



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK  
STUTT GART

1997

Mitteilung 42

Herausgeber P.A. Vermeer

## 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 seennahen 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 Nachbarbauung 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.

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

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  $\alpha_{vo}$  und der undränierten Scherfestigkeit

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).

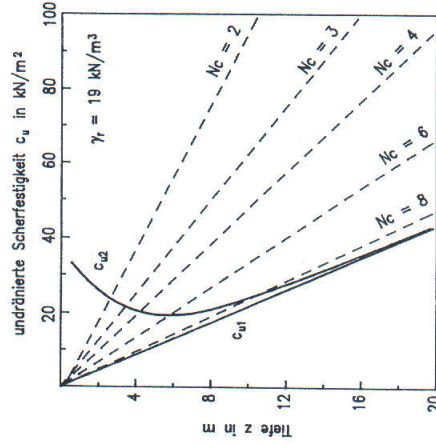


Abb. 1 Klassifizierung von senkrechten Einschnitten in weichen, tonigen Böden

Wie aus Abbildung 1 für den tiefenabhängigen Verlauf der undränierten Scherfestigkeit  $c_{u,z}$  mit

$$c_{u,z} = \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{vz} \quad (\text{Seeton } \lambda_{cu} \approx 0,24) \quad (2)$$

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 undränierte Scherfestigkeit mobil-

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 undrännierten 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

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

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

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

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).

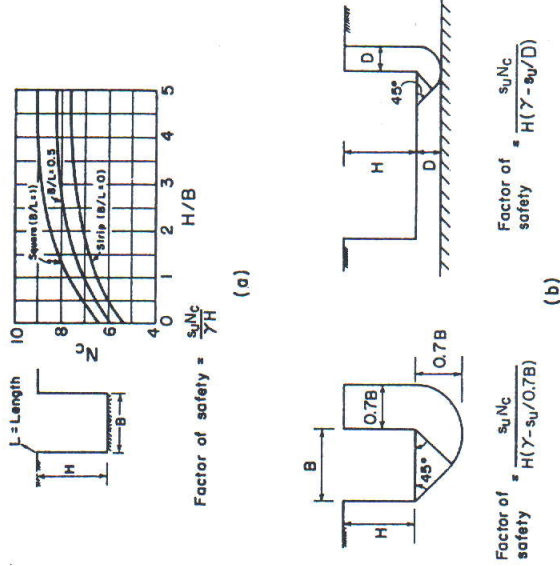


Abb. 2 Ansätze zur Ermittlung der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle aus Clough/Schmidt (1972)

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.

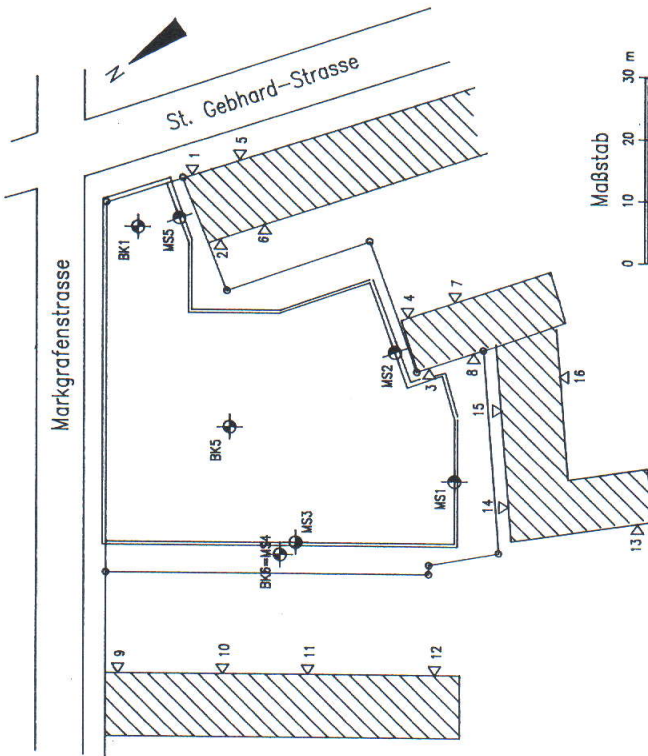


Abb. 3 Baugrubensituation im Grundriß

**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  $d < 0,002$  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 Tonen 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.

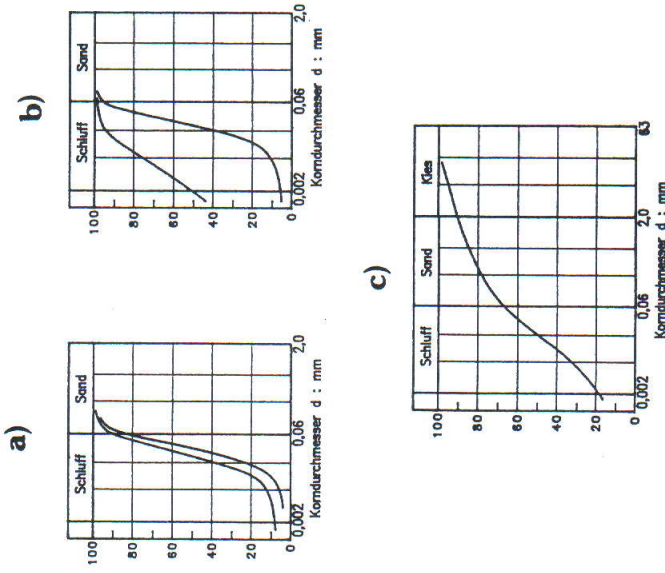


Abb. 4 Kornzusammensetzung des See- und Beckentones

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 Bohrlägerverbau mit konventioneller Holzaustfachung. 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 Bohlräger 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 dem im Abstand von 2 m stehenden Bohrlägern anstatt der Holzaustfachung überschnittene Austfachungspfähle 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 Bohrfahlwand Durchmesser 90 cm bis in die Kiese ausgeführt. Im Bereich von MS 2 wurde die Bohrfahlwand 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 meißtechnischer 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 Meißquerschnitten.
- Messung der Horizontalverformungen der Baugrubenumschließung über die gesamte Länge an insgesamt fünf Meßstellen. Hierzu wurden an den Stahlprofilen der Bohlräger sowie an den Bewehrungskörben der Bohrpfähle Inklinometermeßrohre angebracht, in welchen die Messungen mit einer Neigungsmeißsonde erfolgte. Der Meißpunktabstand betrug 0,5 m, womit kontinuierliche Polygonzüge 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 Holzaustfachung sowie mögliche Fließerscheinungen unterhalb der Baugrubensohle gemessen werden.
- Messung der Ankerkräfte in allen Meißquerschnitten mit hydraulischen Kraftmeißgebern.
- Messung der Grundwasserstände innerhalb der Baugrube während der Aushubarbeiten zur Beurteilung der Auftriebssicherheit der Baugrube infolge der gespannten Grundwasserverhältnisse in den Moränenkiesen.

### 3.5 Beispielhafte Darstellung von Meißergebnissen

#### 3.5.1 Allgemeines

Nachfolgend werden einige Ergebnisse aus dem Meißprogramm für die Meißstellen 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 Meßebene vier Einzelmessungen durchgeführt. Da die an den Bohrlägern angebrachten und in den Bohrpfählen einbetonierten Inklinometermeßrohre mit den darin eingelassenen Meßachsen über die Träger- bzw. Pfahlhänge 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 Koptverschiebung 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 Meißpegel zwischen zwei Bohrlägern 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

übereinstimmen. Als äußere Belastung wurde die Horizontalkomponente der Ankerkraft sowie näherungsweise ein Momentanteil 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 Bohrläger wurde mit einer zulässigen Biegezugspannung im Lastfall HZ von  $180 \text{ N/mm}^2$  ermittelt. Als zulässige Beanspruchung der Bohrfähle wurde das Bemessungsmoment aus der statischen Berechnung zugrundegelegt.

Aus den Meißergebnissen lassen sich bezogen auf die Meißstellen folgende Erkenntnisse ableiten.

### 3.5.2 Meißstelle 1

Nach dem Setzungsverlauf der in Abbildung 3 ausgewiesenen Meißpunkte 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 Meißpunkten Nr. 14 und 15 von maximal 0,5 cm (Punkt Nr. 14) eingestellt.

Aus den Ankerkraftmessungen hat sich die Ankerkraft bis zum Erreichen des Vollaushubs, 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 Festlegkraft 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  $65 \text{ kN/m}^2$  etwa in Höhe der Stützung zurückgerechnet werden. Der rechnerische Belastungsnulldruck 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 Aushubs bis zur Baugrubensohle ergaben lediglich Veränderungen der Verformungen, die im Bereich der Meißgenauigkeit lagen. Der Verlauf der Biegelinie macht deutlich, daß innerhalb des See- und Bekkents, trotz der zwischen den Bohrlägern 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 Beanspruchung von etwa 3 %. Die geringe Ausnutzung der Bohrträger bis etwa nur zur Hälfte der zulässigen Beanspruchung liegt daran, daß die Berechnungsvorgaben des geotechnischen Prüfers bei der Bemessung der Verbaulemente als möglicher oberer Grenzfall berücksichtigt wurde, was zu massiveren Querschnitten führte.

Meßstelle 1

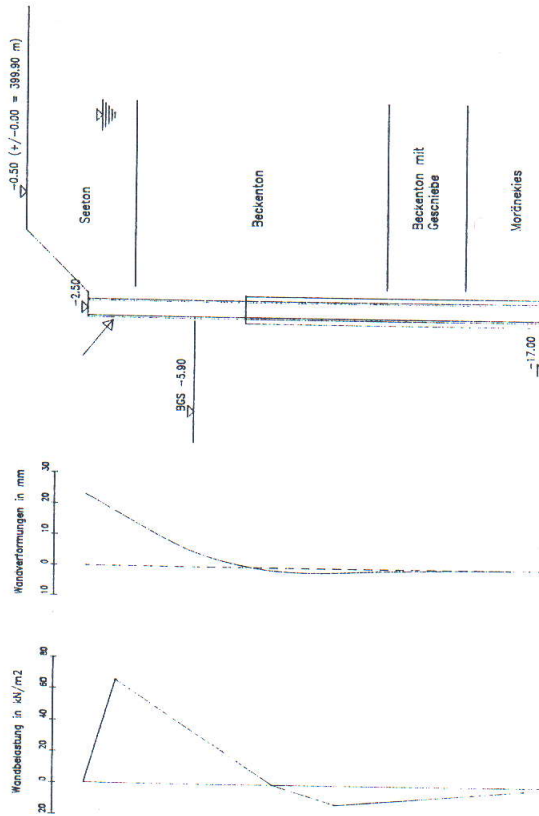


Abb. 5 Gemessene Wandverformung und rückgerechnete Belastung im Lastfall Vollaushub

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

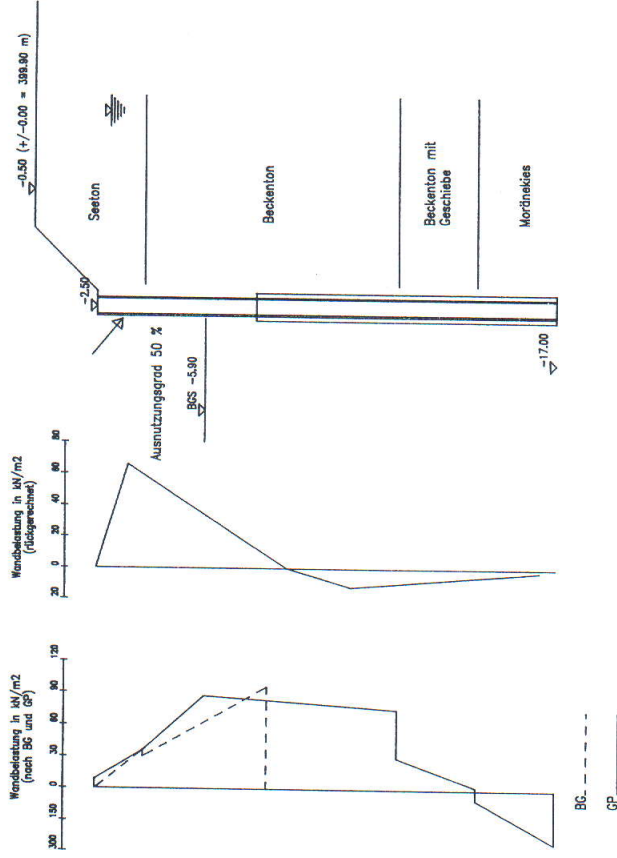


Abb. 6 Gegenüberstellung der Wandbelastung im Lastfall Vollaushub

### 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 betragen 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 eingetretene Gesamtsetzung 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<sup>2</sup> 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<sup>2</sup> am Wandkopf aufweist, liegt daran, daß das Fundament des angrenzenden Gebäudes ein Widerlager im Pfahlkopfbereich bildet, was zu einer scheinbaren Bodenreaktion führt.

Meßstelle 2

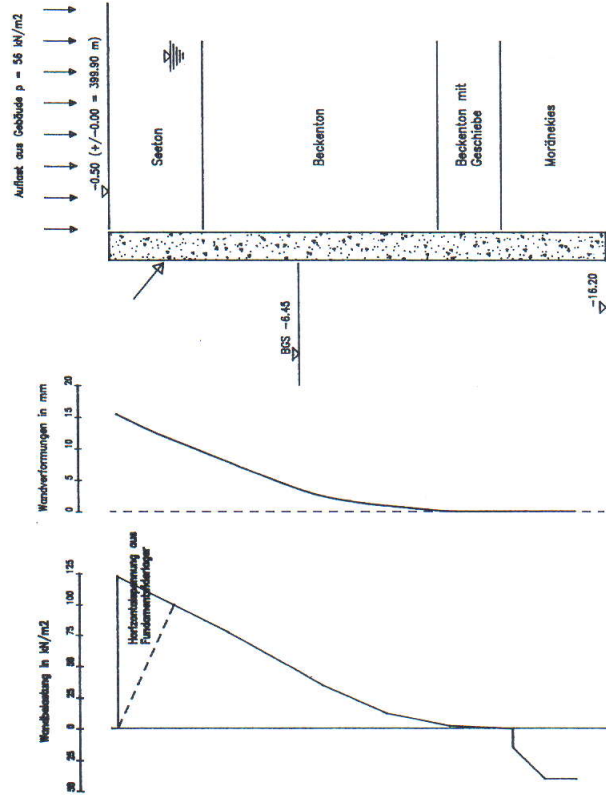


Abb. 7 Gemessene Wandverformung und rückgerechnete Belastung im Lastfall Vollaushub

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 Verformungsnullpunkt 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 Erwärdenstand 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

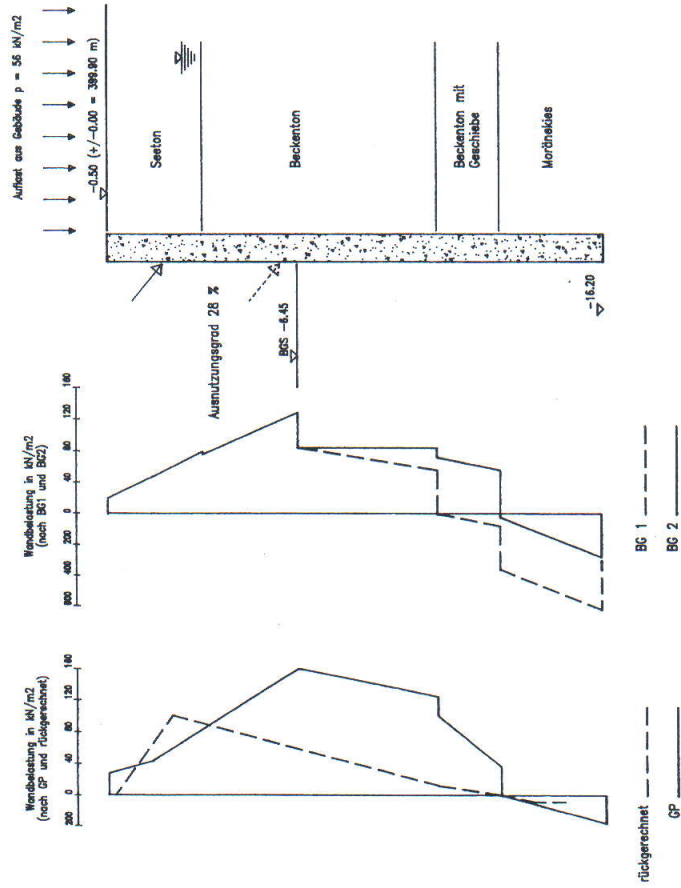


Abb. 8 Gegenüberstellung der Wandbelastung im Lastfall Vollaushub



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 Grenzbeobachtung 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 Grenzbeobachtungen 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