Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 106 (1988)
Heft: 29

Artikel: Baugrubenerstellung
Autor: Vollenweider, U.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-85772

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 04.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Baugrubenerstellung

Baugrund

Geologische Übersicht

Das Bauwerk Regenbecken liegt auf der von Limmat und Oberwasserkanal gebildeten Werdinsel. Geologisch gese-

VON U. VOLLENWEIDER, ZÜRICH

hen wird der Baugrund bis in grössere Tiefe von Seeablagerungen und Schottern gebildet, die während und nach dem Schlierenstadium der letzten Eiszeit abgelagert wurden. Moräne oder glazial vorbelastete Sedimente folgen erst in Tiefen von mehr als 30 m und sind für das Bauvorhaben nicht mehr von Bedeutung.

Baugrundschichtung

Bis in die bautechnisch relevante Tiefe von 30 m wird der Baugrund im wesentlichen von folgender Schichtfolge gebildet: kiesig-sandiger Limmattalschotter, sandiger Limmattalschotter und sandig-siltige Seeablagerungen. Beim Schotter handelt es sich um spät- und nacheiszeitliche, bei den Seeablagerungen um eiszeitliche Sedimentationsfolgen. Das geologische Profil, Bild 1, zeigt vereinfacht den allgemeinen Schichtaufbau. Bild 2 zeigt den Streubereich der Kornverteilung dieser drei unterschiedlichen, für die allgemeine Baugrundbeschaffenheit jedoch typischen Baugrundschichten.

Kiesig-sandiger Limmattalschotter

Die oberflächlich lagernden Limmattalschotter sind von der Beschaffenheit sehr wechselhaft und reichen von kiesigem Sand bis zu grobem Kies mit Geröll. Die Mächtigkeit dieser Schotter reicht bis in 7 bis 12 m Tiefe ab OK Gelände. Wesensmerkmale dieser Schotter sind die grosse Durchlässigkeit und die starke Streuung in der Lagerungsdichte. In geringer Mächtigkeit von 1 bis 2 m wird der Schotter von einer weichen Deckschicht aus Überschwemmungssedimenten und künstlicher Auffüllung überlagert.

Sandige Limmattalschotter

Unter dem grobkörnigen Schotter folgt eine aus Feinsand bis leicht kiesigem Sand gebildete Zwischenschicht. Die Mächtigkeit dieser Übergangszone von Schotter zu Seeablagerungen ist sehr unterschiedlich und beträgt 0 bis 6 m. Im Aufbau dieser vorwiegend mitteldicht gelagerten Zwischenschicht dominieren Mittel- und Grobsande. Typisches Merkmal dieser Zone ist die sehr grosse Grundbruchgefährlichkeit.

Siltig-sandige Seeablagerungen

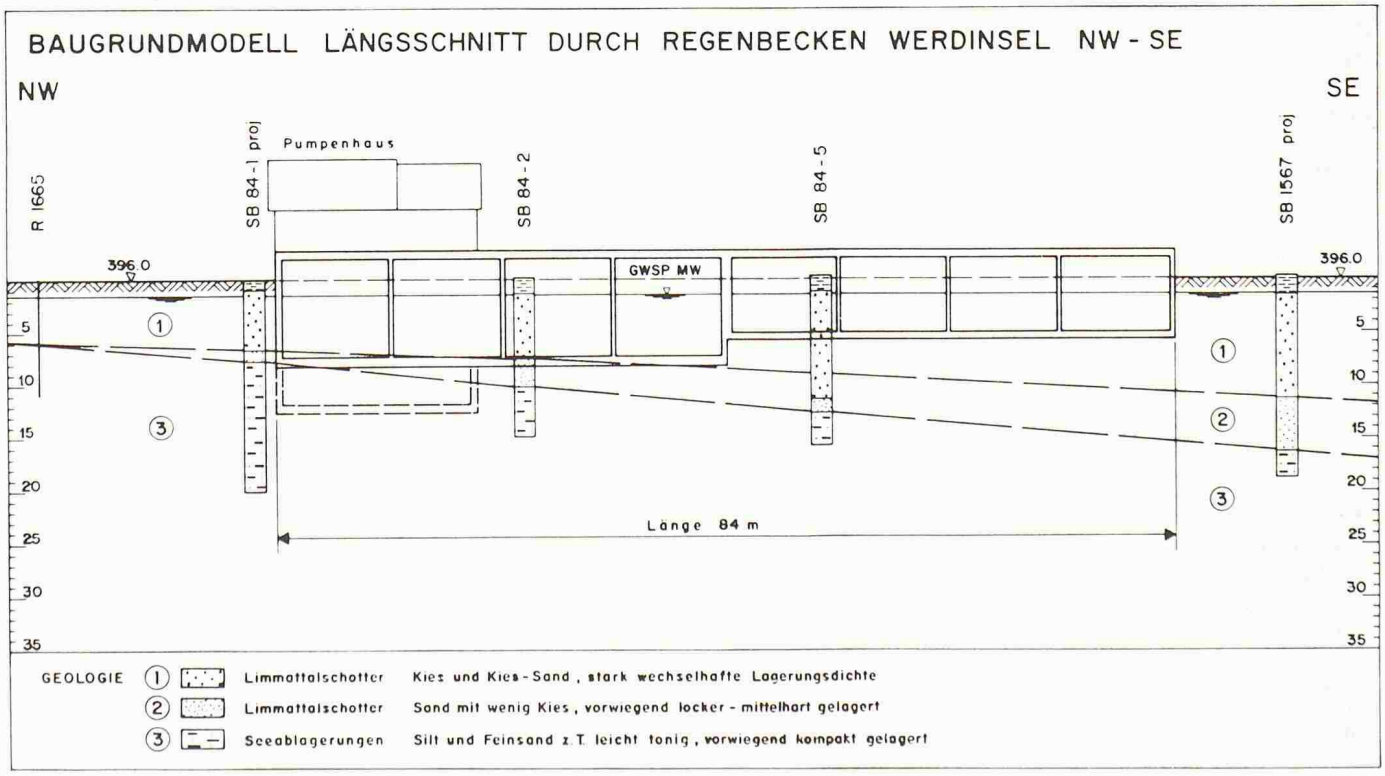
Unter den Schottern folgen feingeschichtete Silte und Feinsande, untergeordnet durchsetzt mit einzelnen tonig-siltigen Zwischenlagen. Die Seeablagerungen sind, obschon glazial nicht vorbelastet, recht kompakt gelagert, wenig durchlässig und wie auch die sandigen Schotter stark grundbruchgefährlich.

Grundwasser

Das Bauwerk liegt im Grundwasserstromgebiet des Limmattales. Eine überlagernde Strömung besteht zusätzlich vom Kraftwerk-Oberwasserkanal in Richtung Limmat. Der Grundwasserspiegel schwankt, Extremlagen eingeschlossen, zwischen Kote 393,5 und 396,0 m, das heisst zwischen 0 und 2,5 m Tiefe ab OK Gelände. Der Mittelwasserspiegel liegt etwa auf Kote 394,5, das heisst 1,5 m unter OK Gelände.

Der obere Limmattalschotter als eigentlicher Grundwasserträger ist sehr durchlässig, während die tieferen siltigsandigen Seeablagerungen nur noch eine bescheidene Durchlässigkeit aufweisen und kaum als Grundwasserträger bezeichnet werden können.

Bild 1. Geologisches Profil durch Bauwerk



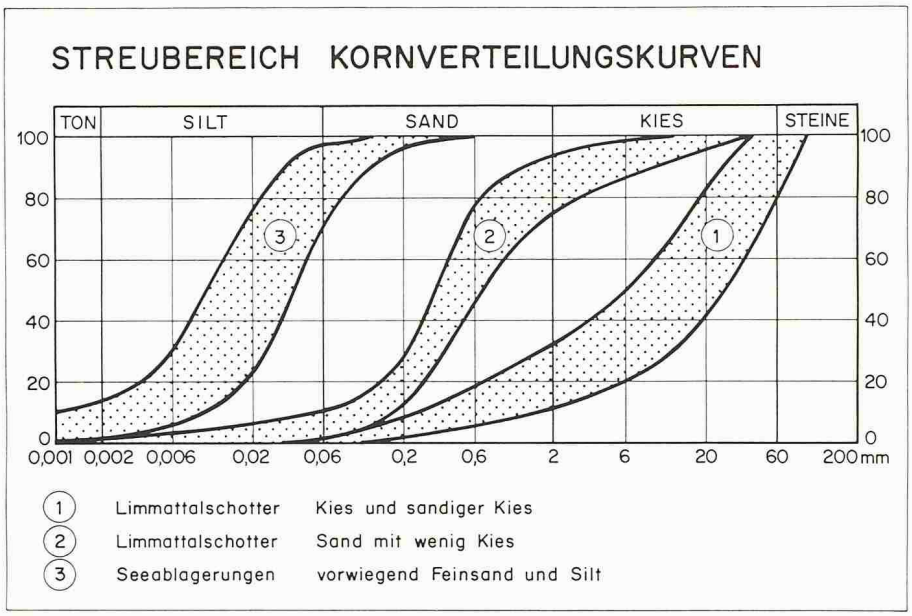


Bild 2. Kornverteilung typischer Baugrundschichten

Bodenkennwerte

Als Grundlage für die Bemessung der Baugrubenumschliessung stand das Ergebnis einer umfassenden und gut dokumentierten Baugrunduntersuchung [1] zur Verfügung. Die Wahl der Bemessungswerte stützt sich auf die geologische Beschreibung, das Ergebnis zahlreicher Feld- und Laboruntersuchungen sowie auch auf empirische Erfahrung von ähnlichen Bauwerken in vergleichbaren Böden.

Die Baugrundeigenschaften lassen sich mit den geotechnischen Bodenkennwerten nach Tabelle 1 umschreiben. Die Tabelle enthält sowohl einen Satz repräsentativer Richtwerte im Sinne eines vorsichtig gewählten Erwartungswertes, als auch eine Schätzung der Extremwerte zur Abgrenzung des mutmasslichen Streubereiches.

Tabelle 1. Geotechnische Kennwerte

Geotechnische Kennwerte					
Schicht	Gewicht	Scherfestigkeit		Steifigkeit	Durchlässigkeit
	γ_e' (kN/m³)	Φ' (Grad)	c' (kN/m²)	M_E(MN/m²)	k(m/s)
Limmattalschotter kiesig-sandig	22 (21–23)	35 (33–40)	0 (0)	50 (30–100)	$5 \cdot 10^{-3}$ (10^{-2}–$5 \cdot 10^{-4}$)
Limmattalschotter sandig	22 (20–22)	32 (30–38)	0 (0)	30 (20–60)	$5 \cdot 10^{-4}$ (10^{-3}–10^{-5})
Seeablagerungen siltig-feinsandig	20 (19–21)	27 (25–35)	0 (0–20)	20 (15–40)	10^{-7} (10^{-6}–10^{-9})

Qualifizierung der geotechnischen Kennwerte
Wert: vorsichtig gewählter Erwartungswert (Bemessungswert)
(Wert): mutmasslicher Streubereich (Extremwerte)

Baugrubensicherung

Umschliessung

Der Bau des Regenbeckens bedingt die Erstellung einer Baugrube von rund 65 × 88 m Grundrissfläche. Entsprechend der stark abgestuften Beckenkonstruktion ist auch die Aushubtiefe stark unterschiedlich und reicht von minimal 4 m auf Seite Ablaufkanal bis maximal 12,5 m beim Pumpenhaus. An eine offene Baugrube war wegen der hohen Wasserspiegellage (HW = 0,5 m unter OK Gelände) und der grossen Durchlässigkeit der Schotter nicht zu denken.

Als Baugrubenabschluss wurde aus technischen und wirtschaftlichen Erwägungen eine verankerte Spundwand gewählt. Auf die Ausführung der anfänglich vorgesehenen Schlitzwand im Bereich des Pumpenhauses wurde unter Inkaufnahme gewisser Risiken verzichtet. Für die Länge der Spundwand waren sowohl statische Kriterien – Bemessung auf Erddruck und Wasserdruck – als auch konstruktive Kriterien – Einbindung in die undurchlässigen Seeablagerungen zur Erhöhung der Grundbruchsicherheit und zur Verringerung der Wasserhaltung – entscheidend. Die Spundwandlänge variierte von minimal 15 bis 17 m entlang der Westseite bis maximal 25 m im Bereich Zulaufkanal und Pumpenhaus auf der Ostseite. Zur Sicherung der Baugrubenumschliessung wurden mehrfach injizierbare Stabanker Ankerklasse 3 mit einer Gebrauchslast V_G=320 kN bzw. 460 kN ausgeführt. In Abhängigkeit der Aushubtiefe waren 1 bis maximal 4 Ankerlagen erforderlich.

Wasserhaltung

Die Wasserhaltung, als Teil der Baugrubensicherung, erfolgte über 6 Filterbrunnen und eine zum Teil mehrstufige Wellpoint-Anlage. Mit den Filterbrunnen waren die grobkörnigen Schotter und mit den Wellpoints die siltig-sandigen Bodenschichten zu entwässern. Zur Gewährleistung der hydraulischen Grundbruchsicherheit und zur Erhöhung des passiven Erddruckwiderstandes reichten die entlang der Baugrubenumschliessung angeordneten Wellpointfilter bis 3 m unter UK Spundwand. Wegen der hohen Grundbruchgefährlichkeit der sandigen Schotter und der siltig-feinsandigen Seeablagerungen kam einer gut funktionierenden Wellpointanlage grosse Bedeutung zu.

Bemessung

Für die Bemessung der Spundwand, (Profiltyp und Länge) und die zu installierende Ankerkraft (Ankerlage und Stützkraft je m Wandlänge) waren im wesentlichen folgende Punkte von entscheidender Bedeutung:

a) Wahl der Wasserdruckverteilung
b) Wahl des Erddruckwiderstandes
c) Wahl des statischen Berechnungsmodelles

Wasserdruckverteilung

Im vorliegenden Fall bestimmt zur Hauptsache der Wasserdruck die Beanspruchung der Spundwand. Der Einfluss des aktiven Erddruckes ist dagegen von geringerer Bedeutung. Da über die wirkliche Wasserdruckverteilung, das heisst über die Grösse des Druckabbaues infolge Umströmung der Spundwand Unsicherheit bestand, wurde bezüglich Wasserdruckverteilung eine eher konservative Annahme getroffen (Bild 3).

Erddruckwiderstand

Ebenso entscheidend wie die Wahl der Wasserdruckverteilung sind auch die Annahmen bezüglich des passiven Erddruckes. Die Ermittlung des Bemessungserddruckes erfolgte mit den Scherfestigkeitsparametern der Tabelle 1 und unter Berücksichtigung einer negativen Wandreibung $\delta = -\frac{1}{3}\varphi'$ und einer Partialsicherheit $m = 1{,}5$. Diese Vorgabe ergibt zum Beispiel für die scherfestigkeitsmässig schwächste Schicht, die Seeablagerung, einen passiven Erddruckbeiwert $K_{ph} = 2{,}4$. Bezogen auf den mutmasslichen Mittelwert ($\varphi' = 30°$ und $\delta = \frac{1}{2}\varphi'$) erhält man damit eine Sicherheitsreserve auf Bruch von rd. $m = 2$.

Berechnungsmodell

Für den statischen Nachweis der mehrfach abgestützen Wand wurde das im Bild 4 skizzierte starrplastische Berechnungsmodell gewählt. Dieses Modell gibt eine auf der sicheren Seite liegende Traglastberechnung. Durch die Wahl vorsichtiger Erd- und Wasserdruckannahmen erhält man auch eine ausreichende Sicherheit für die Bemessung der Wandverankerung.

Wegen des grossen Einflusses der schwer bestimmbaren Verformungen des Baugrundes (passiver Erddruckbereich) kann die Wandverformung nur näherungsweise abgeschätzt werden. Unter der Annahme, dass zur Mobilisierung des angesetzten Erdwiderstandes (rd. 50% E_{pmax}) eine Wandverschiebung von 1 bis 1,5% der entsprechenden Überlagerungshöhe erforderlich sei, ergibt sich für den kritischsten Querschnitt (Aushubtiefe 10 bis 12 m) eine maximale Wandverschiebung von 100 bis 150 mm. Eine solche Verschiebung wurde im vorliegenden Fall (keine Gefährdung von Nachbarbauten durch Geländesetzungen) als Grenzwert in Kauf genommen.

Wandbemessung

Je nach Wandquerschnitt bzw. Aushubtiefe waren Spundwände von minimal 17 m (Larssen 23 StSp 37) bis maximal 25 m Länge (Larssen 25 StSpS) erforderlich. Zur Stützung der Wand waren 1 bis 4 Ankerlagen mit einer installierten Ankerkraft von minimal 100 kN/m (Aushub 4 m, 1 Ankerlage) bis maximal 2800 kN/m (Extremfall Pumpenhaus, Aushub 12,5 m, 4 Ankerlagen) erforderlich. Bei der durchschnittlichen Aushubtiefe von 7 bis 8 m genügten 2 Ankerlagen mit einer installierten Ankerkraft von 950 bis 1350 kN/m.

Wandstabilität

Die Wandstabilität wird, eine ausreichende Bemessung auf Erd- und Wasserdruck vorausgesetzt, durch die Wahl der Ankerlänge gewährleistet. Für den Baugrubenabschluss wurde eine minimale Geländebruchsicherheit von $F \geqq 1{,}4$ gefordert. Der Nachweis erfolgte nach der Block-Gleit-Methode unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Tabelle 1 und der Wasserdruckverteilung gemäss Angaben in Bild 3. Die Bedingung führt zu freien Ankerlängen, die je nach Baugrubenquerschnitt zwischen 15 und 26 m variierten. Teilweise wurde die Ankerlänge aber auch durch die Auflage bestimmt, dass nicht im Schotter (Grundwasserträger) verankert werden durfte.

Baugrundrisiken

Allgemeines

Mit einer wirtschaftlichen Bemessung können nie alle Baugrundrisiken ausgeschlossen werden. Sinnvollerweise werden gewisse Risiken bewusst in Kauf genommen und die betrachteten Risikofälle mittels Beobachtungen und Messungen während der Bauausführung zur Begrenzung des Risikos überwacht. Im Falle der Baugrube Werdinsel waren es vor allem folgende Einflüsse die es während der Ausführung besonders zu überwachen galt:

- Baugrundbeschaffenheit
- Porenwasserdruckspannungen
- Tragverhalten der Verankerung
- Geländesetzungen und Wandverschiebungen

Baugrundbeschaffenheit

Mit dem Fortschreiten der Baugrubenerstellung wurden systematisch die Annahmen des gewählten Baugrundmodells überprüft. Vor allem interessierte die Ausdehnung und Beschaffenheit der feinkörnigen und für das Tragverhalten der Baugrubenumschliessung kritischen Seeablagerungen. Im allgemeinen erwies sich das der Bemessung zugrundegelegte Modell als zutreffend.

Grundwasser und Porenwasserdruck

Grundwasserstände und Porenwasserdruckspannungen wurden ständig mittels Piezometern und pneumatischen Porenwasserdruckgebern überwacht. Zur Kontrolle der Wasserströmung und des Porenwasserdruckes wurden in 5 Messprofilen die Wasserdruckverhältnisse innerhalb und ausserhalb der Baugrube gemessen. Bild 5 zeigt zum Beispiel für den Messquerschnitt Pumpenhaus und die letzte Aushubphase das Ergebnis der Messungen. Eine ähnliche Wasserdruckverteilung wie in Bild 5 dargestellt, wurde auch in den anderen Messquerschnitten beobachtet. Die Messungen zeigten, dass die Berechnungsannahmen nach Bild 3 vertretbar waren. Weder bezüglich hydraulischen Grundbruchs noch übermässiger Wasserdruckbelastung wurde je eine kritische Lage festgestellt.

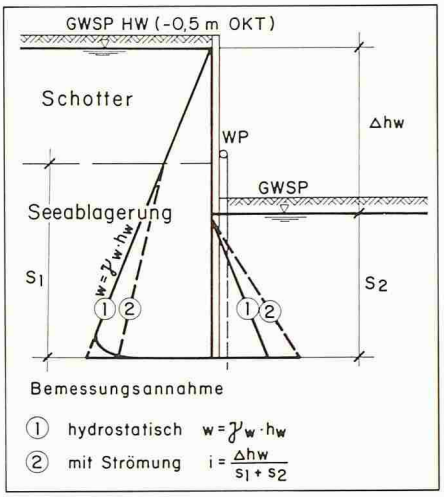
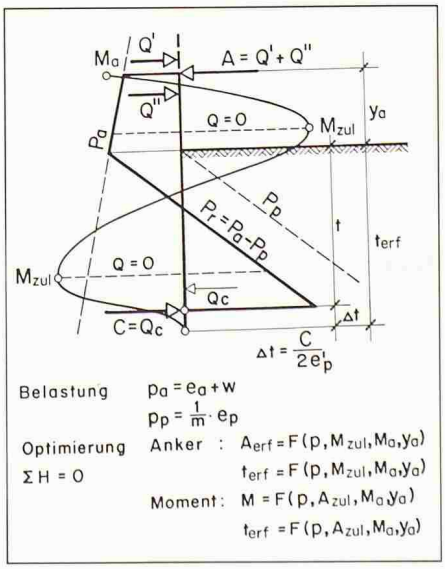


Bild 3. Annahme Wasserdruckverteilung zur Bemessung Baugrubenwand

Verankerung

Im Projekt waren Erdanker mit einer Gebrauchslast von 320 kN (erste Ankerlage) und 460 kN (2. bis 4. Ankerlage) vorgesehen. Durch besondere Vorversuche (12 Anker) und ein umfangreiches Kontroll- und Prüfprogramm (ausführliche Spannproben bei 5 bis 10% aller Anker) wurden Möglichkeit und Zuverlässigkeit der Verankerung überprüft. Nach anfänglichen Schwierigkeiten konnte auch für die Verankerung in den Seeablagerungen das hoch gesteckte Ziel eines Ankers von 460 kN Gebrauchslast bei 645 kN Prüflast un-

Bild 4. Berechnungsmodell Wandstatik; Bemessungsfall Wandfuss eingespannt



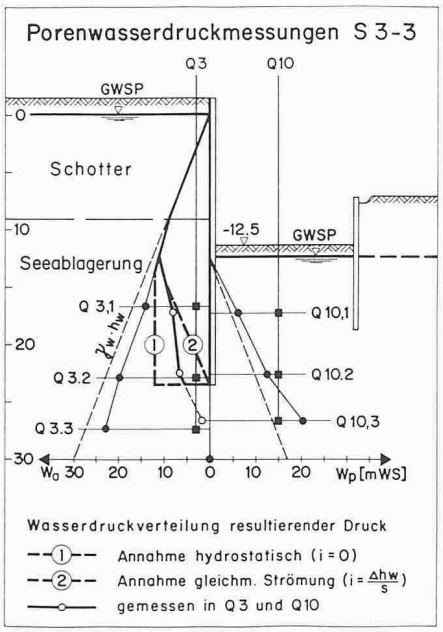


Bild 5. Ergebnis Porenwasserdruckmessung in kritischstem Wandquerschnitt

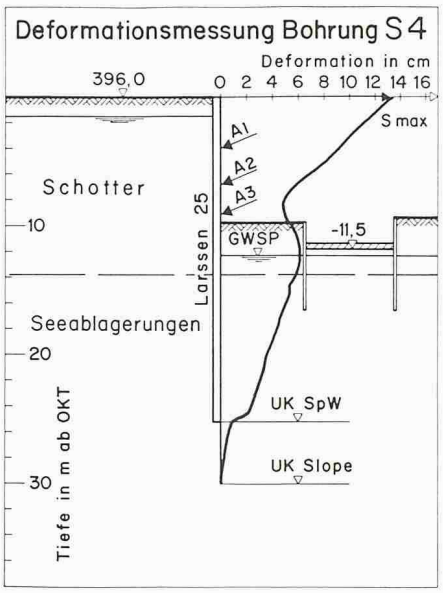


Bild 6. Ergebnisse der Deformationsmessungen mit Slope-Indicator, Fall Wandverkippung

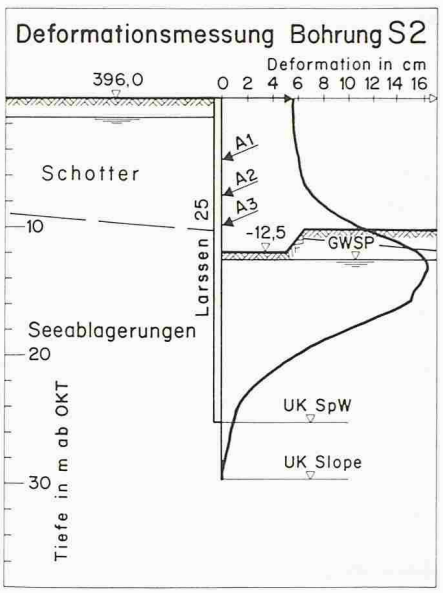


Bild 7. Ergebnisse der Deformationsmessung mit Slope-Indicator, Fall Wanddurchbiegung

ter Erfüllung der Kriterien nach SIA 191 erreicht werden. Bezüglich Ausführung und Prüfung der Anker waren die in [2] dargelegten Empfehlungen und Richtlinien zu beachten.

Wandstabilität

Zur Kontrolle der Wandstabilität einschliesslich der Geländesetzungen und Wandverschiebungen wurden 5 Slope-Indikatoren und 18 geodätische Messpunkte installiert und vermessen. Als kritisches Mass der Wandverschiebung wurde auf Grund erdstatischer Überlegungen ein Wert von 100 bis 150 mm angesetzt. Während der Bauausführung zeigte sich, dass dieses als Grenzwert betrachtete Mass zum Teil überschritten wurde. Die maximal gemessenen Wandverschiebungen lagen bei 130 bis 180 mm und wären ohne entsprechende Gegenmassnahmen (Wiedereinschüttungen, etappenweiser Aushub, zusätzliche Verankerungen) noch höher ausgefallen. Die beobachteten Wandverschiebungen sind sowohl eine Folge der grossen Schubverformung des verankerten Baugrundkörpers (Bild 6) als auch eine Folge des geringen Widerstandes im Bereich der passiven Erddruckbildung (Bild 7).

Erkenntnis des Projektverfassers

Hinsichtlich der Baugrubenerstellung waren eine Reihe von Erfahrungen zu machen, die sich sowohl auf die Konstruktion und Bemessung der Baugrubenumschliessung als auch auf die Submission und die Ausführung dieser Arbeiten beziehen. Die ausführungsbezogenen Probleme werden in einem getrennten Beitrag behandelt.

Spundwand

Mit der gewählten Spundwandlösung war man für den tiefsten Teil der Baugrube (Pumpenhaus - 12,5 m) sowohl aus ausführungstechnischen als auch aus statischen Gründen an die Grenzen der Realisierbarkeit gestossen. Als Folge des grossen Wasserdruckes (HW = 0,5 m ab OK Gelände) bei gleichzeitig geringer Baugrundfestigkeit und Steifigkeit (Seeablagerung: $\varphi' = 27°$, M_E = 20 MN/m²) ergab sich eine Wandbeanspruchung, die auch mit dem stärksten Spundwandprofil (Larssen 25 StSpS, M_{zul} = 640 kNm) ohne örtliche Überbeanspruchung nicht mehr aufzunehmen war. Die Slope-Indikator-Messungen (Bild 7) zeigen, dass in der kritischsten Bauphase die Spundwand über die Streckgrenze ($M \geqq 1050$ kNm) beansprucht wurde. Zwar hat das Wandsystem als Mechanismus mit drei plastischen Gelenken noch eine beachtliche Traglastreserve, doch müsste diese Reserve mit sehr hohen Verformungen ($s > 200$ mm) erkauft werden, was kaum mehr als zulässig erachtet werden darf.

Aus statischen und baupraktischen Überlegungen muss für den gegebenen Baugrund und die gewählte Baumethode die erreichte Tiefe von 12,5 m als Grenztiefe betrachtet werden. Grössere Tiefen wären nur noch mit einer steifen Schlitzwand oder aber mit einer anderen Baumethode (Unterwasserbeton, abgeschottete Baugrube usw.) zu erreichen gewesen. Aus dieser Sicht muss es als Glücksfall gewertet werden, dass auf den vormals vorgesehenen Grundwasserdücker (Kieskoffer 2 m Stärke) verzichtet werden konnte. Ausserdem bereitete das Schlagen der Spundwände von 25 m Länge grosse Mühe und verunmöglichte teilweise auch eine nachträgliche Rückgewinnung.

Wandverformungen

Die Wandverformungen wurden unterschätzt. Obschon aus Stabilitätsgründen ($F \geqq 1{,}4$) sehr lange freie Ankerstrecken von 18 bis 26 m gewählt wurden, mussten als Folge der geringen Steifigkeit der tieferen Bodenschichten noch erhebliche Schubverformungen des gesamten verankerten Baugrundkörpers in Kauf genommen werden. Bei der Baugrube Werdinsel waren durch Schub erzeugte horizontale Geländeverschiebungen (Bild 6) von 50 bis 100 mm eingetreten. In einem Falle führten diese Bewegungen dazu, dass die Baugrubensohle zur Widerstandsmobilisierung teilweise wieder belastet werden musste.

Berechnungsmodell

Das starrplastische Berechnungsmodell zur Berechung der Schnittkräfte von Baugrubenwänden ist vertretbar. Den Deformationsbedingungen zur Erzeugung der Momentumlagerung und der grossen Wandverformung zum Aufbau des Erddruckwiderstands ist jedoch Beachtung zu schenken. Müssen die Wandverformungen beschränkt gehalten werden, so sind die gewählten Berechnungsannahmen sorgfältig zu überprüfen. Für den Erddruckbeiwert sollte in diesem Falle ein Partialsicherheitsfaktor $m \geqq 2$ und im Berechungsmodell (Bild 4) das negative Kopfmoment $M_A < 0{,}5\ M_{zul}$ gewählt werden.

Die Wandverschiebung aus Schubverformung des verankerten Baugrund-

körpers kann bei ungünstigen Baugrundverhältnissen (hoher Wasserdruck, kleine Baugrundsteifigkeit) auch bei ausreichender Stabilitätssicherheit ($F \geqq 1{,}4$) ohne weiteres ein Mass von 0,5 bis 1,0% der Aushubhöhe erreichen. Soll eine solche Verformung vermieden werden, so muss eine grössere freie Ankerlänge (höhere Geländebruchsicherheit) oder ein anderes Bauverfahren gewählt werden.

Wasserhaltung

Die Bemessung und das Konzept der Wasserhaltung mit Filterbrunnen und Wellpointanlage hat sich aus statisch-konstruktiver Sicht (Wasserdruckbelastung, hydraulischer Grundbruch, Wasseranfall aus Baugrubensohle) bewährt. Unterschätzt wurde dagegen der Wasseranfall durch die Spundwandschlösser. Vor Ausführung der Arbeiten wurde mit einem maximalen Schlosswasseranfall von rd. 10 l/min. und m² benetzte Fläche (sandiger und kiesiger Schotter) gerechnet. Auf Grund der gemessenen Pumpmengen muss geschlossen werden, dass der Schlosswasseranfall aber 20 bis 30 l/min und m² betragen haben muss.

Der 2. Teil der Artikelfolge zum Regenbecken Werdinsel folgt im Heft Nr. 32

Literatur

[1] Dr. *H. Jäckli AG:* Geologische Untersuchung Regenbecken Werdinsel 1976/77 und 1984, unveröffentlicht.

[2] *U. von Matt, R. Bressan:* Boden- und Felsanker, «Schweizerischer Ingenieur und Architekt», Heft 7/87.

Adresse des Verfassers: *U. Vollenweider*, dipl. Bauingenieur ETH/SIA/ASIC, Dr. Vollenweider AG, Hegarstrasse 22, 8032 Zürich.

Generationensprung zum Supercomputer an der ETH

An der ETH Zürich wurde ein Supercomputer Cray X-MP/28 installiert, der für die Schweizer Hochschulforschung einen wichtigen Schritt zum wissenschaftlichen Hochleistungsrechnen bedeutet. An der ETH Lausanne wird zudem im Herbst dieses Jahres - neben dem bestehenden Cray-1S, dessen Kapazitäten heute ausgebucht sind) - ein Cray-2/2-256 den Betrieb aufnehmen.

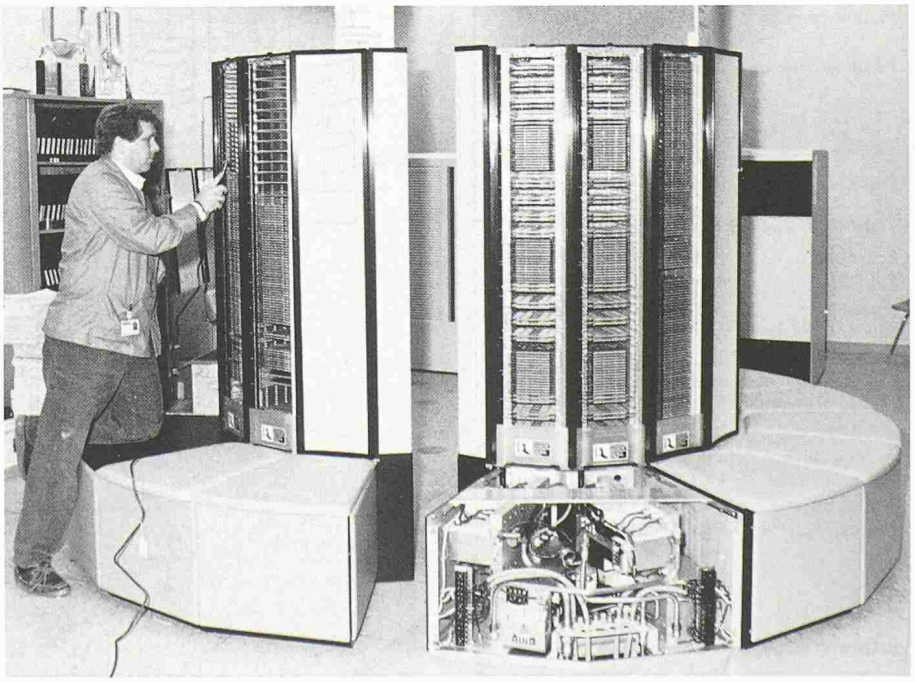
Der schweizerische Schulratspräsident stellte für die beiden Maschinen sowie die notwendige Erweiterung des Rechenzentrums der ETHZ 27 Mio. Franken zur Verfügung. Der vom Bund den Hochschulen für die Periode 1986–91 zugesagte Informatikkredit wird damit noch nicht angebraucht; dieser soll für die erst kommende Generation eines nationalen Hochleistungsrechners ab etwa 1990/91 reserviert bleiben.

ETHZ - früher Hochburg, heute im Nachholbereich

1950 wurde in Zürich der erste Rechenautomat an einer europäischen Hochschule aufgestellt (der Z4 von K. Zuse, noch aus elektromagnetischen Bauelementen zusammengesetzt), und Persönlichkeiten wie die Professoren *E. Stiefel, H. Rutishauser, A.P. Speiser* begründeten an der ETHZ eine frühe Hochburg der numerischen Mathematik. Eine Lücke in der Entwicklung und Ausbildung entstand in den siebziger Jahren, als die Einführung eines vollen Informatikstudiums regelrecht verschlafen wurde.

Seit Beginn der achtziger Jahre hat sich das Blatt wieder gewendet, wie Prof. *C.A. Zehnder* als Vertreter der Schulleitung an einer Presseorientierung festhielt. Die Abteilung für Informatik wurde 1981 gegründet und ist heute mit gegen 900 Studenten eine der grossen ETHZ-Abteilungen. Nachdem nun vorerst die ingenieurmässige Verankerung der Informatik gesichert werden konnte, sei jetzt der Schritt ins Gebiet der Spitzennumerik angezeigt.

Bedarf für Hochleistungsrechner dringend

Die nachhaltigste Forderung nach Supercomputern kommt heute von Seiten der Naturwissenschafter und Ingenieure. Sie müssen leistungsfähige Parallelrechner einsetzen, um international an der Spitze mithalten zu können. Die Forschungsschwerpunkte liegen hier, laut Angaben von Dr. *W. Seehars*, Direktor Informatikdienste, auf den

Der neue Supercomputer Cray X-MP/28 wird im Juli 1988 den Betrieb an der ETH Zürich aufnehmen. Damit wird ein wichtiger Schritt der Schweizer Hochschulforschung zum wissenschaftlichen Hochleistungsrechnen möglich (Bild: Comet)