschreiben (s. Bild 1):

Unter einer Auffüllung mit 0,5 m bis 2,2 m Mächtigkeit stehen überwiegend schwach schluffige, mitteldicht gelagerte quartäre Schichten, in denen partienweise Schlufflinsen vorkommen können, an. Die Mächtigkeit der quartären Schicht beträgt maximal

3 m. Darunter folgt der Verwitterungshorizont des Keuper. Er setzt sich überwiegend aus schluffigen, z.T. kiesigen Fein- bis Mittelsanden mit vereinzelt Ton- und Schlufflinsen, partienweise auch Kies und steingroßen Sandsteinstücken zusammen. Er wird auch als sehr mürber Sandstein angesprochen. Die Mächtigkeit des Verwitterungshorizontes schwankt zwischen 1 m und 4 m. Darunter steht Keupersandstein an. Es handelt sich dabei überwiegend um fein- bis mittelkörnigen Fels mit teilweise grobkörnigen Partien und Tonlagen. Im Baugrubenbereich ist der Sandstein vorwiegend mürbe und mittelhart, partienweise mit meist geschlossenen, schwachen Klüftungen.

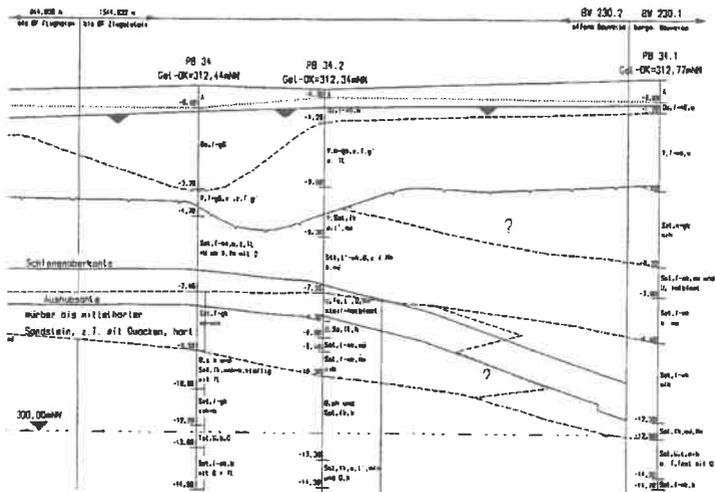


Bild 1: Untergrundverhältnisse (Auszug Längsschnitt Geologie)

Der Bemessungswasserstand liegt etwa bei Geländeoberkante.

3 Bauentwurf

Der im Bild 2 dargestellte Amtsentwurf sieht im Bereich der stark wasserführenden Bodenschichten bis zum Sandstein einen wasserdichten, 2-fach verankerten Spundwandverbau vor.

Vom Sandsteinhorizont bis zur Baugrubensohle folgt eine mehrreihig vemagelte Spritzbetonschale.

Der Ansatz des Grundwasserdrucks erfolgt vom GW-Bemessungsstand bis Unterkante Spundwand mit dem vollen hydrostatischen Druck. Darunter ist ein linearer Druckabbau entlang einer Übergangszone von 1 m bis auf den Restwasserdruck von

10 kN/m² anzusetzen. Bei der Bemessung der Spritzbetonschale ist vom Restwasserdruck auszugehen.

Ein derartiges statisches Gesamtsystem, das aus 2 Einzelsystemen zusammengesetzt ist, läßt sich mit herkömmlichen Rechenmodellen nur sehr grob beschreiben.

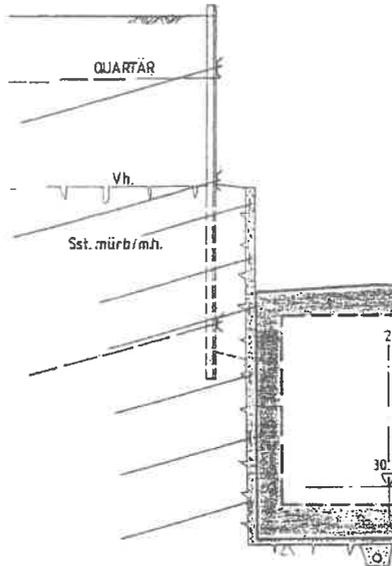


Bild 2: Skizze Baugrubensicherung Amtsentwurf

4 FEM-Untersuchungen

Bei herkömmlichen statischen Berechnungen kommt es überwiegend auf die Bemessung der Bauteile gegen "Versagen" an. Prognostizierungen des Spannungs- Verformungsverhaltens der Gesamtsysteme sind in der Regel entbehrlich, bzw. nicht befriedigend möglich.

FEM-Untersuchungen bieten dagegen eine gute Möglichkeit, dieses Verhalten rechnerisch zu bestimmen.

Zur Erkundung der schwächsten Bereiche der Konstruktion haben wir vor Beginn der Ausführungsplanung einen maßgebenden Schnitt mit dem FEM-Programm PLAXIS (Version 6.1) untersucht. Hierbei wurden die vom Bodengutachter (LGA NÜRNBERG; GRUNDBAUINSTITUT) angegebenen Bodenrechenwerte und das Stoffgesetz vom Mohr-Coulomb-Model mit elastisch-idealplastischem Spannungs- Dehnungs-Verhalten zugrundegelegt.

In der Rechnung wurde der Arbeitsablauf bei der Herstellung der Baugrube simuliert, d.h., die einzelnen Aushubzustände zum Einbau der Anker und Nägel sowie der Endaushub wurden in mehreren Rechenschritten berücksichtigt.

Die Bilder 3 bis 8 zeigen die Ergebnisse des Endaushubzustandes in grafischen Darstellungen.

Die Bilder 4 bis 6 zeigen, daß nach vollständigem Baugrubenaushub eine maximale Verformung der Wand von ca. 1,9 cm im Fußbereich der Spundwand bzw. Kopfbereich der Nagelwand zu erwarten ist.

In den Bildern 7 und 8 ist ein interessantes Hauptspannungsfeld dargestellt. Es zeigt, daß sich die Hauptspannung σ_1 im Fußbereich der Spundwand von der ursprünglich vertikalen Richtung vor dem Aushub in horizontalere Richtung nach dem Aushub dreht. Es ist daraus ersichtlich, daß der Fels im Fußbereich der Spundwand nach dem Bodenaushub zusätzlich belastet wird. Darunter verlaufen die Hauptspannungen σ_1 in Form ausgeprägter Gewölbe zwischen den Nagelreihen. Am Fuß der Nagelwand drehen sich die weiter zunehmenden Hauptspannungen σ_1 bis in nahezu horizontale Richtung

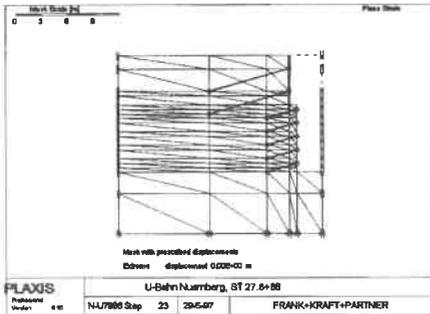


Bild 3: Elementnetz mit Randbedingung

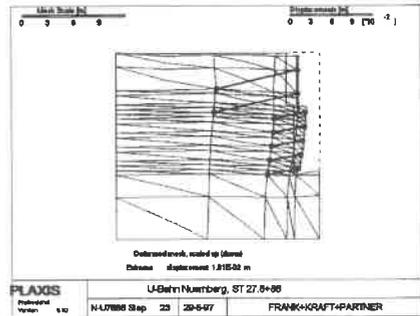


Bild 4: Verformungsbild-Netzdarstellung

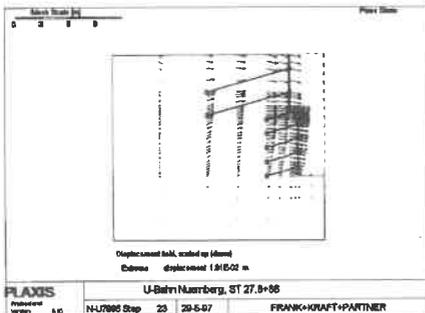


Bild 5: Verformungsbild-Vectordarstellung

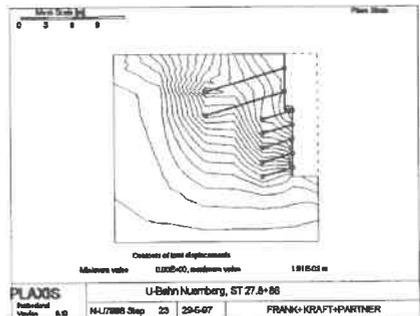


Bild 6: Linien gleicher Verformung

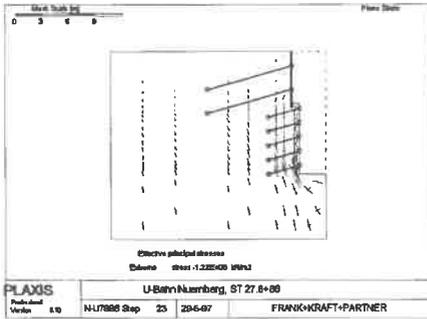


Bild 7: Hauptspannungsfeld

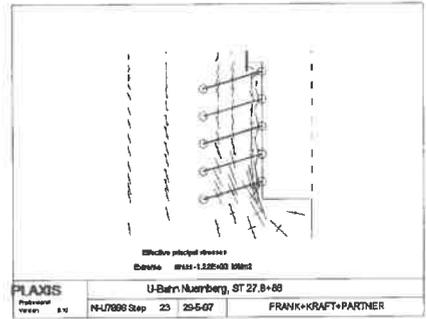


Bild 8: Hauptspannungsfeld (Detail)

5 Ausführungsplanung

Unter Berücksichtigung der aus der FEM- Berechnung gewonnenen Erkenntnisse – große Hauptspannungen und Verformungen an der Sandsteinoberkante – haben wir die Baugrubenkonstruktion an der Stelle der errechneten größten Verformungen verstärkt. Es wurde geplant, an der Oberkante des Keupersandsteins einen Betonkopfbalken herzustellen und damit den Fußbereich der Spundwand sowie den Kopfbereich der Nagelwand mit vorgespannten Ankern in tiefere Sandsteinschichten zurückzuhängen, um das Risiko des Aufbruches des Spundwandeinbindebereiches zu minimieren (siehe Bild 11).

Die Ausführungsplanung der Baugrube erfolgte mit herkömmlichen Rechenverfahren.

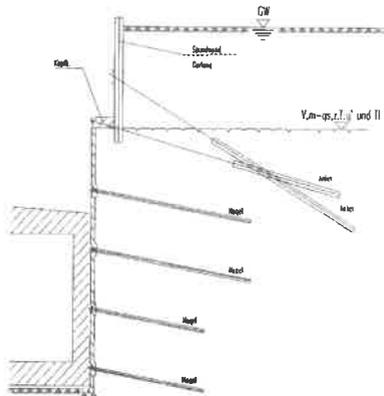


Bild 11: Ausführungsplanung

6 Schlußfolgerung

Nach Einführung des EC 7 werden rechnerische Verformungsnachweise von Baugrubensicherungen zunehmende Bedeutung bekommen.

Es konnte an einem praktischen Beispiel gezeigt werden, daß komplexe Probleme im Grundbau, die durch herkömmliche statische Berechnungsverfahren nicht befriedigend zu erfassen sind, mit Kontinuumsmodellen wie z.B., Finite-Element-Methode bewältigt werden können.

Es ist zu wünschen, daß möglichst viele Ergebnisse von FEM- Rechnungen mit Beobachtungen vor Ort überprüft und die Ergebnisse den Anwendern zur Auswertung zur Verfügung gestellt werden, damit die davon gewonnenen Erfahrungen in zukünftigen Berechnungen berücksichtigt werden können. Für die weitere Entwicklung der FEM in der Baupraxis wird dies eine entscheidende Rolle spielen.

Workshop

Baugruben in weichen Böden

Berechnung und Ausführung von Baugruben im Seeton – Darstellung anhand eines Ausführungsbeispiels –

Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Fachgebiet Geotechnik, Universität Gh Kassel

1 Einleitung

In den seenahen Bereichen Süddeutschlands (Bodensee, Chiemsee, Ammersee usw.) sind feinkörnige normalkonsolidierte Böden von teilweise erheblicher Mächtigkeit (bis 50 - 60 m Dicke) vorhanden. Diese jungen Ablagerungen sind geologisch als Beckentone und -schluffe anzusprechen und werden häufig auch vereinfachend als Seetone bezeichnet. Je nach Sedimentationsvorgängen handelt es sich hierbei um schluffige Tone oder tonige Schluffe mit unterschiedlichen Feinsandanteilen (ca. 3 bis 30 %). Oftmals sind auch ausgeprägte Feinsandbänder vorhanden (Bänderton). Die Seetone stehen i. d. R. in flüssig bis breiiger Konsistenz an. Weiche bis steife Konsistenz ist eher selten und dann vorwiegend nur in der Nähe der Geländeoberfläche.

Das Herstellen von Baugruben in diesen Böden ist eine sehr schwierige Bauaufgabe und erfordert besonders im innerstädtischen Bereich besondere ausführungstechnische Sorgfalt. Oftmals sind dabei auch erhebliche Schädigungen an der Nachbarbebauung eingetreten, siehe z. B. Goldscheider/Gudehus (1988), Katzenbach et al. (1992).

Nicht zuletzt wegen zahlreich eingetretener Schäden wurde vom Arbeitskreis "Baugruben" (EAB) beschlossen, Empfehlungen über Baugruben in weichen, bindigen Böden auszuarbeiten.

Besonders schwierig ist das Bauen in diesen Böden, weil sich die weichen Böden i. d. R. bis in größere Tiefen unterhalb der Baugrubensohle erstrecken. Im vorliegenden Beitrag sollen einige Hinweise zur Berechnung von Baugruben in weichen Böden gegeben werden. Darauf aufbauend sind Berechnungs- und Meßergebnisse aus einem praktischen Ausführungsprojekt wiedergegeben sowie über Erfahrungen bei der Bauausführung unter Verwendung der Beobachtungsmethode berichtet. Dabei liegt ein Bericht von Kempfert/Stadel (1994) zugrunde. Die intensive Zuarbeit von Herrn Dipl.-Ing. Stadel, Konstanz, ist an dieser Stelle dankend zu erwähnen.

Bezüglich der angesprochenen Problematik ist es zweckmäßig, bei Baugruben im Seeton folgende ansteigende Schwierigkeitsgrade zu unterscheiden:

- Baugruben geringer Tiefe (i. d. R. kleiner 3 m), wobei der homogene, weiche, bindige Boden oberflächennah ausgetrocknet (Verwitterungskruste) ist und insgesamt oberhalb des Grundwasserspiegels liegt;
- Baugruben geringer Tiefe, die teilweise in das Grundwasser einbinden;
- Baugruben mittlerer Tiefe (etwa bis 4 m) in homogenen, weichen bindigen Böden, i. d. R. teilweise unter dem Grundwasserspiegel;
- Baugruben größerer Tiefe (etwa 3 bis 6 m) in homogenen, weichen, bindigen Böden und teilweise vorhandenem Grundwasser;
- tiefe Baugruben (größer 6 m) in homogenen, weichen, bindigen Böden
- Baugruben in weichen, bindigen Böden mit auf den weichen Böden aufliegenden oder unterlagernden Sand- und Kiesschichten bzw. anderen verformungsarmen Bodenschichten.

Für alle Baugrubenarten sind besondere Maßnahmen notwendig, wenn die weichen Böden

- eine teilweise unter Porenwasserüberdruck stehende Bänderung aus i. d. R. Feinsandschichten aufweisen,
- geringplastische und/oder thixotrope Eigenschaften zeigen.

2 Berechnungsgrundlagen

2.1 Scherparameter und Erddruckansätze

Eine detaillierte Darstellung über die maßgeblichen Scherparameter und die Besonderheiten der Erddruckermittlung von Baugruben in weichen Böden finden sich z. B. in Weißenbach/Kempfert (1994) und Kempfert/Stadel (1997).

2.2 Klassifizierung von Baugruben

Für die Standsicherheit von Baugruben in weichen, tonigen Böden gewinnt mit zunehmender Aushubtiefe neben der Gesamtstabilität der Baugrube der Grundbruch durch Aufbruch der Baugrubensohle an Bedeutung. Hierbei bildet die Mobilisierung der undränierten Scherfestigkeit c_u des Bodens für im Verhältnis zur Konsolidationsdauer schnellen Belastung eine wichtige Beurteilungsgrundlage. Die Mobilisierung der Scherfestigkeit läßt sich durch den Stabilitätsfaktor N_c , der sich aus dem Verhältnis zwischen der totalen Überlagerungsspannung α_{v0} und der undränierten Scherfe-

stigkeit des Bodens c_u in der Tiefe z ermittelt, beschreiben.

$$N_c = \frac{\sigma_{vo}}{c_u} \quad (1)$$

Abbildung 1 enthält Stabilitätsfaktoren, die Bereiche bilden, in die sich eine Baugrube einordnen läßt, wobei durch die N_c -Werte 2, 4 und 6 eine wichtige Abgrenzung im Festigkeitsverhalten von weichen, tonigen Böden definiert wird, Clough/Schmidt (1972). Oberhalb von $N_c = 2$ tritt nur wenig oder kein Fließen ein, und der Boden verhält sich weitgehend elastisch. $N_c = 2$ entspricht der freien Standhöhe eines senkrechten Einschnitts in steif bis halbfesten (spröden) tonigen Böden. Werte zwischen 2 und 4 repräsentieren einen Bereich mit begrenzten Fließerscheinungen im Boden. Zwischen $N_c = 4$ und 6 tritt im Boden plastisches Fließen ein, womit die Verformungen im Bereich der Baugrube mit wachsendem N_c stark zunehmen (ab $N_c = 6$). Darüberhinaus treten im Boden erhebliche Verformungen auf, was zum Aufbruch der Baugrubensohle führen kann, Bjerrum/Eide (1956).

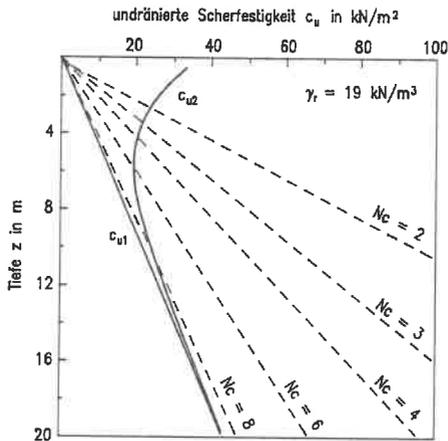


Abb. 1 Klassifizierung von senkrechten Einschnitten in weichen, tonigen Böden

Wie aus Abbildung 1 für den tiefenabhängigen Verlauf der undräniereten Scherfestigkeit c_{u1} mit

$$c_{u1} = \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{vc} \quad \left(\text{Seaton } \lambda_{cu} \approx 0,24 \right) \quad (2)$$

zu erkennen ist, kann ein senkrechter Einschnitt in normalkonsolidierten tonigen Böden unabhängig von der Tiefe z nicht frei stehen, da c_u nicht in dem Maße zunimmt, wie im Boden durch die schnelle Abgrabung die undränierete Scherfestigkeit mobili-

siert wird. Ein toniger Boden braucht jedoch nur schwach vorbelastet zu sein, z. B. durch oberflächennahe Austrocknung (Schrumpfung) oder infolge Auflasten durch Altbebauung, um anfänglich senkrecht frei stehen zu können. Der Verlauf der undrÄnnten Scherfestigkeit c_{u2} in Abbildung 1 in gelÄndenaheM Bereich zeigt einen solchen Verlauf, wie er immer wieder vorkommt, vor allem im Bereich des Bodens unmittelbar oberhalb des Grundwasserspiegels (Kapillarzone).

2.3 Nachweis gegen Aufbruch der Baugrubensohle

Auf die Gefahr des Grundbruchs durch Aufbruch der Baugrubensohle bzw. des Umfließens des Bodens der Baugrubenwand infolge Aushubentlastung hat bereits Terzaghi (1943) hingewiesen und Ansätze für den rechnerischen Nachweis vorgeschlagen. Danach ermittelt sich die Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle mit den Bezeichnungen in Abbildung 2b im Fall schmaler Baugruben ($H/B > 1$) zu

$$\eta = \frac{N_c \cdot c_u}{H \cdot \left(\gamma_r - \frac{c_u}{0,7 \cdot B} \right)} \quad (3)$$

und im Fall breiter Baugruben ($H/B < 1$) zu

$$\eta = \frac{N_c \cdot c_u}{H \cdot \left(\gamma_r - \frac{c_u}{D} \right)} \quad (4)$$

Weiterhin haben Bjerrum/Eide (1956) für schmale Baugruben ($H/B > 1$) einen Nachweis durch die Sicherheitsdefinition

$$\eta = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma_r \cdot H} \quad (5)$$

mit den N_c -Werten nach Abbildung 2a vorgeschlagen. Eine ausführliche Gegenüberstellung der beiden nach Gleichung 3 und 5 genannten sowie weiterer Nachweise für schmale Baugruben finden sich in Weißenbach (1977).

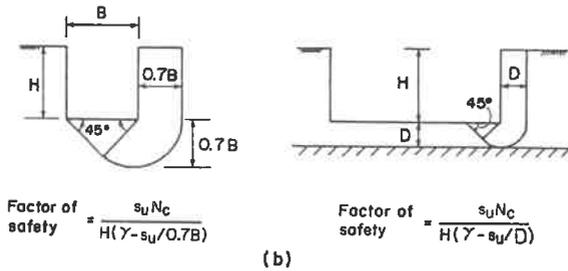
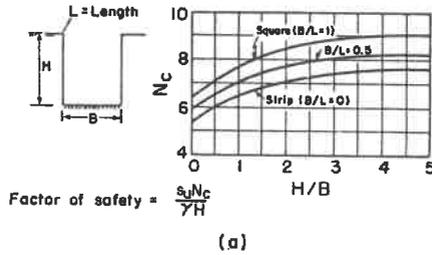


Abb. 2 Ansätze zur Ermittlung der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle aus Clough/Schmidt (1972)

In Kempfert/Stadel (1997) wird ein Standsicherheitsnachweis für breite Baugruben vorgeschlagen, der der strukturbedingten Anisotropie weicher, toniger Böden und dem damit verbundenen unterschiedlichen Scherfestigkeitsverhalten zwischen Beanspruchungszuständen der Kompression und Extension Rechnung trägt. Dabei sind auch die gegenseitigen Ansätze in einem Berechnungsbeispiel gegenübergestellt.

3 Ausführungsbeispiel unter Verwendung der Beobachtungsmethode

3.1 Situation der Baugrube

Die Baugrube für den Neubau eines Wohnhauses in Konstanz mit lichten Grundrißabmessungen von etwa 55 x 60 m und Aushubtiefen bezogen auf das Urgelände zwischen ca. 7 und 5,3 m im See- und Beckenton ist in Abbildung 3 dargestellt. Die Baugrube ist an zwei Seiten von Straßen mit gegenüberliegender, bis zu sechsgeschossiger Wohnbebauung begrenzt. An der Süd- und Westseite der Baugrube befinden sich ein- bis viergeschossige Wohnhäuser, die teilweise nicht unterkellert sind. An zwei Stellen reicht die Baugrube bis nahezu unmittelbar an die Nachbargebäude heran.

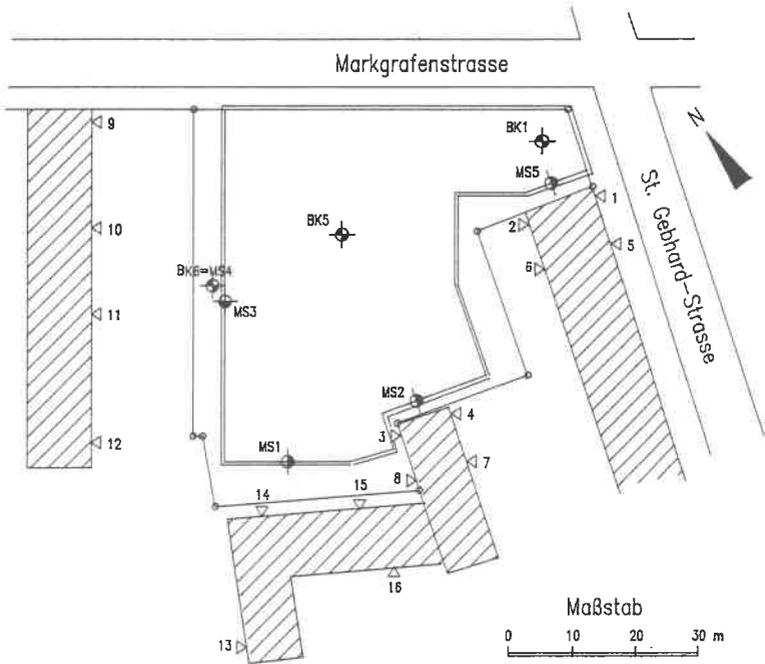


Abb. 3 Baugrubensituation im Grundriß

3.2 Gelände- und Baugrundverhältnisse

Das Baugelände verläuft weitgehend horizontal auf einer Höhe von etwa NN +400 m. Nach den Baugrundaufschlüssen steht bis etwa 1,5 m unter GOK Auffüllung an, unter der eine etwa 3 bis 4 m mächtige Seetonschicht als leicht- bis mittelplastischer holozäner Schluff von weicher bis steifer Konsistenz folgt, dessen Kornzusammensetzung in Abbildung 4a dargestellt ist. Dem Seeton unterlagert folgen pleistozäne Beckentone in Mächtigkeiten zwischen etwa 5 und 7 m in überwiegend breiiger Konsistenz. Diese leicht- bis mittelplastischen Tone bilden keinen homogenen Boden, sondern eine Schichtfolge feingebänderter Lagen unterschiedlicher Ton- und Schluffanteile. So ergeben sich Bereiche, in denen der Anteil der Körner mit Durchmesser $d < 0,002 \text{ mm}$ über eine Schichtdicke von wenigen Dezimetern eine Bandbreite zwischen etwa 5 und 50 % aufweist (Abb. 4b). Hierin liegt auch der Grund für die i. a. deutliche Streuung der Versuchswerte für Wassergehalt, Fließgrenze und Konsistenzzahl. Unter den pleistozänen Tönen steht etwa 3 bis 4 m mächtiger leichtplastischer Beckenton mit Geschiebe als ein in der Kornzusammensetzung gemischtkörniger Boden (Abb. 4c) in überwiegend steifer, teilweise halbfester Konsistenz mit deutlich geringeren Wassergehalten als die überlagernden Beckentone an. Der Beckenton mit Geschiebe bildet den Übergang zu mitteldicht gelagerten Moränekiesen,

die im vorliegenden Fall von der Grundmoräne (Geschiebemergel) unterlagert werden und bis zur jeweils erbohrten Endteufe das Liegende bilden. Die schematische Baugrundsichtung ist in Abschnitt 3.5 in Verbindung mit den Meßquerschnitten dargestellt.

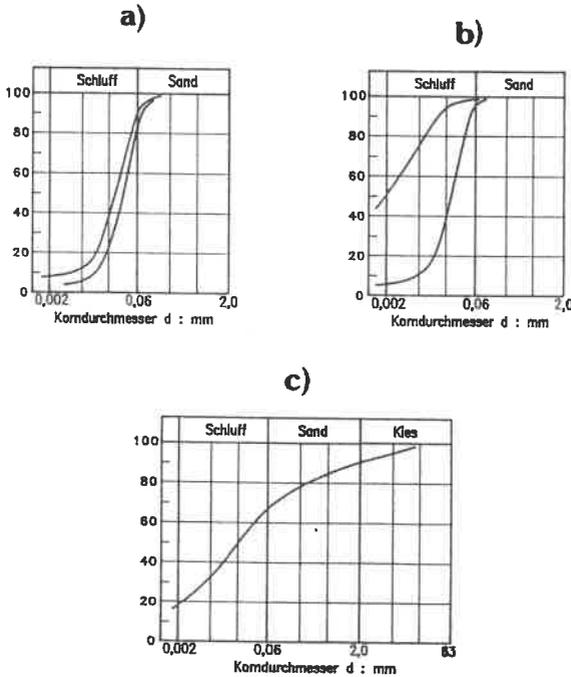


Abb. 4 Kornzusammensetzung des See- und Beckentones

Der Grundwasserspiegel innerhalb der See- und Beckentone, der sich anhand des Konsistenzverlaufs von steif über weich bis breiig andeutet, liegt etwa zwischen NN + 397 und NN + 398 m. In den Moränekiesen herrschen gespannte Wasserverhältnisse. Nach Pegelmessungen vor und während der Aushubarbeiten lag die Drucklinie in den Kiesen auf einer Höhe zwischen NN + 396 und NN + 398 m. Eine hydraulische Verbindung zwischen den Wasserständen des nahegelegenen Seerheins und der Drucklinie in den Kiesen konnte nicht festgestellt werden. Der Beckenton mit Geschiebe erwies sich aufgrund von Beobachtungen während des Baugrubenaushubes als wassersperrend, so daß zwischen den holozänen und pleistozänen Sedimenten und den Kiesen über kürzere Zeiträume keine hydraulische Verbindung besteht.

3.3 Konstruktion der Baugrubenumschließung

Die Umschließung der Baugrube erfolgte durch unterschiedliche, an die jeweils angrenzende Bebauung angepaßte Verbaukonzepte. Der überwiegende Bereich der Baugrubenumschließung besteht aus einem Bohlträgerverbau mit konventioneller Holzausfachung. Hierzu wurden Stahlprofile in bis zu 3 m Tiefe in die in Moränenkiese vorgebohrte Löcher von 90 cm Durchmesser eingestellt und mit einem Betonfuß bis ca. 1 m unter Baugrubensohle versehen. Darüber wurden die Bohrlöcher bis zur GOK mit Recyclingmaterial verfüllt. Die Bohlträger haben einen Abstand zwischen 2 und 2,5 m und sind durch unter 40 Grad geneigte Verpreßanker mit Verpreßkörperlängen von 5 m in den Kiesen 1-fach rückverankert. Je nach Grenzabstand der Verbauwand wurden die obersten 1,5 bis 3 m Baugrube in freier Böschung unter 45 Grad innerhalb der Auffüllung und des Seetons hergestellt. Die für den Bauzustand Vollaushub errechnete Ankerkraft für die Meßstelle 3 beträgt 390 kN. Planmäßig sollten die Verpreßanker in diesem Bereich auf 80 % der Gebrauchslast festgelegt werden. Aufgrund einer falschen Angabe im Werkplan wurden die Anker jedoch mit 420 kN und damit auf 108 % der rechnerischen Ankerkraft festgelegt.

Im südwestlichen Bereich der Baugrube (MS 1 in Abb. 3) war das gleiche Verbaukonzept geplant wie oben beschrieben. Nach Beginn der Aushubarbeiten wurden im Baugrund jedoch, abweichend von den in den Aufschlußbohrungen erschlossenen Baugrundverhältnissen, lokal begrenzte Bereiche angetroffen, in denen Bodenschichten anstehen, die schon bei geringen mechanischen Einwirkungen zum Fließen bzw. Verflüssigen neigen. Zur Vermeidung von Setzungsschäden an der etwa 6 bis 7 m von der Baugrubenwand entfernt gelegenen Bebauung wurde zwischen den im Abstand von 2 m stehenden Bohlträgern anstatt der Holzausfachung überschnittene Ausfachungspfähle mit Durchmesser 75 cm, die bis 2 m unter die Baugrubensohle reichen, ausgeführt. Die für den Bauzustand Vollaushub errechnete Ankerkraft beträgt wie im Bereich von Meßstelle 3 etwa 390 kN. Die Verpreßanker sollten planmäßig auf 80 % der Gebrauchskraft festgelegt werden. Auch hier wurden die Anker aufgrund einer falschen Angabe im Werkplan mit 400 kN auf 103 % der rechnerischen Ankerkraft festgelegt. Der ausgeführte Verbauquerschnitt ist in Abbildung 5 dargestellt und zeigt die Situation im Bereich der ausgebauten Meßstelle 1. Als eine weitere Variante der Verbaukonzeption wurde in den Bereichen unmittelbar vor der bis an die Baugrubenumschließung heranreichenden Bebauung (MS 2 sowie MS 5 in Abb. 3) eine tangierende Bohrpfahlwand Durchmesser 90 cm bis in die Kiese ausgeführt. Im Bereich von MS 2 wurde die Bohrpfahlwand jeweils zwischen zwei Pfählen durch Verpreßanker 1-fach rückverankert. Die Anker sind unter 40 Grad geneigt, haben eine in den Kiesen liegende Verpreßkörperlänge von 6 m und sind mit 630 kN planmäßig auf 100 % der Gebrauchskraft festgelegt. Der ausgeführte Verbauquerschnitt ist in Abbildung 7 dargestellt und zeigt die Situation im Bereich der ausgebauten Meßstelle 2.

Für den Rückbauzustand wurde der Verbau jeweils gegen die Bodenplatte und teilweise gegen die Untergeschoßdecke unterhalb der Ankerlage ausgesteift.

3.4 Meßprogramm

Neben der geotechnischen Beratung des Bauherrn durch den Baugrundgutachter wurde seitens der Bauaufsichtsbehörde zusätzlich ein geotechnischer Prüfer gefordert. Die vom Baugrundgutachter erarbeiteten Empfehlungen zur Ausführung der Baugrubenumschließung wichen teilweise von den Vorgaben des geotechnischen Prüfers ab. So wäre beispielsweise nach den Vorgaben des geotechnischen Prüfers für die ausreichende Standsicherheit der Baugrubenwände eine zweite Ankerlage notwendig gewesen. Um die Planungen für die Baugrube und deren Ausführungsbeginn aufgrund der unterschiedlichen Vorgaben nicht zu verzögern, wurde vereinbart, die Baugrube bei gleichzeitiger meßtechnischer Überwachung im Sinne der Beobachtungsmethode der DIN 1054-100 nach den Vorgaben des Baugrundgutachters als wirtschaftlichste Lösung auszuführen. Die Vorgaben des geotechnischen Prüfers wurden unabhängig davon bei der Bemessung der Verbauelemente als möglicher oberer Grenzfall berücksichtigt. Mit den Beteiligten wurde folgendes Meßprogramm festgelegt:

- Fortlaufende Messung der Setzungen der Nachbargebäude sowie Messung der Setzungen in mehreren Punkten unmittelbar hinter den ausgebauten Meßquerschnitten.
- Messung der Horizontalverformungen der Baugrubenumschließung über die gesamte Länge an insgesamt fünf Meßstellen. Hierzu wurden an den Stahlprofilen der Bohlträger sowie an den Bewehrungskörben der Bohrpfähle Inklinometermeßrohre angebracht, in welchen die Messungen mit einer Neigungsmeßsonde erfolgte. Der Meßpunktabstand betrug 0,5 m, womit kontinuierliche Polyzüge als Wandverformungen gemessen wurden.
- Messung der horizontalen Bodenverformungen unmittelbar hinter dem Baugrubenverbau. Hierdurch konnten die Entspannung des Bodens durch das Freilegen des Bodens vor dem Einbau der Holzausfachung sowie mögliche Fließerscheinungen unterhalb der Baugrubensohle gemessen werden.
- Messung der Ankerkräfte in allen Meßquerschnitten mit hydraulischen Kraftmeßgebern.
- Messung der Grundwasserstände innerhalb der Baugrube während der Aushubarbeiten zur Beurteilung der Auftriebssicherheit der Baugrube infolge der gespannten Grundwasserhältnisse in den Moränekiesen.

3.5 Beispielhafte Darstellung von Meßergebnissen

3.5.1 Allgemeines

Nachfolgend werden einige Ergebnisse aus dem Meßprogramm für die Meßstellen MS 1 und MS 2 (Abb. 3) dargestellt. Die biaxialen Neigungsmessungen erfolgten un-

ter der Annahme, daß sich das Inklinometermeßrohr am Träger- bzw. Pfahlfuß innerhalb der Moränekiese nicht verschoben hat, so daß der tiefste Meßpunkt als Festpunkt angenommen werden kann, auf den die gemessenen Verschiebungen bezogen sind. Dies konnte durch die gemessenen Verformungslinien bestätigt werden, die in den untersten Meßpunkten auf der vertikalen Bezugsebene der Nullmessung liegen. Um Meß- und Gerätefehler möglichst klein zu halten, wurden in jeder Meße-bene vier Einzelmessungen durchgeführt. Da die an den Bohlträgern angebrachten und in den Bohrpfählen einbetonierten Inklinometermeßrohre mit den darin eingelassenen Meßachsen über die Träger- bzw. Pfahllänge durch den Einbauvorgang in sich verdreht waren, wurde durch ein Meßgestänge die Winkelverdrehung der Soll- (senkrecht und parallel zur Wandachse) zur Istlage der Meßachsen in den einzelnen Meßebenen bestimmt. Die gemessenen Winkelverdrehungen wurden durch Transformation der Verformungsgrößen von der Ist- in die Soll-Lage berücksichtigt, so daß die gemessenen Verformungen senkrecht und parallel zur Wandachse vorlagen.

Die Ergebnisse der Neigungsmessungen zeigen, daß die eingetretenen Verformungen der Wände fast überwiegend aus dem Spannen der Verpreßanker im Vorbauzustand resultieren und eine je nach Wandtyp deutliche Kopfverschiebung aus der Baugrube heraus zur Folge hat. Durch den weiteren Aushub bis zur Baugrubensohle trat keine Umkehrung der Verformungen und auch keine wesentliche Veränderung der im Vorbauzustand "vorgespannten" Biegelinie ein.

Die Ankerkräfte wurden mit Beginn der Festlegung der Anker fortlaufend mit dem Baugrubenaushub und darüber hinaus bis zum Lösen der Anker gemessen. Zum Schutz gegen Temperatureinwirkungen und Beschädigungen wurden die Kraftmeßgeber durch einen mit Styropor ausgekleideten Holzkasten geschützt. Der zeitliche Verlauf der Ankerkräfte erbrachte, wie die Verformungsmessungen vermuten lassen, nur geringfügige Änderungen der Ankerkräfte (Abnahme) infolge des weiteren Aushubs im Bereich von etwa 3 bis 5 % der Festlegelasten. Lediglich nach Wirksamwerden der horizontalen Aussteifung durch die Bodenplatte ergab sich eine etwas größere Abnahme der Ankerkräfte von bis zu 12 % der Festlegelasten, was auf die Lastübernahme des Fußauflagers für den Rückbauzustand zurückzuführen ist.

Unmittelbar neben der Meßstelle 3 wurde etwa 1 m hinter der Baugrubenwand im Bohrloch BK 6 die Meßstelle 4 (Abb. 3) als Meßpegel zwischen zwei Bohlträgern eingerichtet, um die insbesondere während des Aushubs unterhalb der Baugrubensohle eintretenden Bodenverformungen beobachten zu können. Infolge der Aushubentlastung ließen sich keine Fließerscheinungen unterhalb der Baugrubensohle erkennen, des weiteren konnten auch keine Setzungen hinter der Wand gemessen werden.

Aus den senkrecht zur Wandachse gemessenen Verformungen der Baugrubenwände und der Ankerkräfte wurde die auf die Wand resultierende totale Belastung, die den Wasserdruck einschließt, zurückgerechnet. Hierzu wurde als Berechnungsmodell für jede Meßstelle eine elastisch gebettete Baugrubenwand (fiktive Bettung) gewählt, wobei die elastische Bettung so weit variiert wurde, bis die errechnete Biegelinie und der gemessene Verlauf der Verformungen mit ausreichender Genauigkeit

übereinstimmten. Als äußere Belastung wurde die Horizontalkomponente der Ankerkraft sowie näherungsweise ein Momentenanteil aus der Vertikalkomponente der Ankerkraft mal der gemessenen Auslenkung der Stabachse bezogen auf den Träger- bzw. Pfahlfuß berücksichtigt. Die so ermittelten Schnittgrößen wurden als die totale Belastung auf die Baugrubenwände angenommen. Die aufnehmbare Beanspruchung der vorwiegend auf Biegung beanspruchten Bohlträger wurde mit einer zulässigen Biegezugspannung im Lastfall HZ von 180 N/mm^2 ermittelt. Als zulässige Beanspruchung der Bohrpfähle wurde das Bemessungsmoment aus der statischen Berechnung zugrundegelegt.

Aus den Meßergebnissen lassen sich bezogen auf die Meßstellen folgende Erkenntnisse ableiten.

3.5.2 Meßstelle 1

Nach dem Setzungsverlauf der in Abbildung 3 ausgewiesenen Meßpunkte Nr. 13 bis 16 sind infolge der Pfahlbohr- sowie Ankerherstellungsarbeiten nur vernachlässigbare Setzungen eingetreten. Selbst durch die Aushubarbeiten haben sich nur geringe weitere Setzungen an den neben der Baugrube gelegenen Meßpunkten Nr. 14 und 15 von maximal 0,5 cm (Punkt Nr. 14) eingestellt.

Aus den Ankerkraftmessungen hat sich die Ankerkraft bis zum Erreichen des Voll-aushubs, abgesehen von einem Lastabfall von 400 auf 380 kN unmittelbar nach dem Festlegen des Ankers, um etwa 5 % verändert (Abnahme), was auf nur geringe Lastumlagerungen durch den weiteren Aushub schließen läßt. Mit Wirksamwerden der horizontalen Aussteifung durch die Bodenplatte ergab sich eine Abnahme der Ankerkraft bezogen auf die Festlegekraft von etwa 9 %, die auf die Lastübernahme des Fußauflagers zurückzuführen ist.

Die gemessenen Wandverformungen im Lastfall Vollaushub sowie die daraus rückgerechnete Wandbelastung sind in Abbildung 5 dargestellt. Die gemessenen Verformungen beschreiben eine Fußpunktdrehung, wobei der theoretische Fußpunkt (Drehpunkt) rd. 1,8 m unterhalb der Baugrubensohle liegt und damit etwa mit der Unterkante der Füllpfähle zusammenfällt. Die Verformungen am Wandkopf betragen bis zu 23 mm. Als Wandbelastung konnte eine dreieckförmige Lastfigur mit der größten Ordinate von 65 kN/m^2 etwa in Höhe der Stützung zurückgerechnet werden. Der rechnerische Belastungsnullpunkt befindet sich etwa 2,5 m unterhalb der Baugrubensohle und liegt damit geringfügig tiefer als die Unterkante der Füllpfähle. Wie bereits beschrieben, resultieren die Wandverformungen nahezu ausschließlich aus der im Vorbauzustand durch das Spannen der Anker eingebrachten äußeren Kraft.

Die Messungen während des weiteren Aushubes bis zur Baugrubensohle ergaben lediglich Veränderungen der Verformungen, die im Bereich der Meßgenauigkeit lagen. Der Verlauf der Biegelinie macht deutlich, daß innerhalb des See- und Bekentons, trotz der zwischen den Bohlträgern als Scheibe wirkenden Füllpfähle hinter

der Wand, nur geringe Bodenreaktionen mobilisiert werden konnten. Damit erklärt sich auch, weshalb der Erdwiderstand vor der Wand erst in den tiefer gelegenen Bodenschichten des Beckentons mit Geschiebe sowie der Moränekiese mobilisiert werden kann. Die aus den Verformungen für den Lastfall Vollaushub rückgerechnete Momentenbeanspruchung liegt bezogen auf die zulässigen Beanspruchungen bei einem Ausnutzungsgrad der Wand von rd. 50 %. Der Übergang vom Vorbauzustand zum Vollaushub mit einem Aushubschritt von 2,4 m brachte eine Zunahme der Biegebeanspruchung von etwa 3 %. Die geringe Ausnutzung der Bohlträger bis etwa nur zur Hälfte der zulässigen Beanspruchung liegt daran, daß die Berechnungsvorgaben des geotechnischen Prüfers bei der Bemessung der Verbauelemente als möglicher oberer Grenzfall berücksichtigt wurde, was zu massiveren Querschnitten führte.

Meßstelle 1

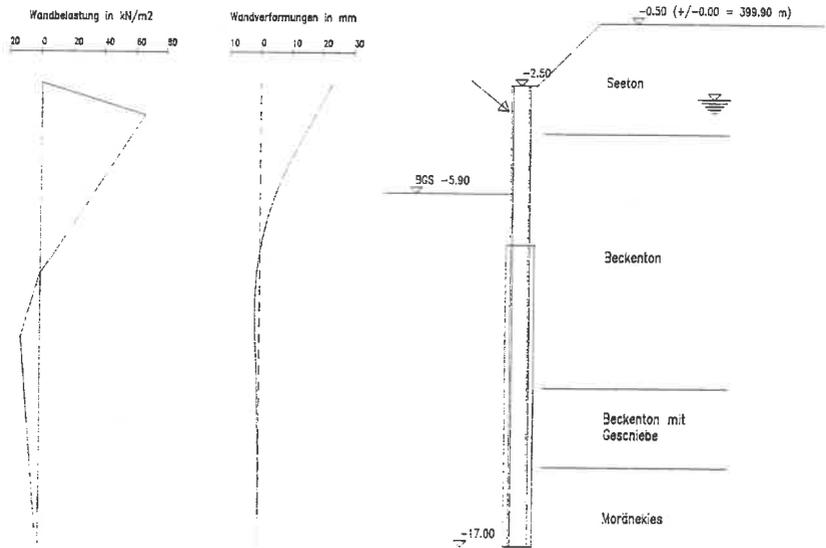


Abb. 5 Gemessene Wandverformung und rückgerechnete Belastung im Lastfall Vollaushub

Abbildung 6 enthält die Gegenüberstellung zwischen der aus den Vorgaben des geotechnischen Prüfers (GP) und des Baugrundgutachters (BG) ermittelten sowie der rückgerechneten Wandbelastung.

Meßstelle 1

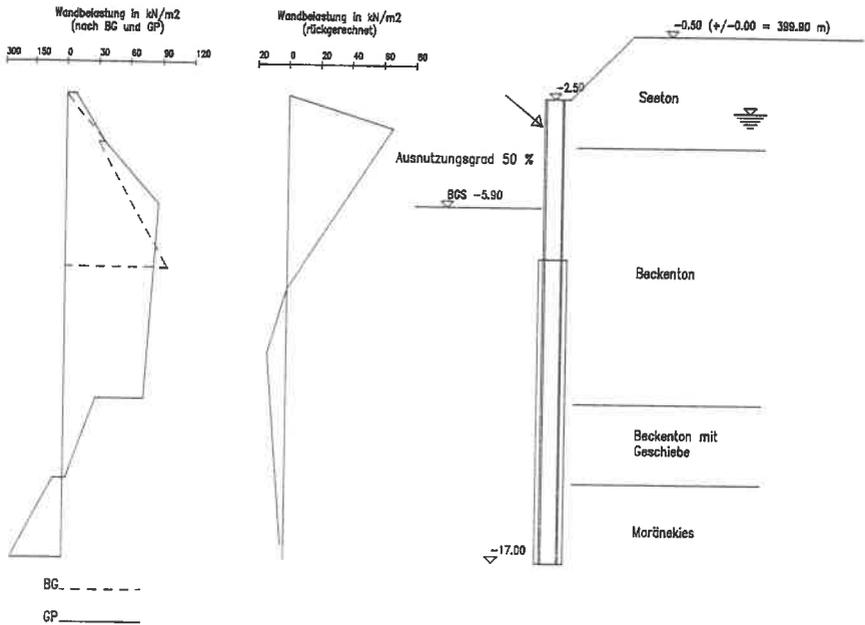


Abb. 6 Gegenüberstellung der Wandbelastung im Lastfall Vollaushub

3.5.3 Meßstelle 2

Der Setzungsverlauf der Meßpunkte Nr. 3, 4, 7 und 8 in Abbildung 3 zeigt nach Abschluß der Pfahlherstellung sowie einem Aushub bis etwa 0,5 m unter die Ankerlage maximale Setzungen von bis zu 0,7 cm (Punkt Nr. 3), die auch vom Verfasser (Baugrundgutachter) vorausgesagt wurden. Nach Beginn der Ankerarbeiten traten innerhalb von 2 Tagen weitere 8 mm Setzungen ein und nach Beendigung der Ankerarbeiten hatten sich an der westlichen Gebäudeecke sogar 4,1 cm Setzungen (Punkt Nr. 3) eingestellt. Damit ist trotz des auf die Baugrundverhältnisse ausgerichteten Ankerherstellungsverfahrens (verrohrtes Bohren als Verdrängungsbohrung und Verfüllung der freien Stahllänge mit Zement-Bentonit Gemisch, sowie Einbau eines Stützrohres im Bereich der weichen Bodenschichten des See- und Beckentons) ein Setzungsanteil von 3,4 cm auf die Ankerherstellung zurückzuführen. Nach dem Festlegen der Anker betrugen die maximalen Setzungen 4,6 cm im Punkt Nr. 3. Durch den weiteren Aushub haben sich nur noch verhältnismäßig geringe Setzungen von bis zu 0,7 cm (Punkt Nr.3) eingestellt. Die eingetretenen Gesamtsetzungen liegen in einer Größenordnung von bis zu 5,3 cm (Punkt Nr.3), wobei bis zu 85 % der eingetretenen

Setzungsbeträge auf die Pfahl- und Ankerherstellung zurückzuführen sind.

Die gemessenen Wandverformungen im Lastfall Vollaushub sowie die daraus rückgerechnete Wandbelastung enthält Abbildung 7. Die Verformungen beschreiben wie bereits für Meßstelle 1 eine Fußpunktdrehung mit dem etwa 5 m unter der Baugrubensohle gelegenen Drehpunkt. Die Auslenkung der Pfähle im Wandkopfbereich beträgt trotz der Auflast aus dem bis nahe an die Wand heranreichenden Gebäude etwa 16 mm, was eine Wandbewegung von 0,3 % bezogen auf die freie Wandhöhe entspricht. Die Belastung auf die Wand stellt sich wieder dreieckförmig ein und erreicht eine maximale Ordinate von rd. 100 kN/m^2 etwa in Höhe der Stützung (gestrichelte Linie). Der Belastungsnullpunkt der geschlossenen Wand liegt etwa 6,5 m unterhalb der Baugrubensohle am Übergang von Beckenton mit Geschiebe zu den Kiesen. Daß die rückgerechnete Belastung ihre größte Ordinate von 125 kN/m^2 am Wandkopf aufweist, liegt daran, daß das Fundament des angrenzenden Gebäudes ein Widerlager im Pfahlkopfbereich bildet, was zu einer scheinbaren Bodenreaktion führt.

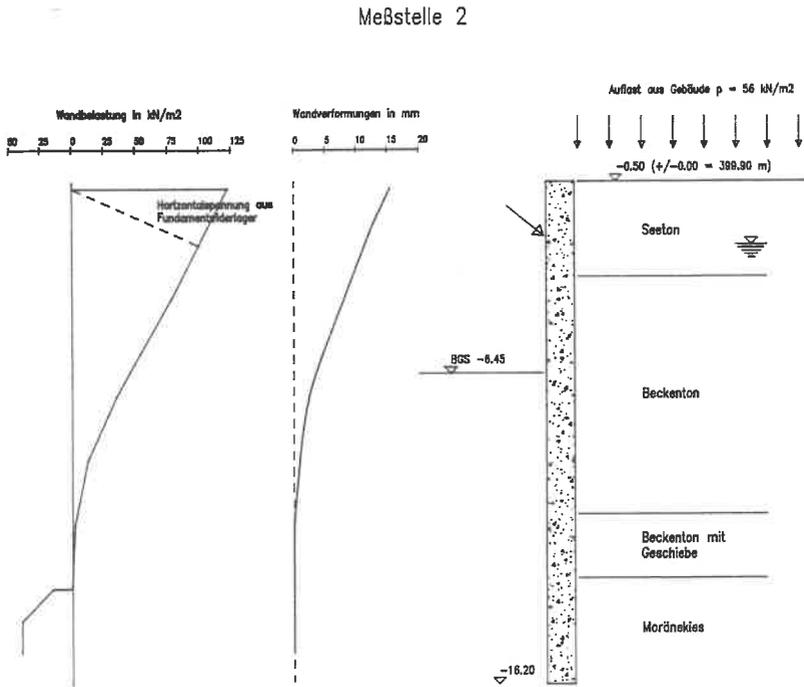


Abb. 7 Gemessene Wandverformung und rückgerechnete Belastung im Lastfall Vollaushub

Wie für den bereits zuvor beschriebenen Querschnitt resultieren die Wandverformungen überwiegend aus der im Vorbauzustand durch das Spannen der Anker eingebrachten äußeren Kraft. Durch den weiteren Aushub bis zur Baugrubensohle ergaben sich nur geringfügige Veränderungen der Verformungen derart, daß der Verformungsnulldpunkt der rückgerechneten Biegelinie (Drehpunkt) gegenüber dem Vorbauzustand sich um etwa 1 m geringfügig nach oben verschoben hat. Auch für diesen Querschnitt zeigen die Bodenreaktionen, daß innerhalb des See -und Beckentons nur ein geringer Erwidrand mobilisiert werden kann. Das Fußauflager der Wand ist erst in den tiefergelegenen tragfähigen Bodenschichten möglich. Die aus den Verformungen für den Lastfall Vollaushub rückgerechnete Momentenbeanspruchung zeigt bezogen auf die Tragfähigkeit der Pfahlwand eine Ausnutzung von etwa 28 %. Der Übergang vom Vorbauzustand zum Vollaushub mit einem Aushubschritt von 3,5 m brachte eine Zunahme der Biegebeanspruchung von etwa 5 %.

Meßstelle 2

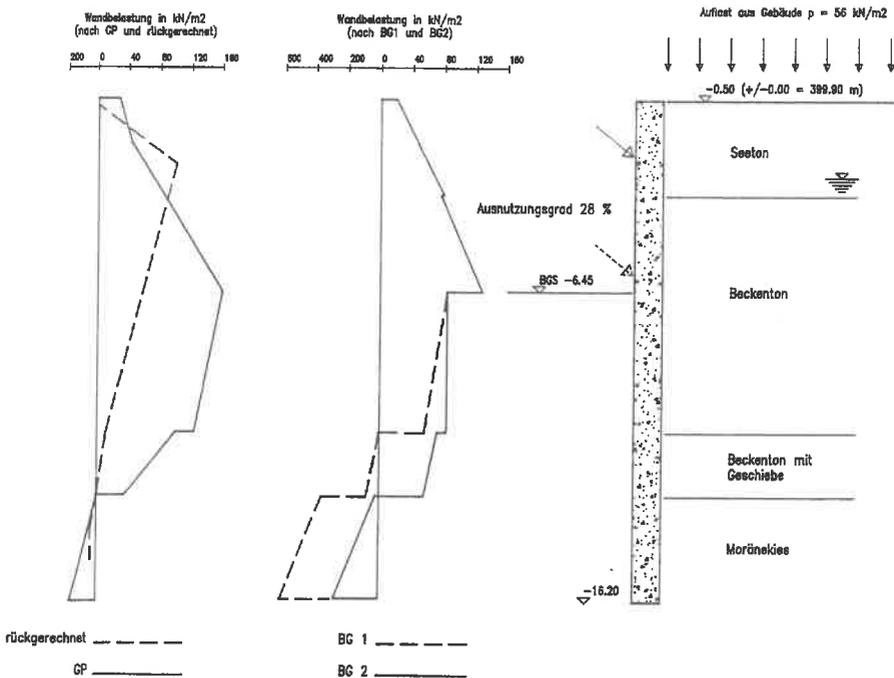


Abb. 8 Gegenüberstellung der Wandbelastung im Lastfall Vollaushub

Die insgesamt geringe Beanspruchung (Ausnutzungsgrad) der Pfahlwand macht deutlich, daß die Berechnungsvorgaben seitens des geotechnischen Prüfers im Sinne der Wirtschaftlichkeit deutlich zu ungünstig sind. Abbildung 8 zeigt die Gegenüberstellung zwischen der aus den Vorgaben des geotechnischen Prüfers (GP) und des Baugrundgutachters (BG) ermittelten sowie der rückgerechneten Wandbelastung. Nach den Vorgaben des Baugrundgutachters ergibt sich die Wandbelastung aus der Grenz Betrachtung zwischen den Ansätzen BG 1 und BG 2 in Abbildung 8.

3.6 Bewertung

Die auszugsweise dargestellten Meßergebnisse lassen zusammenfassend im wesentlichen folgende Bewertung und Schlußfolgerung zu:

- a) Der hier vorgenommene baubegleitende Einsatz der Beobachtungsmethode hat die durch den geotechnischen Prüfer geforderten sehr ungünstigen Belastungsansätze widerlegt und dadurch zu einer erheblichen Kosteneinsparung geführt (z. B. Verzicht auf die 2. Ankerlage).
- b) Die Ausführung von Holzausfachungen bei Trägerbohlwänden kann im Seeton problematisch sein.
- c) Ankerbohrungen durch den Seeton hindurch können den weichen Boden in seiner Struktur stark stören, so daß dadurch größere Setzungen ausgelöst werden können. Ankerbohrungen durch den Seeton sollten nur als Überlagerungsbohrungen ausgeführt werden.
- d) Nach der EAB ist davon auszugehen, daß sich in weichen bindigen Böden weitgehend nur die klassische Erddruckverteilung einstellt. Aus den Meßergebnissen ist abzuleiten, daß sich bei hoher Anker- oder Steifenvorspannung durchaus auch in diesen Böden eine Erddruckumlagerung einstellen kann. Deswegen empfehlen sich bei praktischen Bemessungsaufgaben Grenz Betrachtungen mit der klassischen Erddruckverteilung und ggf. einer weiteren sinnvoll gewählten Umlagerungsfigur.

4 Ausblick

Die besonderen Schwierigkeiten bei Baugruben in weichen bindigen Böden sollten durch die vorstehenden Darstellungen, insbesondere in Verbindung mit Erfahrungen von einem ausgewählten Ausführungsprojekt, verdeutlicht werden. Es bleibt zu hoffen, daß mit den zu erwartenden Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB) über Baugruben in weichen Böden einheitliche Berechnungsgrundlagen und Empfehlungen zur Ausführung vorliegen und damit sich die häufig beobachteten Schäden an der Nachbarbebauung reduzieren lassen.

An unserem Fachgebiet wurde begonnen, auf der Grundlage von Meßergebnissen aus praktischen Projekten die Fragestellung von Verformungsprognosen an diesen Baugruben mit Hilfe von numerischen Methoden wissenschaftlich zu verfolgen.

Literatur

- Bjerrum, L. / Eide, O. (1956): Stability of Struttred Excavations in Clay. Geotechnique, Vol. 6, No. 1, p 32 - 47
- Goldscheider, M. / Gudehus, G. (1988): Bau einer Tiefgarage im Konstanzer Seeton - Baugrubensicherung und bodenmechanische Anforderungen. Vorträge der Baugrundtagung in Hamburg (DGGT), S. 385 - 406
- Katzenbach, R. / Floss, R. / Schwarz, W. (1992): Neues Baukonzept zur verformungsarmen Herstellung tiefer Baugruben in weichem Seeton. Vorträge der Baugrundtagung Dresden (DGGT), S. 13 - 31
- Kempfert, H.-G. / Stadel, M. (1994): Berechnung und meßtechnische Überwachung von Baugruben in normalkonsolidierten, weichen Böden (unveröffentlichter Bericht)
- Kempfert, H.-G. / Stadel, M. (1997): Berechnungsgrundlagen für Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden. Bauingenieur 72, S. 207 - 213
- Terzaghi, K (1943): Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York
- Weißbach, A. (1977): Baugruben, Teil III: Berechnungsverfahren. Berlin, Ernst & Sohn
- Weißbach, A. / Kempfert, H.-G. (1994): German national report on "Braced excavation in soft ground". Proceedings for the International Symposium on Underground Constructions in Soft Ground, New Delhi, India, p 9 -12

Ausführung einer Spundwandbaugrube im Konstanzer Beckenton

Dr.-Ing. Ulrich Berner

Ingenieurbüro Kempfert + Partner GmbH, Konstanz

1 Einführung

In der Altstadt von Konstanz wurde Ende 1996 mit der Ausführung eines Wohn- und Geschäftshauses begonnen, das mit zwei Untergeschossen in das umgebende Straßenniveau einbindet. Derzeit sind die Untergeschosse im Bau, die Fertigstellung des Gebäudes ist für Sommer 1998 vorgesehen. Das Baugrundstück ist umgeben von Straßen und Gassen, so daß die weitgehend nicht unterkellerte Nachbarbebauung in Abständen von etwa 5 bis 10 m steht. Der Baugrund wird hier gebildet von Auffüllungen und mächtigen Weichschichten, die erst in größerer Tiefe von der eiszeitlichen Grundmoräne unterlagert werden.

Ursprünglich war eine Bebauung mit drei Untergeschossen geplant, die jedoch aufgrund von Bedenken hinsichtlich der Auswirkungen auf die Nachbarbebauung nicht genehmigt wurde. Für die nun realisierte Planung war eine Baugrubenherstellung zu konzipieren, die möglichst verformungsarm und erschütterungsfrei in Bezug auf die Nachbarbebauung in den anstehenden Weichschichten auszuführen ist. Im folgenden werden die Konzeption der Baugrubenherstellung beschrieben sowie Ergebnisse von Verformungsmessungen an den Baugrubenwänden und Setzungsmessungen an der Nachbarbebauung vorgestellt.

2 Bauvorhaben und Baugrube

Das Baugelände liegt etwa 150 m vom Bodenseeufer entfernt auf einem ehemals teilweise bebauten Areal in der Konstanzer Altstadt und wird eingeschlossen von der Dammgasse, Raueneckgasse und der Sigismundstraße. Im Untergrund finden sich Reste mittelalterlicher Bautätigkeit. Die Bebauung wurde bereits vor mehreren Jahren abgerissen und das brachliegende Grundstück als Parkfläche genutzt. Das geplante Gebäude besteht aus zwei Untergeschossen, Erdgeschoß, drei Obergeschossen und einem Dachgeschoß, worin Wohn- und Geschäftsbereiche sowie ein integriertes Parkhaus mit fünf Parkebenen enthalten sind. Die Grundrißabmessungen

betragen etwa 40 m in Nord-Süd- und 60 m in Ost-West-Richtung. Das zweite Untergeschoß nimmt die unterste Parkebene auf und liegt nur rund 1,3 m tiefer als das erste Untergeschoß (zweite Parkebene), es erstreckt sich nicht über die ganze Bauwerksbreite, sondern nur über einen Streifen in Bauwerkslängsrichtung (Ost-West) von rund 20 m Breite. Nördlich liegt das erste Untergeschoß mit einer Breite von rund 15,8 m und südlich davon mit einer Breite zwischen 3,6 und 5,5 m. Das Gebäude wird flach auf einer 60 cm starken Bodenplatte gegründet. Die Bauwerkskote ± 0 liegt etwa auf dem umgebenden Straßenniveau, damit ergibt sich die Aushubsole der Baugrube für das erste Untergeschoß zu $-3,65$ m und für das zweite Untergeschoß zu $-4,98$ m. Die Aushubsohlen für die zwei Treppenhäuser und die zwei Abfahrtsrampen liegen in $-6,22$ m bzw. $-4,27$ m Tiefe.

Für die Umschließung der Baugrube und die Höhensprünge zwischen den unterschiedlichen Ebenen wurde eine eingepreßte Spundwand (siehe Abschnitt 4) gewählt. Der Grundriß der Baugrube und der Spundwand mit den Hauptabmessungen und Aushubtiefen ist in Abbildung 1 dargestellt. Die Abbildung 1 zeigt ebenfalls die umgebende Bebauung. Markante Gebäude sind dabei das Hotel Hahn im Osten und das Postgebäude im Norden. Bei der sonstigen Nachbarbebauung handelt es sich um nicht-unterkellerte, ältere Gebäude, die teilweise in sehr schlechtem baulichen Zustand und vorgeschädigt sind.

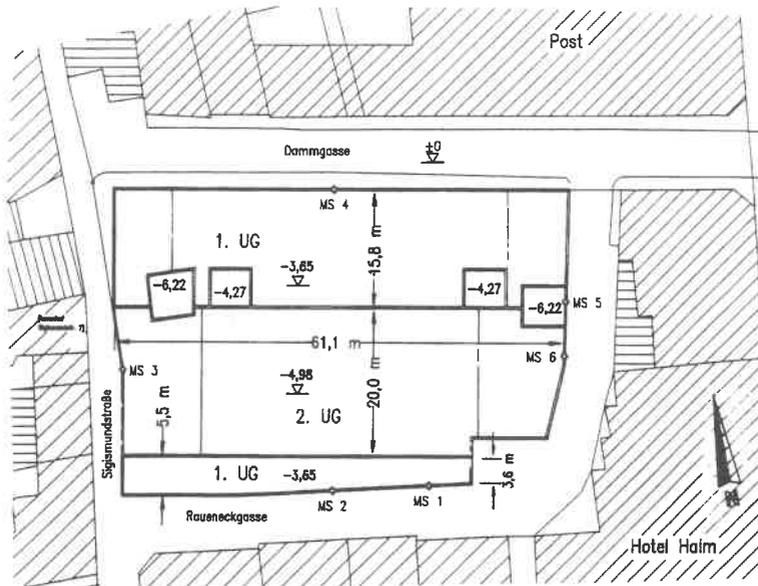


Abb. 1: Grundriß der Baugrube und der umschließenden Spundwand mit Hauptabmessungen und Aushubtiefen (MS: Meßquerschnitte für Neigungsmessungen an den Spundwänden)

3 Baugrundverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse im Baugelände sind geprägt durch mächtige Weichschichten aus feinkörnigen Böden (*Beckenton* oder *Seeton*), die sich in und seit der letzten Eiszeit im Seebereich abgesetzt haben. Diese schluffigen und tonigen Böden stellen bei der vorhandenen weichen und breiigen Konsistenz Verformungsprobleme bei Flachgründungen und Baugruben und sind zudem empfindlich gegen Erschütterungen und Strukturstörungen. Auf eine eingehende Beschreibung ihres bodenmechanischen Verhaltens soll hier verzichtet werden, sie findet sich z.B. bei *Scherzinger (1991)* oder *Kempfert/Stadel (1994)*.

Als Baugrundaufschluß für das Bauvorhaben wurden im Jahr 1994 Kernbohrungen, Drucksondierungen und Schürfgruben abgeteuft. Danach ergab sich folgende mittlere, vereinfachte und zusammengefaßte Schichtfolge im Untergrund:

Bodenschicht	von ca. m unter GOK	bis ca. m unter GOK	Charakteristik
Auffüllungen	0	2,6 m	Bauschutt, Reste Altbebauung
Oberer Beckenton	2,6 m	12,0 m	weiche und breiige Konsistenz
Unterer Beckenton	12,0 m	17,5 m bis > 30 m	Feinsandlagen eingeschaltet
Grundmoräne	17,5 m bis > 30 m	nicht erbohrt	Zunahme Grobkorn, halbfest-fest

Tabelle 1: Mittlere Schichtenfolge im Baugelände

Die Auffüllungen bestehen überwiegend aus Bauschutt unterschiedlichster Materialien und Resten der ehemaligen Altbebauung. Untergeordnet waren auch muddige oder sandige Lagen innerhalb der Auffüllungen vorhanden. Im Beckenton wurden zwei Bereiche unterschieden: Der Obere Beckenton aus schwach sandigem, tonigem bis stark tonigem Schluff (TL und TM) und der Untere Beckenton als leicht plastischer Ton und sandiger Ton mit vermehrt eingeschalteten Feinsandlagen. Die Konsistenz des Beckentons ist überwiegend weich und breiig. Das Liegende bilden die festen Schichten der Grundmoräne, wobei der Übergangsbereich vom Beckenton in die Grundmoräne durch zunehmenden Grobkornanteil und Anstieg der Konsistenz gekennzeichnet ist (aufgearbeitete Grundmoräne).

Die Abbildung 2 zeigt die mittlere Baugrundsichtung sowie den Spitzendruckverlauf einer Drucksondierung. Bei den Baugrundsichten sind die festgestellten mittleren Wassergehalte angegeben.

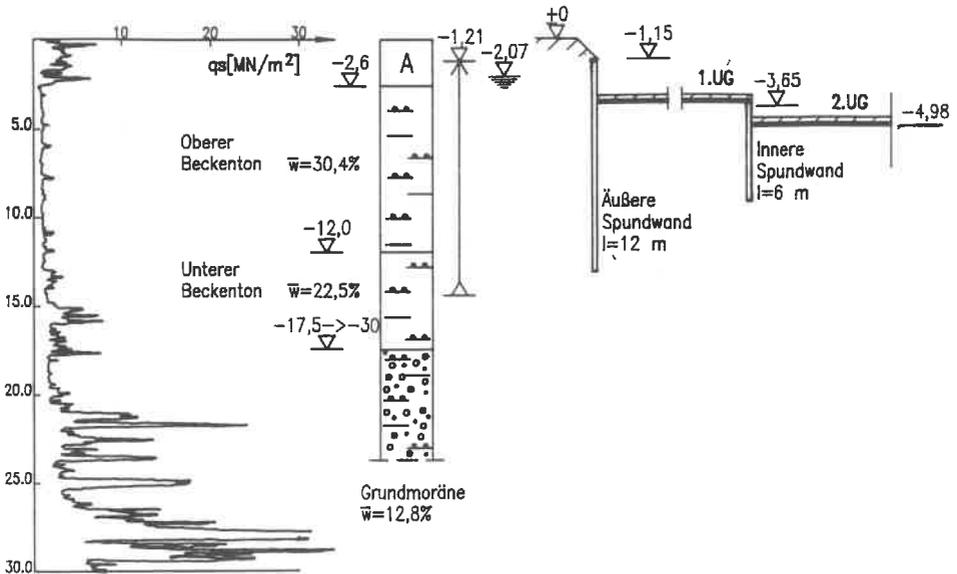


Abb. 2: Baugrundsichten mit Mittelwerten der Wassergehalte, Verlauf des Spitzendrucks aus einer Drucksondierung, mittlere Wasserstände während der Bauausführung

Die Grundwasserverhältnisse sind gekennzeichnet durch auf dem Beckenton aufgestautes Sickerwasser (Schichtwasser) innerhalb der Auffüllungen und durch den eigentlichen Grundwasserspiegel innerhalb des Beckentons. Wie die Baugrunduntersuchungen und die Beobachtungen beim Aushub der Baugrube zeigten, liegt das Schichtwasser in den Auffüllungen nicht als geschlossener, durchgehender Grundwasserspiegel vor, sondern als Wasseransammlung in Bereichen größerer Durchlässigkeit oder Hohlräumen. Die bindigen Schichten des Beckentons sind nur sehr gering durchlässig, so daß ein Grundwasserandrang hauptsächlich aus den eingeschalteten Feinsandlagen erfolgt. Das Wasser in den Feinsandlagen ist entsprechend der Drucklinie des Grundwasserspiegels gespannt. Zur Beobachtung während der Bauausführung wurden sowohl die Auffüllungen wie auch der Beckenton verpegelt. In der Abbildung 2 sind die gemessenen mittleren Wasserspiegelhöhen des Schichtwassers in den Auffüllungen und des Grundwassers im Beckenton eingezeichnet.

4 Herstellung der Baugrube

Bei der Wahl des Verbauverfahrens für die Baugrubenumschließung und die Höhensprünge innerhalb der Baugrube waren als Randbedingungen zu beachten: Verformungsarmut die Vermeidung von Strukturstörungen des Beckentons und von Bo-

denentzug sowie die Erschütterungsempfindlichkeit des Beckentons und der Nachbarbebauung. Es wurde deshalb eine eingepreßte, verlorene Spundwand empfohlen und ausgeführt.

Um die Verformungen gering zu halten, mußte neben einer Kopfabstützung auch eine Abstützung der Spundwand in Höhe der Baugrubensohle erfolgen, da in dem vorhandenen weichen Beckenton ein Erdaufleger mit hier nicht hinnehmbaren Verformungen verbunden und auch rechnerisch kaum nachzuweisen ist. Für dieses untere Auflager der Spundwand wurde der Unterbeton herangezogen. Der Aushub und der Einbau des Unterbetons mußten somit abschnittsweise erfolgen, um die ungestützten Zustände räumlich und zeitlich zu begrenzen (siehe dazu auch *Gysi 1992*). Die Breite der einzelnen einzubauenden Unterbetonlamellen wurde zu 2,5 m gewählt, so daß unter Berücksichtigung eines Arbeitsraumes die Breite ohne Abstützung in Höhe der Baugrubensohle auf 3 m begrenzt werden konnte. Die anschließende Lamelle durfte erst ausgehoben werden, nachdem der Unterbeton ausreichend erhärtet war. Während des Aushubvorgangs wurde die Spundwand im betreffenden Abschnitt stets durch eine Kopfabstützung gehalten. Diese Kopfabstützung konnte nach Erhärtung des Unterbetons entfernt bzw. umgesetzt werden (Hilfsaussteifung). An den Stirnseiten des zweiten Untergeschosses konnten aufgrund der größeren freien Spundwandhöhe die Kopfaussteifungen erst nach Herstellung der 60 cm starken Bodenplatte rückgebaut werden.

Auf die Aushubsohle wurde auf einem Trennvlies eine Filterschicht aus Kiessand zur Entwässerung der Baugrubensohle eingebracht. Die Stärke des (teilweise bewehrten) Unterbetons ergab sich aus der statischen Berechnung unter Ansatz der Abstützkräfte und einer Vorkrümmung durch Hebung der Baugrubensohle.

Um eventuelle Einpreßhindernisse zu beseitigen, wurden vorab im Bereich der Spundwände Schlitzgräben ausgehoben und mit nichtbindigem, steinfreiem Material aufgefüllt. Der Aushub und die Wiederverfüllung erfolgten unmittelbar nacheinander in kurzen Abschnittslängen von maximal 3 m. In die Schlitzgräben wurde eine Drainage in 1,2 m Tiefe unter OK Spundwand verlegt. Dadurch sollte zur Reduzierung der Wasserdruckbelastung der Spundwand der Wasserspiegel auf einem noch im natürlichen Schwankungsbereich liegenden Niveau gehalten werden.

Die Längen und das Profil der Spundwände ergaben sich aus der statischen Berechnung sowie aus den bodenmechanischen Nachweisen (Geländebruchsicherheit bei ausgehobener Baugrube, Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle). Bei der statischen Berechnung der Spundwand wurden der aktive Erddruck angesetzt sowie verschiedene Erddruckfiguren untersucht.

Die Abbildung 3 zeigt einen schematischen Schnitt durch die Baugrube in Nord-Süd-Richtung (Querschnitt) sowie den Grundriß mit der Einteilung der einzelnen Aushub- und Unterbetonlamellen.

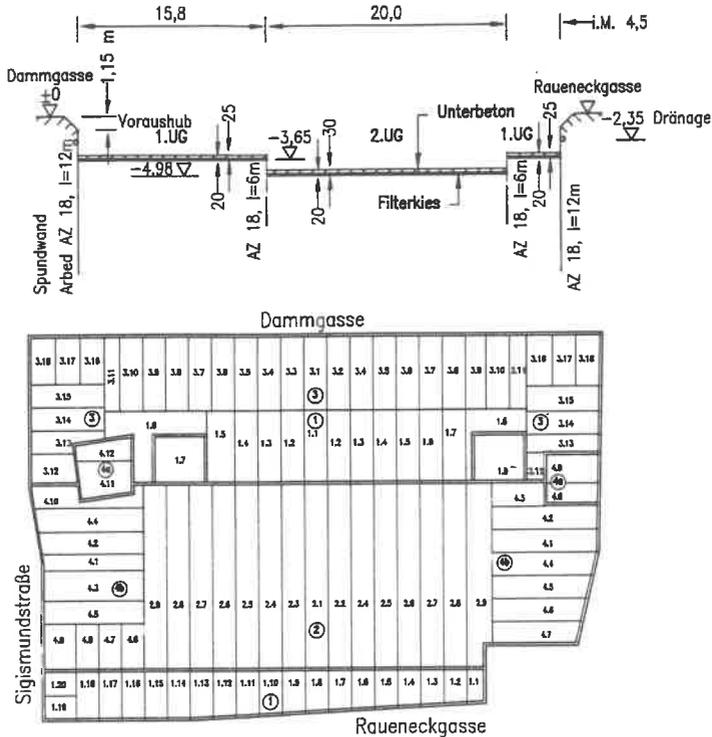


Abb. 3: Querschnitt durch die Baugrube und Einteilung der Aushub- und Unterbetonabschnitte im Grundriß

Aus dem geschilderten Verfahren und der Geometrie der Baugrube ergab sich folgender Arbeitsablauf nach einem flächigen Voraushub und dem Ausräumen von Einpreßhindernissen:

• **Einbringung Spundwände**

Einpressen der Spundwände mit einem hydraulischen Preßgerät *Z-Piler ZP-150* (maximale Preßkraft 150 t). Verwendet wurden Z-Profile *Arbed AZ 18* (östliches Treppenhaus AZ 26). Das Preßgerät ist selbstbewegend und "reitet" auf den bereits eingebrachten Spundbohlen. Es klammert sich an den bereits eingebrachten Spundbohlen fest und preßt mit den vorderen, höhenverfahrbaren Klemmbacken eine Spundbohle ein. Die inneren Spundwände wurden mit Überstand eingebracht, der im Zuge des späteren Aushubs abgeschnitten wurde. Auf der äußeren Spundwand wurde ein durchgehender Kopfgurt zur Aufnahme der späteren Kopfabstützung angebracht.

• **Aushubphase 1**

Bei der Aushubphase 1 war in zwei Bereiche zu unterscheiden: Der Abschnitt 1 Nord

liegt so weit entfernt von den Grundstücksgrenzen, daß ein durchgehender Aushub und Einbau Filterschicht/Unterbeton mit freien Böschungen unter Neigung 1:1 möglich war. Der grabenartige Abschnitt 1 Süd wurde abschnittsweise in Tagesleistung im Schutz einer Kopfabstützung der Spundwand ausgehoben und der Unterbeton eingebaut. Die Kopfabstützung erfolgte dabei mit Hilfssteifen (Rundholz) gegen die gegenüberliegende, mit entsprechendem Überstand eingebrachte innere Spundwand. Nach Einbau des Unterbetons wurde die Hilfsaussteifung entfernt.

• Aushubphase 2

Der Aushub und Einbau Filterschicht/Unterbeton wurde lamellenweise in Tagesleistung vorgenommen. Die Köpfe der Spundwände vom 1. UG zum 2. UG (innere Spundwände) wurden über eine Verankerung im Unterbeton 1. UG gehalten. Durch die Scheibenwirkung des Unterbetons wurden dabei die Verankerungskräfte in der Unterbetonscheibe 1. UG verteilt. Diese stützte sich auf die Teile der Spundwand ab, die im noch nicht fertigen Bereich des 2. UG durch den Boden im fertigen Bereich durch den Unterbeton 2. UG gestützt waren. Durch diese Vorgehensweise konnte hier auf Hilfssteifen verzichtet werden. Zur Erzielung der Scheibenwirkung mußten die Unterbetonlamellen 1. UG miteinander verzahnt und eine durchgehende Längsbewehrung eingebaut werden.

Nach Osten und Westen verblieben zunächst stützende Bermen mit 9,5 m Breite, um eine ausreichende Stützwirkung für die äußeren Spundwände zu erhalten. In Schlitzgräben wurden dann die Stahlsteifen zum Kopf der Außenspundwände eingebaut und mit Pressen vorgespannt.

• Aushubphase 3

Im Zuge der Aushubphase 3 wurden lamellenweise der Aushub der stützenden Berme auf der Nordseite und der Einbau Filterschicht/Unterbeton im Schutz einer Hilfsaussteifung zum Kopf der Außenspundwände vorgenommen. Die Hilfsaussteifung wurde voreilend in Schlitzgräben eingebaut, kraftschlüssig verkeilt und nach Erhärtung des Unterbetons wieder ausgebaut bzw. umgesetzt.

• Aushubphase 4a (Treppenhausbaugruben)

Ursprünglich war vorgesehen, die Treppenhausbaugruben im Schutz von mehreren Steifenlagen abschließend herzustellen. Durch den vorhandenen Überstand des die Treppenhäuser umschließenden Spundwandkastens konnte der Aushub bereits im Zuge der Aushubphase 3 mit einer dem Aushub folgenden inneren Aussteifung durch biegesteife Stahlrahmen erfolgen.

• Aushubphase 4b

Abschnittsweiser Abtrag des stützenden Erdkeils im Schutz der Stahlsteifen und Einbau Filterschicht/Unterbeton. Die Stahlsteifen wurden nach Herstellung und Erhärtung der 60 cm starken Bodenplatte in diesem Bereich entfernt.

Die Abbildungen 4 und 5 enthalten Aufnahmen des Einpreßgeräts sowie der Baugru-

be. Die Abbildung 6 enthält eine schematische Darstellung der Aushubphasen und Aussteifungen.



Abb. 4: Einpressen der Spundwände mit dem Z-Piler



Abb. 5: Luftbildaufnahme der Baugrube

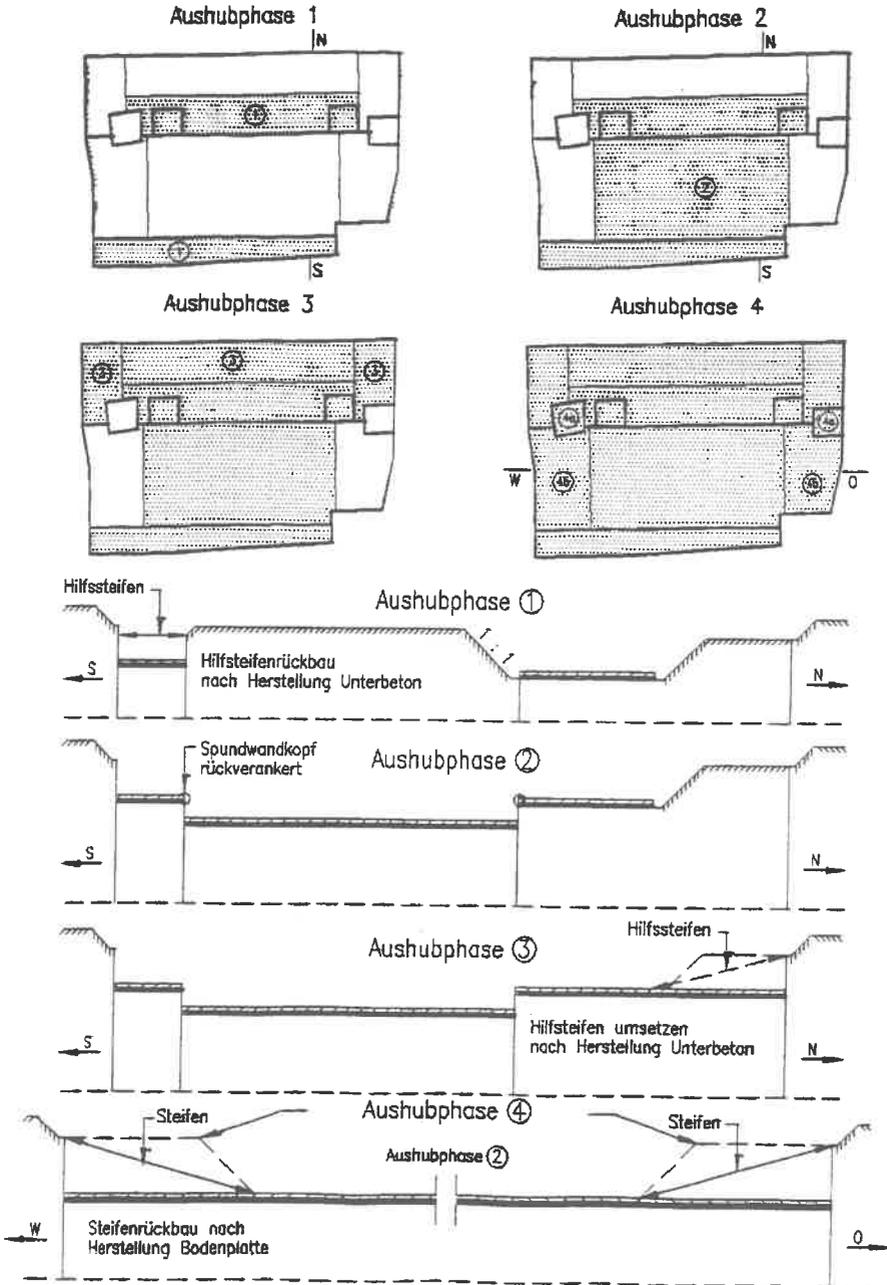


Abb. 6: Schematische Darstellung der Aushubphasen

5 Messungen und Meßergebnisse

Zur Kontrolle der Verformungen der Baugrube und der Setzungen der Nachbarbebauung wurde ein umfangreiches baubegleitendes Meßprogramm durchgeführt. So wurden unter anderem vier Neigungsmeßquerschnitte zur Verformungsmessung an der äußeren Spundwand eingerichtet (MS 1 bis 4, siehe Abbildung 1) und an den Spundwänden Lagemeßmarken angebracht, um die Bewegungen der Spundwände geodätisch einzumessen. Mit Höhenmeßbolzen an der Nachbarbebauung wurden die Setzungen überwacht.

In der Abbildung 7 sind die gemessenen Verformungen der Spundwand an drei Meßquerschnitten (siehe Abbildung 1) und jeweils für zwei Bauzustände eingetragen. Zusätzlich sind die an der jeweiligen Nachbarbebauung maximal verzeichneten Setzungen angegeben.

Die Verformungslinien beginnen jeweils 0,8 m unterhalb des Spundwandkopfes, da die Neigungsmeßrohre (angeschweißte Hohlprofile) wegen der Zugänglichkeit unterhalb des Kopfgurtes enden mußten. Die Kopfauslenkungen sind somit je nach Biegelinie noch etwas größer bzw. kleiner als die angegebenen Horizontalverschiebungen an Oberkante Neigungsmeßrohr.

Die maximalen Verformungen traten an der Südseite der Baugrube (MS 2) auf. Dabei trat bereits während Aushubphase 1 nach Aushub des in diesem Bereich streifenförmigen 1. Untergeschosses eine Bewegung der gegen die gegenüberliegende Innenspundwand abgestützten Außenspundwand von 9 mm auf, verbunden mit 5 mm Setzung an der Nachbarbebauung. Diese Verformung kann zurückgeführt werden auf die Nachgiebigkeit des Erdauflagers der als Gegenlager benutzten inneren Spundwand. Während der Aushubphase 2 wurde eine weitere Verformungszunahme bis auf 23 mm Kopfauslenkung und 17 mm Nachbargebäudesetzung, vermutlich durch die Kraftumlagerungen auf den Unterbeton des 2. Untergeschosses, beobachtet. An der gegenüberliegenden Baugrubenseite (Dammgasse) beim Aushub des dort wesentlich breiteren 1. Untergeschosses traten deutlich geringere Verformungen auf. Zum einen ist die Nachbarbebauung dort weiter entfernt, zum anderen erfolgte hier die Spundwandkopfabstützung beim Aushub gegen den bereits hergestellten Unterbeton innerhalb der Baugrube.

Die Verformungen an der Sigismundstraße, an die das 2. Untergeschoß direkt heranreicht, lagen bei 17 mm für den Spundwandkopf im frei auskragenden Zustand nach Einbau der Bodenplatte (Kragarmlänge ca. 2,7 m). Die Setzungen der Nachbarbebauung sind größtenteils (11 mm) bereits während der Aushubphase 4 eingetreten und nahmen um 1 mm nur geringfügig zu bis nach Ausbau der Kopfabstützungen.

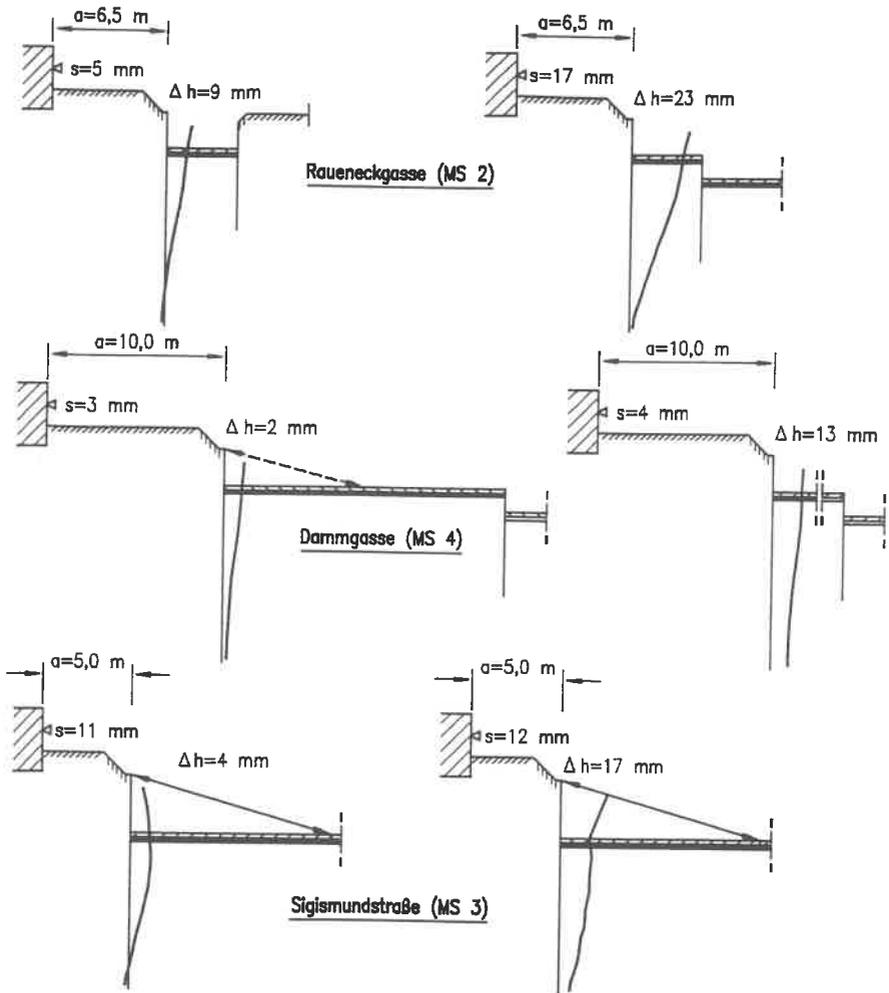


Abb. 7: Spundwandverformungen und maximale Setzungen der Nachbarbebauung
 Δh : Horizontalverschiebung OK Neigungsmeßrohr, s : max. Setzung Nachbarbebauung

An den Verformungslinien der Spundwände ist interessant, daß der Spundwandfuß sich nicht in Richtung Baugrube biegt. Die Biegelinien deuten eher auf eine günstige Lagerung bzw. Einspannung im tieferen Einbindebereich hin. Die Horizontalbewegungen in Höhe der stützenden Unterbetonsohlen liegen maximal etwa zwischen 1 und 2 cm und können verursacht sein durch die Bewegung der Spundwand bis zur Erhärtung des Unterbetons und Systemnachgiebigkeiten (z.B. Verschiebung Unter-

beton gegen innere Spundwand).

In der Abbildung 8 ist der Verlauf der maximal gemessenen Setzungen der Nachbarbebauung über die Bauzeit aufgetragen. Die teilweise gemessenen Hebungen sind auf Meßungenauigkeiten zurückzuführen. Der Zusammenhang der Setzungen mit den Aushubphasen ist deutlich zu erkennen, wohingegen den vorlaufenden Arbeiten praktisch keine Setzungen zugeordnet werden können. Die Setzungsmessungen an den von der Baugrube abgewandten Seiten der Nachbargebäude ergaben keine oder nur geringe Setzungen zwischen 1 und 3 mm.

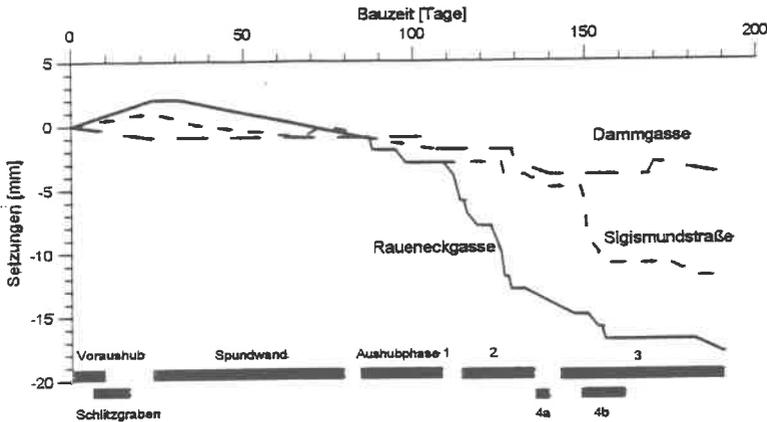


Abb. 8: Verlauf der maximal gemessenen Setzungen der Nachbarbebauung über die Bauzeit

An der Westseite der Baugrube (MS 3, Sigismundstraße, siehe Abbildung 7c) wurden durch Abhebeversuche mit den Pressen die in den Stahlsteifen vorhandenen Kräfte vor Einbau der Bodenplatte bestimmt. Es ergaben sich Steifenkräfte zwischen 159 und 222 kN (Mittelwert 197 kN), was ungefähr einem Drittel des Wertes aus der Spundwandberechnung entspricht. Das an dieser Stelle zwischen Spundwand und Unterbeton eingebaute Druckmeßkissen zeigte eine Spannungserhöhung von 9 kN/m² unmittelbar nach Einbringen des Unterbetons auf 23,5 kN/m² unmittelbar vor Herstellung der Bodenplatte (Zeitdifferenz 17 Tage). Nach Einbau und Erhärtung der Bodenplatte und Rückbau der Kopfabstützung wurde ein Druckrückgang auf 5,5 kN/m² unter Einbaudruck gemessen. Wenngleich eine Ableitung der Auflagerkraft im Unterbeton aufgrund der geringen gemessenen Drücke möglicherweise durch aufgetretene Brückenbildung über den zum Druckmeßkissen benachbarten Unterbeton verfälscht ist, so zeigt doch die Zunahme der Meßwerte deutlich die Wirksamkeit des Unterbetonaufbauers und die Umlagerung auf die Bodenplatte nach Rückbau der Stahlsteifen.

6 Schlußfolgerungen

Die Erfahrungen und Schlußfolgerungen bei der Herstellung der bis zu ca. 5 m tiefen Baugrube im Beckenton lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der gewählte Verbau mit einer eingepreßten Spundwand hat sich bewährt. Nach Ausräumen von Preßhindernissen in den Auffüllungen konnte der Verbau praktisch erschütterungsfrei, ohne Bodenentzug und Strukturstörung des Beckentons sowie ohne Setzungen der Nachbarbebauung eingebracht werden. Zur Begrenzung der Durchbiegungen sollte ein möglichst steifes Profil gewählt werden.
- Die Verfahrensweise bei der Abstützung der Spundwand mit abschnittweisem Aushub und Einbau eines stützenden Unterbetons ist zeitaufwendig, es lassen sich jedoch die Verschiebungen der Wand deutlich auf ein nahezu unvermeidliches Maß reduzieren, was im innerstädtischen Bereich unabdingbar ist. Voraussetzungen sind eine ausreichend große Einbindetiefe der Spundwand und ein dem Aushub unmittelbar folgender Unterbetoneinbau. Die Aushärtung des Unterbetons in Abhängigkeit von der Zeit sollte überprüft werden, da insbesondere bei ungünstiger Witterung die notwendige Festigkeit bis zum nächsten Arbeitstag eventuell nicht erreicht wird und dann in benachbarten Abschnitten nicht ausgehoben werden sollte.
- Mit den durchgeführten Verformungsmessungen und Setzungsmessungen konnten die Verformungen der Verbauwand und des Baugrunds zu jeder Bauphase verfolgt werden. Bei ungünstiger Entwicklung der Verformungen bietet sich somit die Möglichkeit, Gegenmaßnahmen (z.B. Verstärkung der Steifen, Veränderung der Aushubabschnitte) zu ergreifen. Zudem können die Meßergebnisse zur Beweissicherung verwendet werden.

Literatur:

- Gysi, H. J. (1992): *Ein Mittel zur Reduktion von Deformationen an Baugrubenwänden*. Christian Veder Kolloquium, TU Graz
- Kempfert, H.-G., Stadel, M. (1994): *Verfahren zur Berechnung und meßtechnischen Überwachung von Baugruben in normalkonsolidierten, weichen Böden*. Forschungsbericht FH Konstanz (unveröffentlicht)
- Scherzinger, Th. (1991): *Materialuntersuchungen von Seetonen – Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der TH Karlsruhe

Setzungsprognose bei extrem tiefen Baugruben in weichen Böden

Dipl.-Ing. Marco Hutteman

De Weger Architecten- en Ingenieursbureau Rotterdam, z.Zt Entwurfsbüro Noord/Zuidlijn

1 Einleitung

In Amsterdam wird im Moment an der Planung einer neu zu bauenden Metrolinie, der Noord/Zuidlijn, gearbeitet. Diese neue Linie wird vom Nordrand der Stadt, vom Buikslotermeerplein, zum World Trade Center am Südrand der Stadt führen und hat eine Gesamtlänge von neun Kilometern. Die Baukosten für dieses Projekt wurden auf ca. 2 Milliarden Gulden geschätzt. Wenn alles planmäßig verläuft, können die ersten Fahrgäste im Jahre 2006 transportiert werden. In Abbildung 1 ist ein Stadtplan mit der Trassenführung der Noord/Zuidlijn dargestellt.

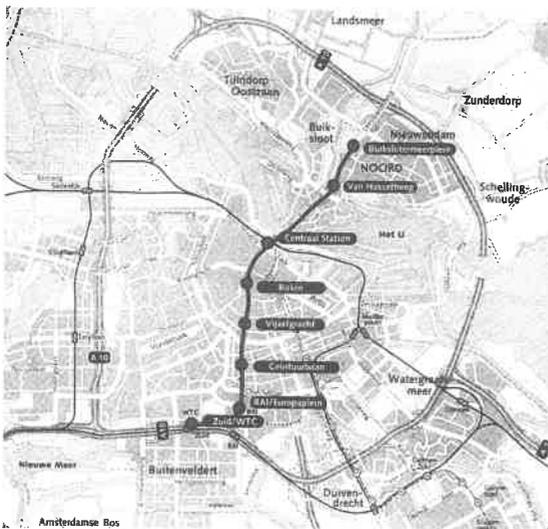


Abb. 1: Stadtplan von Amsterdam mit der Trassenführung der Noord/Zuidlijn

Für den Bau der Linie werden verschiedene Baumethoden angewandt. Der nördliche Teil wird in traditionellen Bauweisen ausgeführt. Hierfür ist eine teilweise erhöhte, oberirdische Trassenführung geplant. Die Flußunterführung erfolgt mittels eines traditionellen Sinktunnels. Anschließend an diesen Sinktunnel verläuft die Linie ab dem Hauptbahnhof unterirdisch in einem gebohrten Tunnel. Der Bohrtunnel führt durch die Altstadt von Amsterdam, durch das Arbeiterviertel De Pijp und kommt vor dem RAI-Komplex wieder nach oben. Südlich von RAI schwenkt die Trasse zwischen den Gleisen der bereits bestehenden Ringlinie ein und wird an der Bahnhof ZUID/WTC angebunden.

Vor allem der Trassenteil durch die Amsterdamer Altstadt ist bei diesem Projekt die größte Herausforderung. Neben der Tatsache, daß hier in der historischen Altstadt ein Bohrtunnel vorgesehen ist, müssen auch sehr tief gelegene Bahnhöfe gebaut werden. Dieser Artikel behandelt die in vieler Hinsicht komplexen Bahnhöfe. Am Beispiel des Bahnhofs Rokin wird die verfolgte Entwurfsmethodik beschrieben. Es wird auf Entwurfsberechnungen bezüglich der Realisierbarkeit der Bahnhöfe, die Auftriebsicherheit, dem Aufbrechen des Baugrubenbodens und der Grundbruchsicherheit eingegangen. Darüberhinaus wird auf einige FE-Berechnungen eingegangen, mit denen das Verformungsverhalten der Böden analysiert wird.

2 Bahnhöfe

In der Altstadt von Amsterdam sind für die Noord/Zuidlijn vier Bahnhöfe vorgesehen.

Metrobahnhöfe	Gleisoberkante	Aushubtiefe	Baugrubentiefe
Centraal Station	NAP -15,2 m	NAP -19,0 m	22 m
Rokin	NAP -21,5 m	NAP -26,0 m	27 m
Vijzelgracht	NAP -26,0 m	NAP -30,5 m	32 m
Ceintuurbaan	NAP -16,5/ -26,5 m	NAP -30,5 m	32 m

Tab. 1: Übersicht Aushubtiefen Bahnhöfe

Der Bau dieser Bahnhöfe kann für die Niederlande und vielleicht sogar weltweit als einzigartig betrachtet werden. Dies hat folgende Gründe:

- Die Bahnhöfe werden in einer historischen Altstadt errichtet, wobei nur minimale Belästigungen und keine Schäden an der Bebauung toleriert werden. Die Aufrechterhaltung des öffentlichen Lebens während der Bauarbeiten muß unter allen Umständen gewährleistet bleiben.
- Derartige tiefe Bahnhöfe, durchschnittlich ca. 30 m, sind in den Niederlanden nie zuvor gebaut worden.
- Sehr hohe Grundwasserstände, kombiniert mit einer Ausführungsmethode, wo-

bei unter einer Deckelkonstruktion die Baugruben im Trockenen ausgehoben werden (Deckelbauweise).

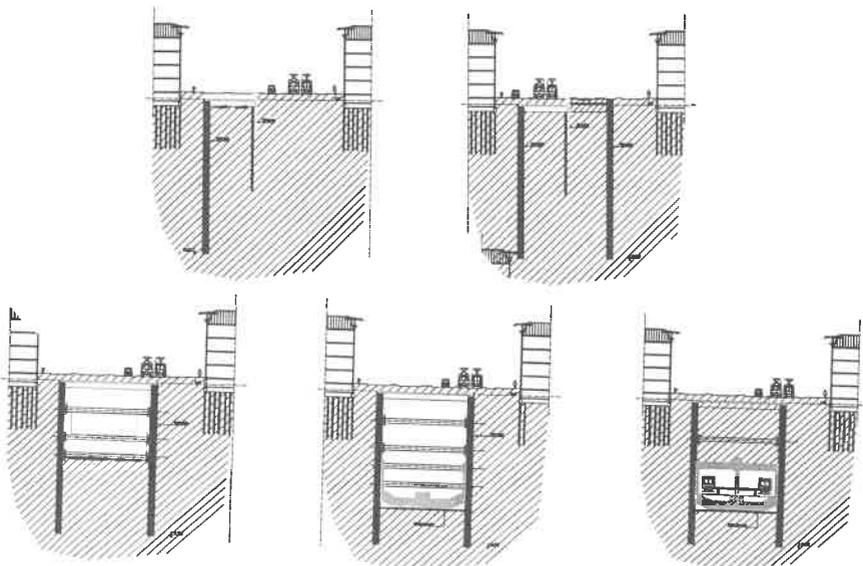
- Der sehr geringe Abstand zu den benachbarten Gebäuden, in den meisten Fällen weniger als fünf Meter, bei denen es sich zudem um viele auf Holzpfählen fundierte denkmalgeschützte Gebäude handelt, wie z.B. die Beurs van Berlage, die Munttoren und das Museum von Madame Tussaud.

Bauphasen Metrobahnhof Rokin

Um den obengenannten Anforderungen entsprechen zu können, wurden auf der Deckelbauweise basierende Bauphasen gewählt:

- Halbseitige Sperrung der Straße; Herstellung einer vorläufigen Spundwandkonstruktion in der Mitte der Baugrube und die Konstruktion der ersten Schlitzwand.
- Aushub des Teiles zwischen der vorläufigen Spundwand und der Schlitzwand bis ca. NAP -2 m, Bau des ersten Teiles des Baugrubendeckels. Umleitung des Verkehrs auf die Straßenseite, auf der der Baugrubendeckel bereits fertig gestellt ist; Herstellung der zweiten Schlitzwand, Aushub der ersten Phase und Fertigstellung des gesamten Baugrubendeckels.
- Unterhalb des Baugrubendeckels wird jetzt weiter ausgehoben bis NAP -26, wobei in Phasen ausgehoben wird und Steifen angebracht werden.
- Wenn das Zielaushubniveau von NAP -26 erreicht worden ist, wird mit dem Bau des eigentlichen Bahnhofes angefangen. (Beim heutigen Entwurf kann oberhalb des Bahnhofes auch eine Tiefgarage gebaut werden.)

In der Figur 2 sind die Bauphasen schematisch wiedergegeben.

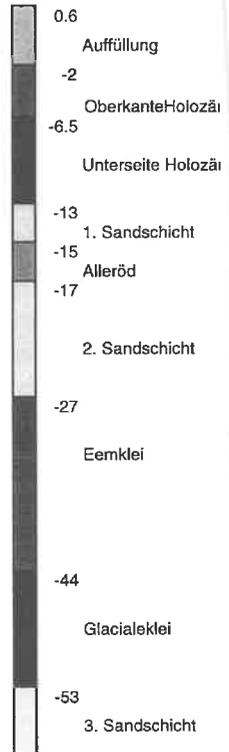


Bodenaufbau

Der Amsterdamer Boden ist, von einer sehr weichen holozänen Oberschicht aus Ton und Torf gekennzeichnet, ebenso wie der Rest der westlichen Niederlande. Unter dieser Schicht befinden sich die sogenannten ersten und zweiten pleistozänen Sandschichten. Auf diese zweite Sandschicht folgen eine Anzahl von Tonschichten, unter denen wiederum eine Sandschicht abgelagert worden ist.

Für die Berechnungen in Bezug auf den Bahnhof Rokin wird auf Grund von Bohrungen und Sondierungen vom folgenden Bodenaufbau ausgegangen:

Bodenschichten Metrobahnhof Rokin	
GOK bis NAP -2	Auffüllung Sand und Schutt
NAP -2 bis NAP -6,5	Oberkante Holozän Torf/Tonschichten
NAP -6,5 bis NAP -13	Unterseite Holozän Tonschichten
NAP -13 bis NAP -15	1. Pleistozän Sandschicht
NAP -15 bis NAP -17	Alleröd Sand/Tonschicht
NAP -17 bis NAP -27	2. Pleistozän Sandschicht
NAP -27 bis NAP -44	Eemklei Tonschicht
NAP -44 bis NAP -53	Glacialelei Tonschicht
NAP -53 bis ...	3. Sandschicht



In der nebenstehenden Figur ist der Bodenaufbau schematisch wiedergegeben.

3 Machbarkeitsstudie

Noch bevor die vom Bau des Bahnhofes verursachten Verformungen berechnet werden können, müssen die Auftriebssicherheit und die Grundbruchsicherheit untersucht werden.

Auftriebssicherheit

Die Auftriebssicherheit der Baugrube wird vom Bodendruck der Schichten bis zur dritten Sandschicht, erhöht um den Reibungswiderstand an den Rändern der Baugrubenbegrenzung, bestimmt (siehe Bild 3). Hierbei wird davon ausgegangen, daß sowohl der Eemklei als auch die Schicht von Harting und die glaziale Tonschicht nicht wasserführend sind. Dadurch baut sich der Wasserdruck an der Unterseite der glazialen Tonschicht auf.

stimmung der Grundbruchstabilität die folgende Beziehung abgeleitet werden:

$$SF = \frac{F_{\text{wasser}} + F_{\text{Bodeneinseitengewicht}}}{2 \cdot (F_{w,1} + F_{w,2})} \quad [3]$$

Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsmethoden		
	Sicherheitsfaktor	
	unkonsolidiert	konsolidiert
CUR 166	1,49	1,6
PLAXIS Mohr-Coulomb		1,32
PLAXIS Soft-Soil		< 1,0

Tab. 4: Grundbruchsicherheit

Anhand der ausgeführten Berechnungen ist die Grundbruchsicherheit ausreichend. Wenn jedoch die Sicherheit mittels der FE-Berechnung bestimmt wird, stellt sich heraus, daß die errechnete Sicherheit in hohem Maße vom gewählten Materialmodell abhängig ist.

4 Finite-Elemente-Methode-Berechnungen

4.1 Allgemein

Die Realisierbarkeit des Bahnhofes Rokin wurde in den vorhergehenden Paragraphen genannten Berechnungen nachgewiesen. Der letzten Entwurfsanforderung, nämlich minimale Verformungen der Baugrubenwände in Bezug auf die Beeinflussung der Nachbarbebauung, wurde noch nicht erfüllt. Um einen ersten Einblick in die auftretenden Verformungen zu erhalten, wurden mit Hilfe des FE-Programms PLAXIS Berechnungen ausgeführt.

So wurden eine völlig dränierter und eine völlig undränierter Berechnung gemacht. Da eine völlig dränierter (konsolidierter) Berechnung instabil ist, noch bevor die erforderliche Aushubtiefe von NAP -26 erreicht wird, wird hier nur die undränierter Berechnung behandelt.

4.2 Aufbau der Berechnung

Beim Aufbau der Berechnung muß zumindest den folgenden Tatsachen Rechnung getragen werden:

Problematik

- Die bestehende angrenzende Bebauung stellt sehr strenge Anforderungen an die zulässigen Verformungen der Schlitzwand.
- Eine Überschreitung der zulässigen Verformungen kann zu (kostenträchtigen) Entwurfsanpassungen bzw. zusätzlichen Maßnahmen zur Gründungsverstärkung der Nachbarbebauung (in Form von Bodenverfestigungstechniken) führen.
- Eine Unterschreitung der zulässigen Verformungen kann zu Vereinfachungen des Entwurfes bzw. einer Reduktion der Maßnahmen zur Gründungsverstärkung der Nachbarbebauung (in Form von Bodenverfestigungstechniken) führen.

Verformungen

- Verformungen infolge des Baus der Schlitzwände.
- Setzung der Schlitzwände infolge der vertikalen Auflasten durch den Baugrubendeckel (Deckelbauweise).
- Verformungen der Schlitzwände infolge des Aushubes der Baugrube.
- Verformungen der tiefliegenden, mächtigen Tonschicht infolge der Entlastung durch den Baugrubenaushub.

Zusätzliche Schwierigkeiten:

- Verformungen können zu ungleichen Setzungen bzw. Hebungen der Pfähle der Nachbarbebauung und dadurch verursachten Schäden an der Bebauung führen.
- Verformungen sind zeitabhängig.

4.3 Zusammenstellung FE-Berechnung Metrobahnhof Rokin

- Unkonsolidierte Berechnung mit Symmetrieachse in der Mitte der Baugrube
- Modellierung von Böden, Schlitzwand und Steifen
- Bauphasen
- Pfahlbelastungen der bestehenden Gebäude
- Materialmodelle:
 - Mohr-Coulomb (Sandschichten)
 - Soft-Soil (tiefe Tonschichten)
- Finite Elemente Netz mit:
 - 800 Scheibenelementen (6-knotige Dreieckselemente)
 - 8 unterschiedliche Bodenschichten
 - 7 Steifenlagen
 - 4 Balkenelemente für die Schlitzwand
 - 3 Interface Elemente

In Abbildung 7 ist der Aufbau des FE-Netzes dargestellt.

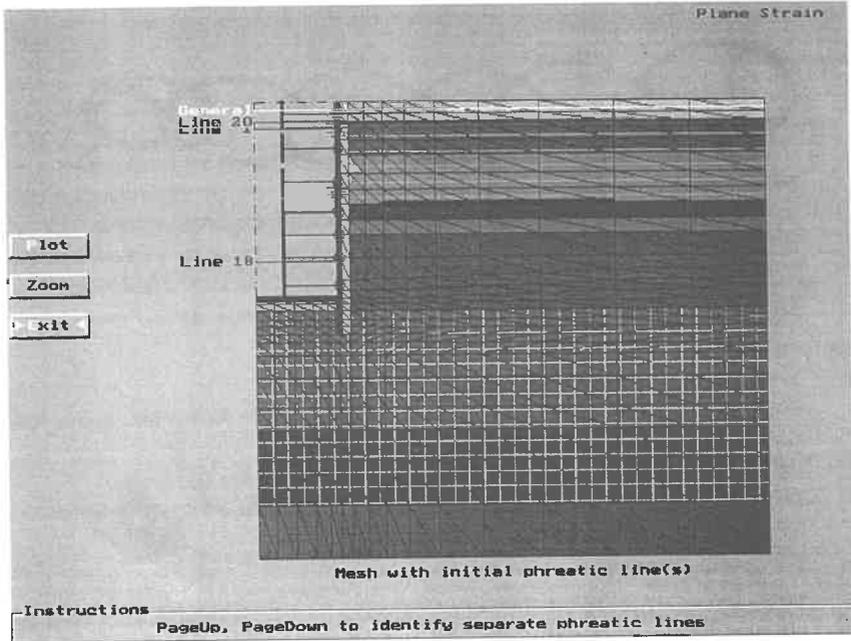


Abb. 7: Aufbau FE-Netzes

4.4 Geotechnische Kennwerte der Bodenschichten

Für die FE-Berechnung werden für die verschiedenen Schichten, abhängig vom benutzten Materialmodell, die folgenden Parameter eingeführt:

Bodenschichten	γ_{nat}	γ_{sat}	k_x/k_y	ν	E_{50}	c'	φ'	λ	κ	POP
Auffüllung	15	18	1,0E-04	0.3	2500	1	25			
Oberkante Holozän	15	15	1,0E-08	0.35	1500	3	22			
Unterkante Holozän	17	17	1,0E-08	0.35	2250	2	27			
Erste Sandschicht	20	20	1,0E-04	0.3	30000	1	32			
Alleröd	19	19	1,0E-06	0.35	5000	2	30			
zweite Sandschicht	20	20	1,0E-04	0.35	35000	1	32			
Eemklei	17	17	2,6E-10	0.15		23	36	0.036	0.008	50
Glacialeklei	20	20	2,3E-09	0.15		15	36	0.03	0.011	50
Dritte Sandschicht	20	20	1,0E-04	0.3	50000	1	35			

Neben den Parametern für die Bodenschichten werden auch Modellparameter für die Steifen und die Balkenelemente für der Schlitzwand eingegeben.

	Tiefe	K (EA/L)	F _{max}	EI	EA	d	v	w
Steifen	NAP -1	3,20E+05	1,00E+20					
Steifen	NAP -5,5	3,20E+05	1,00E+20					
Steifen	NAP -10	3,20E+05	1,00E+20					
Steifen	NAP -14	3,20E+05	1,00E+20					
Steifen	NAP -17	3,20E+05	1,00E+20					
Steifen	NAP -20	3,20E+05	1,00E+20					
Steifen	NAP -23,75	3,20E+05	1,00E+20					
Schlitzwand				6,53E+06	4,00E+07	1,4	0	0

4.5 Ergebnisse

Um ein Bild der auftretenden Verformungen zu erhalten, sind mehrere Abbildungen, in denen die Verformungen als Contourplot wiedergegeben sind, dargestellt.

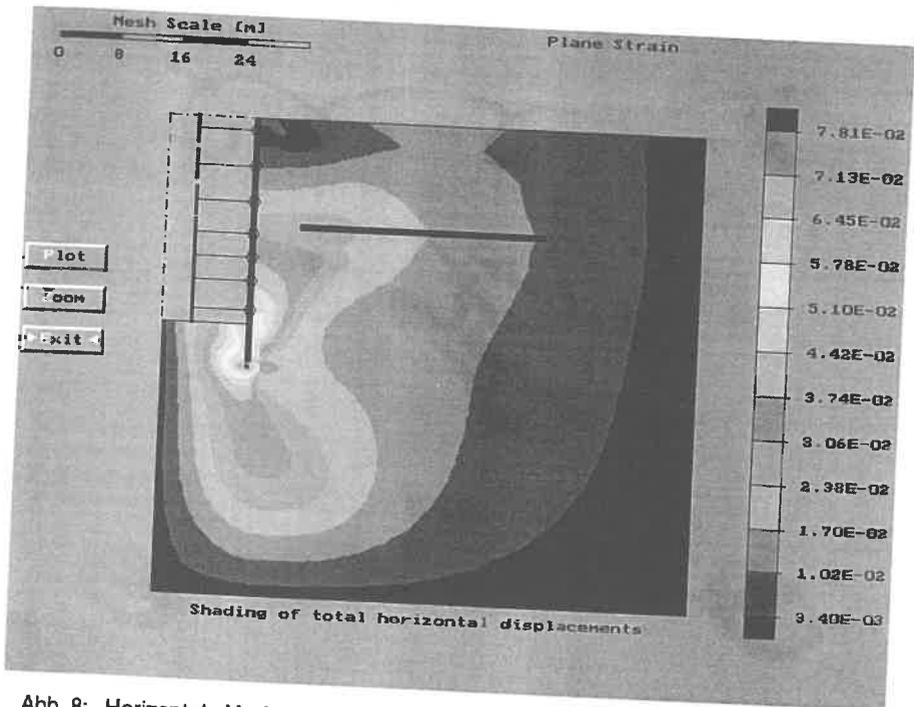


Abb. 8: Horizontale Verformungen bei Aushubtiefe NAP -25,5

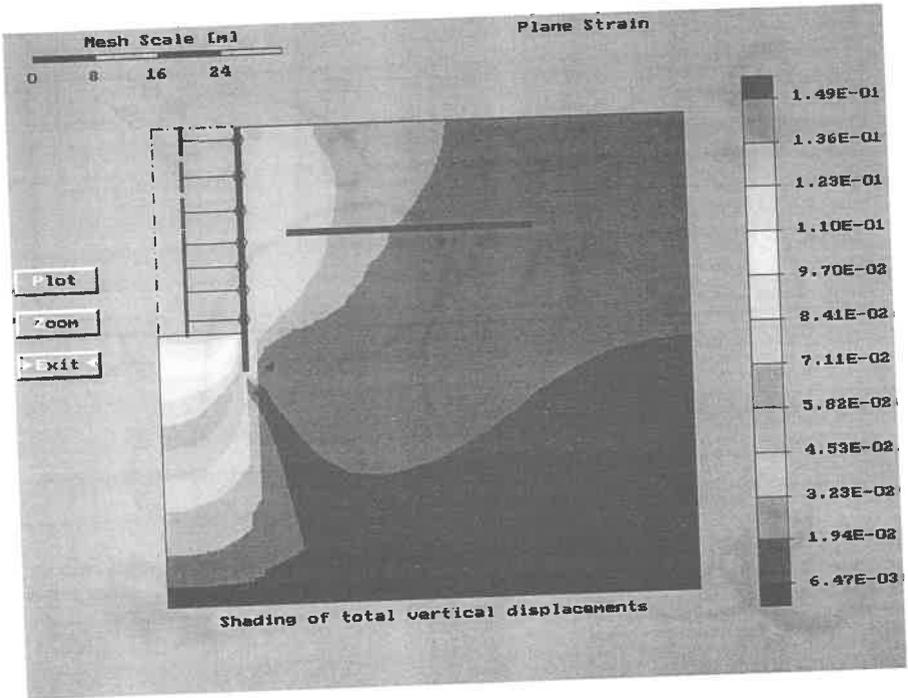


Abb. 9: Vertikale Verformungen bei Aushubtiefe NAP -25,5

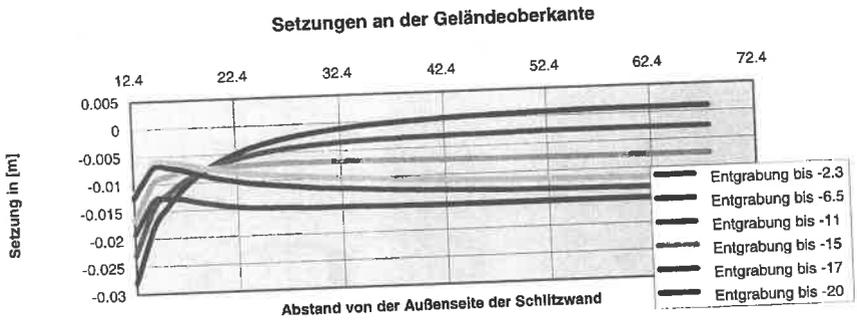


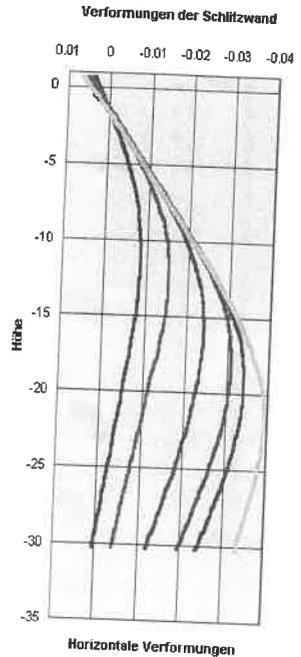
Abb. 10: Vertikale Verformungen an der Geländeoberkante

Abb. 11: Horizontale Verformungen der Schlitzwand

4.6 Auswertung und Schlußfolgerungen

Die präsentierten Ergebnisse gelten nur für die Verformungen bei völlig undränniertem Verhalten, d. h. die zeitabhängig auftretenden Verformungen können ein anderes Bild geben. Im Moment wird innerhalb des Entwurfsbüros Noord/Zuidlijn eine Studie durchgeführt, in der das wirkliche zeitabhängige Bodenverhalten in die ausgeführte Berechnung mit einbezogen wird. Hierfür wird nicht nur mit PLAXIS gerechnet, sondern auch Vergleichsberechnungen mit FLAC und DIANA ausgeführt.

Zur Erläuterung der Berechnungsphasen ist in der untenstehenden Aufstellung eine Übersicht angegeben. Die Ergebnisse dieser Untersuchung stehen beim Verfassen dieses Artikels noch nicht für Veröffentlichung zur Verfügung. Erste Ergebnisse dieser Studie weisen daraufhin, daß die Verformungen, vorallem aus der letzten Aushubphase, bedeutend geringer werden.



1. Anbringen von Anfangsspannungen in das Modell
2. Ausweiten der initialen Spannungssituation mit Pfahlbelastungen
3. Einbringen der Schlitzwand
4. Absenken des Grundwasserstandes in der Baugrube bis NAP -2,8 (nur Holzän)
5. Aushub der Baugrube bis NAP -2,5
6. Anbringen einer Steife auf NAP -1 mit 300 kN/m Vorspannung
7. Konsolidierungsfrist vier Monate (gesamte Bauzeit 4 Monate)
8. Absenken des Grundwasserstandes in der Baugrube bis NAP -7,0 (nur Holzän)
9. Aushub der Baugrube bis NAP -6,5
10. Anbringen einer Steife auf NAP -5 mit 300 kN/m Vorspannung
11. Konsolidierungsfrist zwei Monate (gesamte Bauzeit 6 Monate)
12. Absenken des Grundwasserstandes in der Baugrube bis NAP -11,5
13. Aushub der Baugrube bis NAP -11
14. Anbringen einer Steife auf NAP -10 mit 300 kN/m Vorspannung
15. Konsolidierungsfrist zwei Monate (gesamte Bauzeit 8 Monate)
16. Absenken des Grundwasserstandes in der Baugrube bis NAP -15,5

17. Aushub der Baugrube bis NAP -15
18. Anbringen einer Steife auf NAP -14 ohne Vorspannung
19. Konsolidierungsfrist zwei Monate (gesamte Bauzeit 10 Monate)
20. Absenken des Grundwasserstandes in der Baugrube bis NAP -17,5
21. Aushub der Baugrube bis NAP -17
22. Anbringen einer Steife auf NAP -17 ohne Vorspannung
23. Konsolidierungsfrist zwei Monate (gesamte Bauzeit 12 Monate)
24. Absenken des Grundwasserstandes in der Baugrube bis NAP -20,5
25. Aushub der Baugrube bis NAP -20
26. Anbringen einer Steife auf NAP -20 ohne Vorspannung
27. Konsolidierungsfrist zwei Monate (gesamte Bauzeit 14 Monate)
28. Absenken des Grundwasserstandes in der Baugrube bis NAP -26,0
29. Aushub der Baugrube bis NAP -24,5
30. Anbringen einer Steife auf NAP -24 ohne Vorspannung
31. Aushub der Baugrube bis NAP -25,5
32. Konsolidierungsfrist vier Monate (gesamte Bauzeit 18 Monate)
33. Anbringen Baugrubensohle
34. Wiederaufbau des Grundwasserdruckes unter dem Baugrubensohle bis NAP -2
35. Anbringen Belastung aus Konstruktion
36. Konsolidierung bis minimale Wasserunter(über)spannungen.

Auf Grund der präsentierten Ergebnisse kann die vorgesehene Bauweise als machbar betrachtet werden. Die primären Stabilitätsanforderungen werden erfüllt. Es müssen jedoch weitere Untersuchungen nach den absoluten Größen der Verformungen durchgeführt werden, um mehr Sicherheit über den Einfluß auf die Nachbarbebauung und daraus möglicherweise entstehende Schäden zu erhalten.

Baugrube im Rosenheimer Seeton

Dr.-Ing. Jianlin Ma

Frank + Kraft + Partner, Geotechnik und Umwelttechnik GmbH, München

Zusammenfassung

Im Zuge der Baugrubenherstellung für ein Wohn- und Geschäftshaus in weichem Rosenheimer Seeton wurden zur Prognostizierung der Verformungen Berechnungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode FEM (PLAXIS, Version 6.1) durchgeführt. Die Baugrubenwände im Bereich von Nachbarbebauung wurden mit Bohrpfehlwänden gesichert, die sich gegen eine abschnittsweise hergestellte Unterbetonsohle abstützen. Die Rechenergebnisse zeigten gute Übereinstimmungen mit den gemessenen Verformungen am Pfahlkopf. Es wird gezeigt, daß mit FEM-Untersuchungen auch schwierige Randbedingungen bodenmechanischer Probleme bewältigt werden können.

1 Vorgang

Die BAYERN-VERSICHERUNG realisierte auf dem Grundstück Miesbacher/-Happingerstraße in Rosenheim ein Wohn- und Geschäftshaus mit Tiefgarage.

Die DYCKERHOFF & WIDMANN AG erhielt den Auftrag zur Ausführung der Gesamtmaßnahme, die BAUER SPEZIALTIEFBAU GMBH führte als Subunternehmer einen Baugruben-Sondervorschlag aus.

FRANK+KRAFT+PARTNER war mit dem Baugrundgutachten inklusive Stellungnahme zur Gründung und zur Baugrube und der fachtechnischen Überwachung der Baugrubenausführung beauftragt.

2 Untergrundverhältnisse

Zur Baugrunderkundung wurden Aufschlußbohrungen bis 17 m Tiefe sowie schwere Rammsondierungen niedergebracht. Unter einer bereichsweise vorhandenen Deckschicht aus Auffüllungen und Auelehmen stehen Sande und Kiese an. Die Dicke der beiden Schichten schwankt zwischen 4 bis 8 m. Darunter befinden sich Seeablagerungen, der "Rosenheimer Seeton" (s. Bild 1), dessen Unterkante unterhalb hundert Meter zu erwarten ist.

Zur Feststellung der Scherfestigkeit der Seetone wurden Flügelsondierungen durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 1 dargestellt sind.

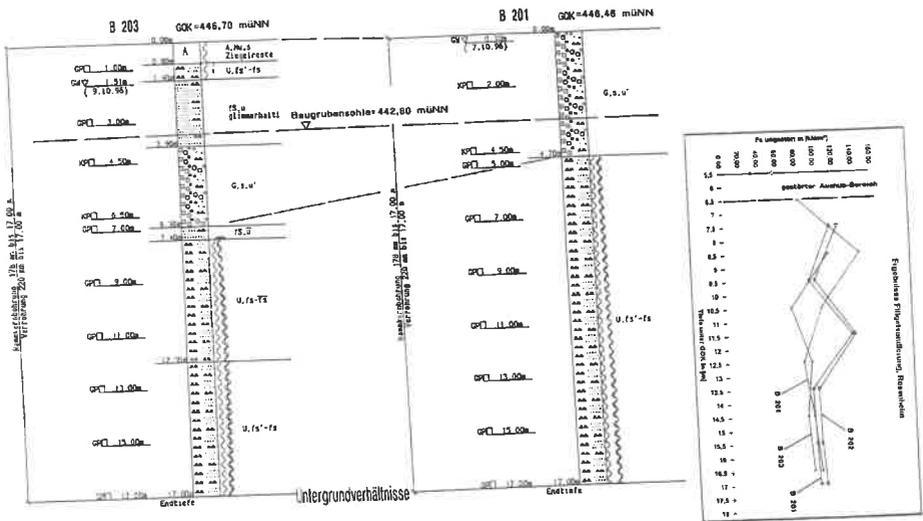


Bild 1: Bodenaufschluß und Scherfestigkeiten des Seeton Fs

Aus Bild 1 ist ersichtlich, daß in Tiefen bis 13 m Scherfestigkeiten zwischen 80 kN/m^2 und 140 kN/m^2 , i.M. 110 kN/m^2 gemessen wurden, bis 17 m 90 kN/m^2 mit leicht zunehmender Tendenz.

Die Seetonschichten besitzen offenbar eine überwiegend breiige bis weiche Konsistenz, der natürliche Wassergehalt beträgt 25% bis 42%.

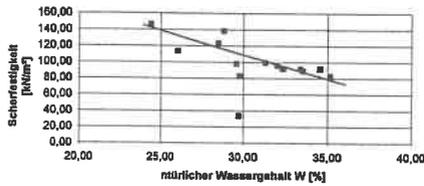


Bild 2: Scherfestigkeit im Verhältnis zum natürlichen Wassergehalt

Es ist darauf hinzuweisen, daß die direkte Übertragung von an gestörten Seetonproben ermittelten Plastizitäten und Konsistenzzahlen auf ungestörte Verhältnisse wegen der Empfindlichkeit bei Wasserzutritt und dem Verhalten bei dynamischen Beanspruchungen ungeeignet ist.

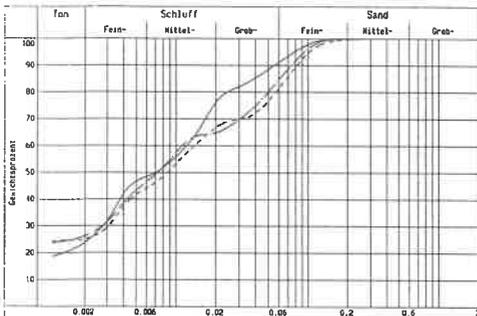


Bild 3: Körnungslinien nach DIN 18123

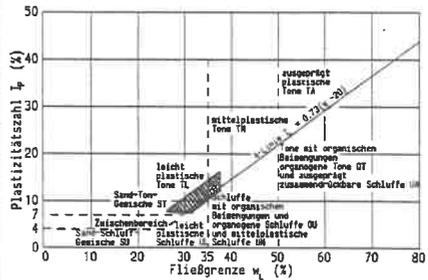


Bild 4: Plastizitätsdiagramm nach DIN 18122

3 Baugrube

Es wurde eine Baugrube mit 3,8 m Tiefe erforderlich. Wegen angrenzender Nachbarbebauung und den schwierigen Seetonverhältnissen mußte ein möglichst starrer Baugrubenverbau ausgeführt werden.

Der Sondervorschlag sah in den Bereichen mit Nachbarbebauung eine Bohrpfahlwand, abgesteift durch eine abschnittsweise hergestellte Unterbetonsohle vor. Zur Sicherung der Grube außerhalb der Einflußbereiche von Nachbarbebauungen wurden verankerte Spundwände ausgeführt.

Nach Herstellung der Bohrpfahlwände wurde der Erdaushub nur im mittleren Baugrubenbereich getätigt, entlang der Verbauwände wurden Stützbermen belassen. An-

schließlich wurden die Bermen abschnittsweise mit einer maximalen Breite von 2,5 m abgegraben und die Unterbetonsohle von der Mitte der Baugrube bis zu den Pfahlwänden vergrößert um eine Stützwirkung der Sohle für die Pfahlwände zu erzielen.

Während des Aushubs und des Einbaues der Unterbetonsohle wurden die Verformungen der Pfahlwände sowie der Nachbargebäude gemessen, um bei auftretenden schädlichen Verformungen sofort Zusatzmaßnahmen ergreifen zu können und um den Aushub des jeweils nächsten Arbeitsabschnittes kontrollieren zu können.

4 FEM-Untersuchungen und Vergleich mit den Meßergebnissen

Zur Prognostizierung der Verformungen des Gesamtsystems haben wir die Situation mit Hilfe der Finite-Element-Methode (EDV-Programm PLAXIS, Version 6.1) simuliert.

Dabei wurden die Bodenrechenwerte des Baugrundgutachtens FRANK+KRAFT+PARTNER vom 11.02.1994 zugrundegelegt und die Seetone entsprechend den gemessenen Scherfestigkeiten in zwei Schichten unterteilt. Außerdem wurde der unvollständige Konsolidierungszustand (Ist-Zustand) sowie allgemeine Charakterisierungen von Seetonen im Sinne von "soft-ground" mitberücksichtigt.

Die Bilder 5, 6, 7, 8 und 9 zeigen die Ergebnisse der FEM-Untersuchungen für den Bauzustand nach Einbau der Unterbetonsohle.

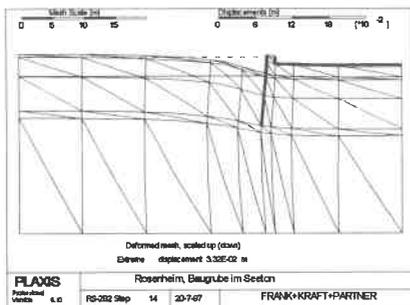


Bild 5: Verformungsbild-Netzdarstellung

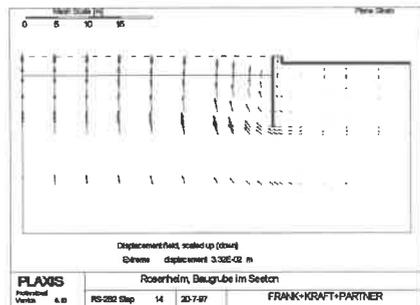


Bild 6: Verformungsbild-Vector-darstellung

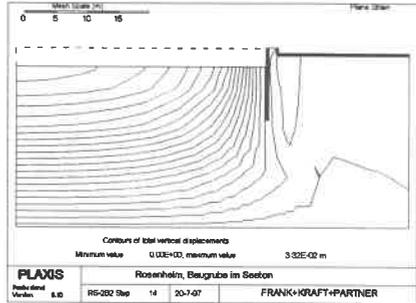
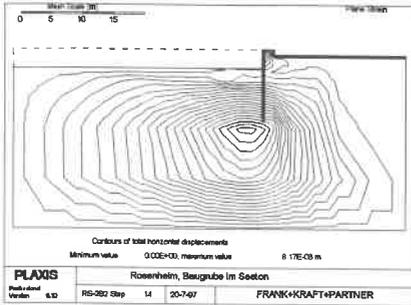


Bild 7: Linien gleicher horizontaler Verformungen Bild 8: Linien gleicher vertikaler Verformungen

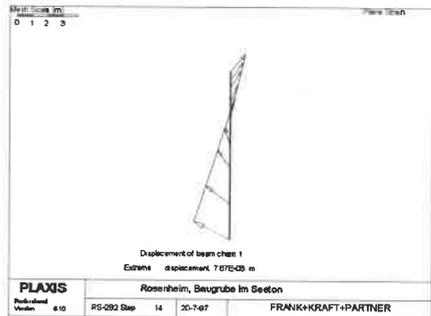
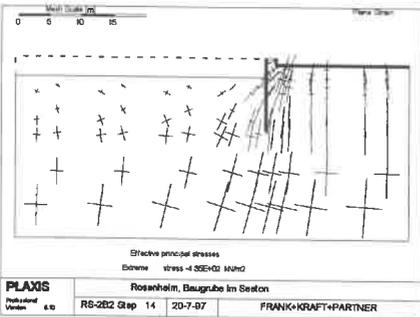


Bild 9: Hauptspannungsfeld

Bild 10: Verformungsbild Bohrpflahlwand

Das Bild 10 zeigt ein interessantes Verformungsbild der Bohrpflahlwand ($\varnothing=75$ cm, $a=65$ cm). Rechnerisch dreht sich die Wand etwa um den Stützpunkt der Unterbetonsohle, und zwar der Pfahlkopf zur Erdseite und der Pfahlfuß zur Baugrube.

Während der Aushubarbeit und der Herstellung der Unterbetonsohle wurden die Verformungen am Pfahlwandkopf gemessen. Eine Zusammenstellung der Hauptergebnisse der Messungen und Vergleich mit den FEM-Rechenergebnissen ist aus Tabelle 1 ersichtlich.

Wert aus	max Hebung Baugrubensohle	max Setzung Nachbargebäude	max Hebung Pfahlkopf	max Verschiebung Pfahlkopf ¹⁾	Bemerkung
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
FEM	31,8	4,2	3,3	2,9	siehe Bilder
FEM	92	14	11	9,2	2)
Messung	/	/	4,5	5,5	

1): horizontale Verformung in Erdrichtung

2): bei gleichzeitigem Auftreten von allen ungünstigen Zuständen

Tab. 1: Zusammenstellung der Hauptergebnisse der FEM-Untersuchungen und Meßergebnisse

5 Schlußfolgerung

Zur Herstellung der Baugrube im "Rosenheimer Seeton" wurden in Bereichen angrenzender Nachbarbebauungen Bohrpfahlwände mit Abstützung durch eine Unterbetonsohle ausgeführt.

Zur Prognostizierung der Verformungen des Bodens sowie der Nachbargebäude haben wir FEM-Untersuchungen durchgeführt. Die Meßergebnisse der Kopfverformungen der Pfahlwände während der Ausführung der Baugrube und der Unterbetonsohle zeigten gute Übereinstimmung mit den FEM-Rechenergebnissen.

Es konnte an einem praktischen Beispiel gezeigt werden, daß komplexe Probleme im Grundbau, die durch herkömmliche Berechnungsverfahren nicht befriedigend zu erfassen sind, mit Kontinuumsmodellen wie z.B. Finite-Elemente-Methode bewältigt werden können.

Baugrube Halle "Spitze" **– Hydrogeologische Rahmenbedingungen und Ergebnisse –**

Dr.-Ing. habil. Klaus Röder

Preussag Wasser & Rohrtechnik GmbH, NL Leipzig

1 Vorbemerkung

In Halle/Saale entsteht zur Zeit in unmittelbarer Nähe zum historischen Stadtkern auf der "Spitze" das größte städtebauliche Projekt dieser Stadt. Es umfaßt ein Areal von insgesamt 48.000 m². Das Zentrum dieses Projektes bilden MDR Landesfunkhaus mit Konzertsaal, Händel-Forum sowie der Bürokomplex für die Stadtwerke, deren gemeinsame Baugrube für Gründung und Untergeschosse eine Grundfläche von 26.400 m² umfaßt (Bild 1).

2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Bebauungsstandort liegt unmittelbar südlich der Halleschen Störung (Marktplatzverwerfung), die etwa nördlich vom Markt zum Domplatz verläuft und mehrere Nebenstörungen hat.

Die Marktplatzverwerfung ist eine Scherfuge zwischen gehobener = nördlicher "Halle-Wittenberge Hochscholle" des Halleschen Paläovulkanitkomplexes (Rotliegendes) und abgesenkter = südlicher Tiefscholle der "Halle-Merseburger Buntsandsteinplatte" mit Zechstein + Buntsandsteinsedimenten.

Die um ca. 600 - 800 m gehobene nördliche Scholle hat Teile der späteren durch Aus- und Ablaugungen abgesenkten (südl.) Tiefscholle mit nach oben geschleppt, d.h. die zur letzteren gehörenden Zechstein- und Buntsandsteinschichten, die vor der Schollenbewegung nahezu söhlig lagen, stehen im nahen Störungsbereich bis ca. 70° steil. Diese Schiefstellung verliert sich nach Süden wieder.

Im Wissen um diese außerordentlich komplizierte geologische Struktur des Baugebietes sowie der Lage auf einer seit dem 13. Jahrhundert bebauten Saaleinsel mit all ihren Ablagerungen, die Fluß und Mensch hinterlassen haben, wurden umfangreiche Voruntersuchungen zur Beurteilung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse durchgeführt. Einen typischen Baugrundschnitt gibt Bild 2 wieder.

Als für die Baumaßnahme besonders kritisch wurden die holozänen Auelehme und Auesande, die nicht nur im Baufeld selbst, sondern auch darüber hinaus bis in Tiefen von ca. 8 m anzutreffen sind, erkannt. Mit seiner breiigen bis weichen Konsistenz stellt der Auelehm, teilweise Faulschlamm, bei Grundwasserschwankungen eine Gefahr für die ohnehin setzungsgeschädigte Nachbarbebauung dar und muß für den Neubaubereich grundsätzlich ausgekoffert werden, da keine Tiefgründungen ausgeführt werden sollen.

Bezüglich der Wasserdurchlässigkeit wurden die Werte gemäß Tabelle 1 ermittelt.

Schicht	Durchlässigkeitswert	
	k_f [m/s]	
Auffüllung	$1,0 \cdot 10^{-5}$...	$1,0 \cdot 10^{-7}$
Faulschlamm	$6,5 \cdot 10^{-5}$...	$1,0 \cdot 10^{-7}$
Auelehm	$1,0 \cdot 10^{-7}$...	$1,0 \cdot 10^{-8}$
Auesand	$1,0 \cdot 10^{-5}$...	$1,0 \cdot 10^{-6}$
Auekies	$1,0 \cdot 10^{-5}$...	$1,0 \cdot 10^{-3}$
Tertiärton	$1,0 \cdot 10^{-8}$...	$1,0 \cdot 10^{-11}$
Tertiärsand	$1,0 \cdot 10^{-5}$...	$1,0 \cdot 10^{-7}$
Grundgebirgszersatz	$1,0 \cdot 10^{-8}$...	$1,0 \cdot 10^{-11}$

Tab. 1: Durchlässigkeitsbeiwerte k_f

3 Baugrubensicherung -Konzept und Ausführung

Für die ca. 8 m tiefe Baugrube, deren Sohle ungefähr 5,5 m unterhalb des natürlichen Grundwasserspiegels lag (Bild 3) wurde zur Sicherung des Geländesprunges unter Berücksichtigung von Auflagen der Genehmigungsbehörde vom Planer eine dichte Wand in Form einer Einphasenschlitzwand mit eingestellter Spundwand vorgegeben, wobei die Einphasenschlitzwand 2 m in den natürlichen Stauer, den Tertiärton, einzubinden war. Gemäß geohydrologischer Begutachtung konnte und sollte auf die Ausbildung einer separaten Dichtsohle verzichtet werden. Mit dieser Lösung war nicht nur die konkurrenzlos wirtschaftlichste Lösungsvariante unter den gegebenen Randbedingungen ausgewählt worden, sondern bezogen auf die Wand und deren Dichtigkeitsanforderungen eine sehr sichere Lösung, denn sowohl die Dichtwandmasse als auch die Spundwände erfüllen abdichtende Funktion.

Zur "Trockenhaltung" der gesamten Baugrube waren damit nur knapp 11.000 m² Dichtwandfläche erforderlich, die mit 3 Gerätekomplexen in 6 Wochen reiner Schlitzwandzeit realisiert werden konnten.

Als Dichtwandmasse wurde eine qualitätsüberwachte Fertigmischung eingesetzt, die auf der Baustelle über eine zentrale Aufbereitungsanlage für alle Greifereinheiten geliefert wurde.

Besonders sorgfältig mußte das Baustellenpersonal bei der exakten Festlegung der Dichtwandtiefe in jedem Schnitt vorgehen, da auf Grund des sehr bewegten Reliefs der Schichten (Bild 2) nicht von einer einheitlichen Schlitzwandtiefe ausgegangen werden konnte. Aus diesem Grunde erfolgte eine kontinuierliche Beurteilung und Bewertung der Schlitzwandaushubmassen mit anschließender Festlegung der Schlitzwandtiefe.

Auf Grund der Größe der Baugrube, des stark schwankenden Höhenverlaufs der Baugrundsichten, deren Verläufe in den Schnitten auf Grund der Aufschlußdichte immer nur spekulativ eingetragen werden können sowie zahlreicher Baugrundbohrungen und ähnlich zu bewertender Perforationen innerhalb der Baugrube und um das Baufeld herum, kann allerdings eine Verbindung wasserführender Schichten zwischen Baugrube und Umgebung nicht gänzlich ausgeschlossen werden.

4 Wasserhaltung - Prognose und Ergebnisse

Unter den in vorgenannten Abschnitten bereits erläuterten Randbedingungen ist eine absolute Prognose zu den in jeder Phase der Wasserhaltung zu hebenden Wassermengen kaum möglich und eine Aussage bezüglich eines unbeeinflussten Grundwasserspiegels außerhalb der Baugrube sträflich leichtsinnig.

Da die Herstellung "absolut dichter" Absperrungen viel zu aufwendig, zu teuer und nur bei der Einkapselung von kontaminierten Bereichen erforderlich ist (Barriersysteme), hat sich für die wasserschonenden Bauweisen eine Begrenzung des Grundwasserzulaufes in die Baugrube durchgesetzt. Als Regel der Technik gilt, daß die Restwasserrate eine Menge von

$$q = 18 \text{ l/(h} \cdot \text{m}^2) = 5 \text{ l/s je } 1000 \text{ m}^2 \text{ benetzte Baugrundwand- und Sohlfläche}$$

nicht übersteigt.

Nur bei günstigen geologischen Bedingungen und hohem technischen Aufwand läßt sich dieser Wert auf

$q = 5,4 \text{ l/(h} \cdot \text{m}^2) = 1,5 \text{ l/s je } 1000 \text{ m}^2 \text{ benetzte Baugrubenwand- und Sohlfläche}$ reduzieren [1].

Von der genehmigenden Behörde (STAU) wurden Grenzwerte vorgegeben, die weit unter den Grenzwert nach [1] lagen.

Die beim Anfahren der Wasserabsenkung gemessenen Werte liegen mit maximal $1842 \text{ m}^3/\text{d}$ bzw. $77,42 \text{ m}^3/\text{h}$ deutlich unter dem vom STAU vorgegebenen Höchstwert von $3000 \text{ m}^3/\text{d}$ bzw. $125 \text{ m}^3/\text{h}$ und dem im geohydrologischen Gutachten für die instationäre (Anfangs-)Phase genannten Wert von $125 \text{ m}^3/\text{h}$. Auch die für die 2. Absenkphase (<12 Tage) vom STAU vorgegebenen Werte von

$$12 \text{ d} \cdot 3000 \text{ m}^3/\text{d} = 36.000 \text{ m}^3$$

wurden mit $9915 \text{ m}^3 = 27,5 \%$ der zulässigen Menge deutlich unterschritten.

In der Folgezeit hat sich, von Schwankungen durch unterschiedlichen Pumpbetrieb bzw. Niederschlägen abgesehen, eine relativ stabile Restwassermenge von durchschnittlich etwa $20 \text{ m}^3/\text{h}$ eingestellt, die das vom STAU vorgegebene Kriterium von $41,76 \text{ m}^3/\text{h}$ deutlich unterschreitet. Damit wurden auch in der Dauerabsenkphase die Maximalvorgaben nicht annähernd erreicht.

Geht man von den üblichen zulässigen Werten aus, die in Anbetracht der Probleme mit der natürlichen Dichtsohle vollauf gerechtfertigt sind, würden mit der Vorgabe von

$$q = 18 \text{ l}(\text{h} \cdot \text{m}^2) = 5 \text{ l/s je } 1000 \text{ m}^2 \text{ benetzte Baugrubenwand- und Sohlfläche}$$

folgende Werte zulässig sein:

Fläche	Größe	zul. spezifische Restwassermenge	Restwassermenge	% von Gesamtwassermenge
-	m^2	$\text{l}/\text{h} \cdot \text{m}^2$	m^3/h	%
Wand	8.354	18	150	24
Sohle	26.430	18	476	76
Gesamt	34.784	18	626	100

Legt man die bei günstigen geologischen Bedingungen (im vorliegenden Fall unzutreffend) und hohem technischen Aufwand als Vorgabe möglichen spezifischen Leckwassermengen von

$q = 5,4 \text{ l}(\text{h} \cdot \text{m}^2) = 1,5 \text{ l/s je } 1000 \text{ m}^2 \text{ benetzte Baugrubenwand- und Sohlfläche}$ zugrunde, würden sich folgende Werte ergeben:

Fläche	Größe	zul. spezifische Restwassermenge	Restwassermenge	% von Gesamtwassermenge
-	m ²	l/h·m ²	m ³ /h	%
Wand	8.354	5,4	45	24
Sohle	26.430	5,4	143	76
Gesamt	34.784	5,4	188	100

Mit den tatsächlich entnommenen Wassermengen von 20 m³/h würden sich, die Zuströmung über die benetzte Wandfläche, Sohlfläche und Sohl- und Wandfläche jeweils getrennt betrachtet, die folgenden Werte ergeben, die deutlich unter den vorgegebenen Grenzwerten liegen:

Fläche	Größe	z. Z. täglich abgepumpte Restwassermenge	spezifische Restwassermenge	% von zul. spezifische Restwassermenge
-	m ²	m ³ /h	l/h·m ²	%
Wand	8.354	20	2,39	44
Sohle	26.430	20	0,76	14
Gesamt	34.784	20	0,57	10,5

Während der Absenkung durchgeführte Messungen der Außenpegel wiesen bereits mit Beginn der Absenkungen gleichlaufende Bewegungen in einem Teilbereich der Baugrube auf die laut geohydrologischem Gutachten nicht hätten eintreten dürfen. Es muß hierzu allerdings eingeschätzt werden, daß unter den sehr stark differenzierten geologischen, bautechnischen und örtlichen Bedingungen berechnete Änderungen der Grundwasserisohypsen nur als grobe Näherung aufzufassen sind, insbesondere wenn diese Änderungen in dm-Bereichen liegen.

Über die Anordnung von Schluckbrunnen mit einer Versickerungswassermenge von durchschnittlich 3,5 m³/h wurde die Außenabsenkung korrigiert, so daß Gefährdungen der Nachbarbebauung nicht gegeben sind.

6 Zusammenfassung

Mit der gewählten und ausgeführten bautechnischen Variante für die Baugrube Halle "Spitze" wurde eine effektive Bauweise gewählt, die unter Beachtung der außerordentlich komplizierten geologischen und geohydrologischen Situation eine umwelttechnisch akzeptable und wirtschaftlich vertretbare Lösung gewährleistet.

Absenkungen des Außenwasserspiegels lassen sich auch bei ordnungsgemäßer

Ausführung der Arbeiten nicht generell vermeiden. Die Korrektur unbedingt einzuhalten der Werte über Schluckbrunnen ist mit einfachen Mitteln im Sinne der Beobachtungsmethode sinnvoll und im vorliegenden Fall erfolgreich genutzt worden.

Literatur

- [1] VDI Berichte Nr. 124b, 1996

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

- | | | | |
|-------|---|--------|---|
| Nr. 1 | Thamm, B.R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporen wasserüberdrücke 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 von Löß
DM 10,-- |
| Nr. 4 | Du Thinh, K. | (1976) | Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
vergriffen |
| Nr. 5 | Smoltczyk, 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 Schleusenkamerwände
DM 18,-- |
| Nr. 7 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand ein gespannter 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. | (1980) | 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 | Smolczyk, U.
Schweikert, O. | (1981) | Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen | DM 12,-- |
| Nr. 16 | Malcharek, K.
Smolczyk, 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 Böschungen 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 (1990) DM 40,--
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erd-drucks 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 horizon-talem kinematischen Zwang	DM 25,--
Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erd-böschungen 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, Stand-sicherheit 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 | Smolczyk, 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,- |

Weitere Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

- [1] Vermeer, P. A. (1995) Materialmodelle in der Geotechnik und ihre Anwendung. Finite Elemente in der Bautechnik – Beiträge der Tagung FEM '95, Stuttgart.
- [2] Vogt, C. / Salden, D. (1995) Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden. Bautechnik 72, Heft 12, S. 800 - 802.
- [3] Schanz, T. (1995) Zur geotechnischen Bewertung von Beton-Recycling-Material. Bautechnik 72, Heft 12, S. 810 - 816.
- [4] Schanz, T. / Gussmann, P. (1995) Bearing capacity of strip footing on layered subsoil, Proc. International Conference, NUMOG V, Balkema, Davos.
- [5] Smolczyk, U. / Gussmann, P. / Schanz, T. / Salden, D. (1995) Zuverlässigkeitsuntersuchungen des Grundbruchs auf geschichteten Böden, Forschungsbericht Sm 3/46-1, DFG.
- [6] Vermeer, P. A. / Schanz, T. (1996) Angles of friction and dilatancy of sand, Géotechnique 46, No. 1, pp. 145 - 151.
- [7] Vermeer, P. A. / Schanz, T. (1996) Zum Steifemodul von Sanden, Festschrift 60. Geburtstag Prof. Franke, Mitteilungshefte Univ. Dresden.
- [8] Schanz, T. / Bonnier, P. (1996) An adequate Model for Hard Soil Behaviour, to be published.
- [9] Stolle, D. (1997) A soft soil model and experiences with two integration schemes, Proc. International Conference, NUMOG VI, Montreal.

- [10] Schanz, T. (1997) Verification of a soil model with predicted behaviour of a sheet pile wall, Proc. 9th International Conference IACMAG, Wuhan - China.
Bonnier, P.
- [11] Schanz, T. (1997) Comparison of sand data in different plane strain devices, Proc. International Symposium on deformation and progressive failure in Geomechanics, magoya - Japan.
Desrues, J.
Vermeer, P. A.
- [12] Schanz, T. (1997) Die Berücksichtigung von unterschiedlichen Materialsteifigkeiten bei geotechnischen Berechnungen, Tagungsband des Workshops Numerik in der Geotechnik, Stuttgart.
- [13] Vermeer, P. A. (1997) From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis, Proc. 9th International Conference IACMAG, Wuhan - China.
Stolle, D. F. A.
Bonnier, P. G.
- [14] Schanz, T. (1997) Study of bearing capacity of strip footing on layered subsoil with the Kinematical Element Method, Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 727 - 730, Hamburg.
Gussmann, P.
Smoltczyk, U.
- [15] Vermeer, P. A. (1997) Die Geotechnik des Dammbaus. Wechselwirkungen, Jahrbuch 1996, Aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart.
Salden, D.



