

Einfluss von Porenwasserüberdruck und Grundwasserabsenkung auf die Stabilität einer Baugrube

Autor(en): **Gautschi, M.A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **93 (1975)**

Heft 26

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-72772>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

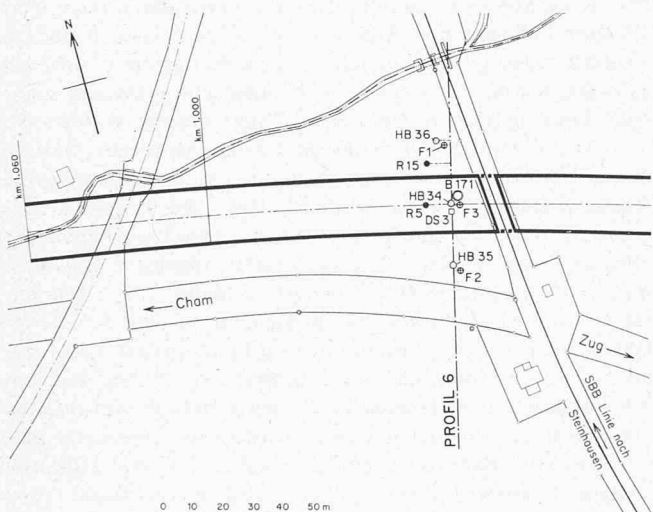
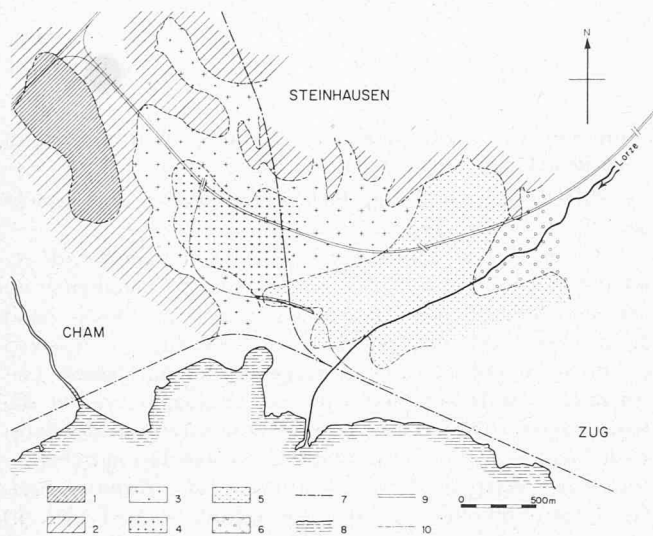
Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Einfluss von Porenwasserüberdruck und Grundwasserabsenkung auf die Stabilität einer Baugrube

Von M. A. Gautschi, Zürich¹⁾

DK 624.131



1. Einleitung

Das Bauwerk, welches Gegenstand dieser Zeilen bildet, liegt nahe des Nordufers des Zugersees in der Ebene zwischen Cham, Steinhausen und Zug. Mit der Autobahnverzweigung N4/N4a und den Anschlüssen ist ein Strassennetz im Bau, das zusammen mit den bereits bestehenden guten Eisenbahnverbindungen das lebhafteste Interesse der Wirtschaft auf sich zieht.

Bild 1 zeigt eine Übersicht der geologischen Verhältnisse. Im Westen, längs der Anhöhe des Städtlerwaldes, liegt der Molassefels nur unbedeutend unter der Oberfläche, um dann gegen Osten rasch in grosse Tiefe abzutauchen. Er wird von einer Moräne überdeckt, die ihrerseits ein vom Gletscher geprägtes Becken formt, dessen unregelmässige Begrenzung in der Abbildung gut erkennbar ist. Die vom Gletscher zurückgelassene Mulde wurde zunächst mit gletschernahen Seeablagerungen aus Sand und Silt, später aus tonigem Silt und schliesslich durch Seekreide angefüllt. Der Seespiegel lag ursprünglich um 419 m ü. M., sank dann mit fortschreitender Erosion des Felsriegels bei Cham um 3 bis 4 m und erreichte durch künstliche Eingriffe im Mittelalter die heutige Kote von 413 m ü. M. Die Ebene wurde damit trockengelegt und von Osten her mit Sand und Kies des Lorzedeltas teilweise überdeckt. Der Grundwasserspiegel liegt aber auch heute noch nahe der Terrainoberfläche, und das Land wird bei starken Regenfällen über grössere Gebiete unter Wasser gesetzt.

¹⁾ Vortrag, gehalten anlässlich der Herbsttagung 1973 der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik in Lausanne.

Links oben:

Bild 1. Geologische Übersicht: 1 Molasse, 2 Moräne, 3 Seeablagerungen bis 20 m tief, 4 Seeablagerungen über 20 m tief, 5 sandige Übergangsschichten der Lorze, 6 Kies-Sande der Lorze, 7 SBB-Linien, 8 N 4 und N 4a, 9 Zugerseeufer, 10 Strasse H mit der Unterführung Koller-mühle

Links:

Bild 2. Lage des Bauwerkes und der Sondierungen

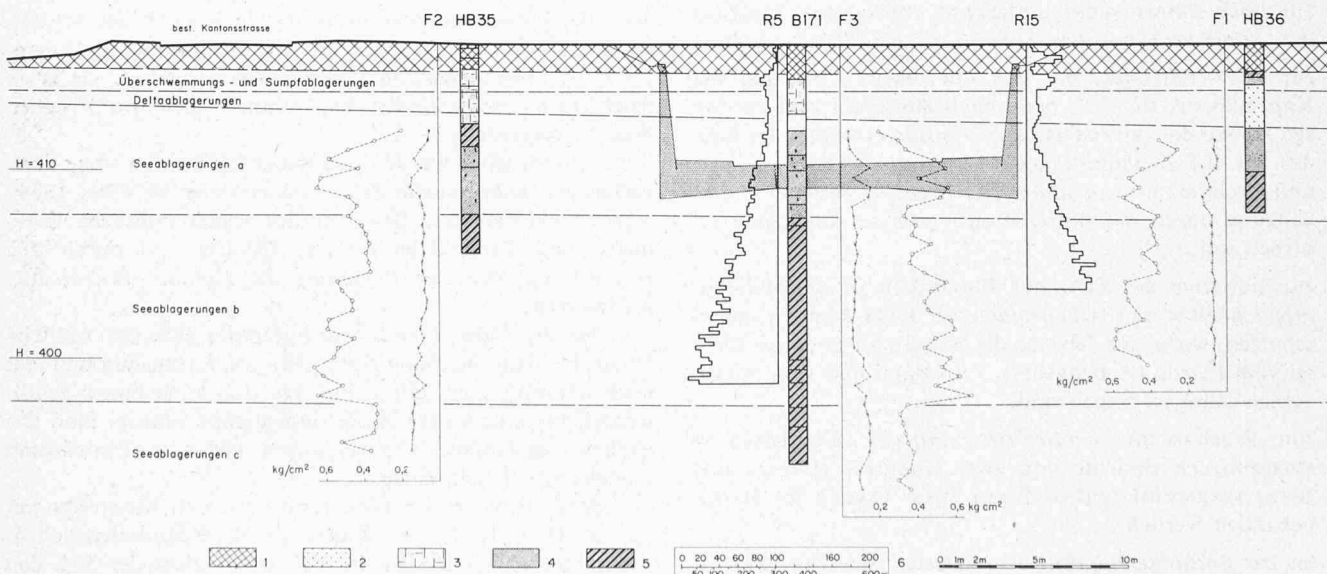


Bild 3. Querprofil mit Sondierresultaten und Aufbau des Baugrundes. 1 Auffüllung, meist Sand und Kies-Sand, 2 Sand, 3 Feinsand-Silt, 4 Silt, leicht tonig, 5 Silt, mässig bis stark tonig, 6 spezifischer Rammwiderstand w in kg/cm^2 (unten), bzw. Schläge pro 20 cm Sondeneindringung (oben); F Flügelsondierung, R Rammsondierung (VAWE-Sonde), B Kernbohrung, HB Handbohrung mit Kammerbohrer

Unser Bauwerk, die Unterführung Kollermühle, quert die SBB-Linie Knonau–Zug in unmittelbarer Nähe der Kantonsstrasse Zug–Cham (Bild 2). Das Bauwerk wurde vom Ingenieurbüro *Altorfer, Cogliatti und Schellenberg* als Wanne mit äusserer und innerer Schale projektiert, bei der ein wesentlicher Teil der Auftriebskräfte durch Zugpfähle aus Holz aufgenommen wird. Die erdstatischen Probleme der Bauphasen, die sich durch die Porenwasserüberdrücke als Folge der intensiven Rammarbeiten einerseits und die Grundwasserabsenkung andererseits ergaben, sollen Gegenstand der folgenden Zeilen sein.

2. Ausgangslage

Bild 2 zeigt die Lage der Unterführung nahe des Niveauüberganges der Kantonsstrasse Cham–Zug über die Knonauer SBB-Linie. Die natürliche Vorflut bildet der von Osten nach Westen fliessende Ochsenbach. Bild 3 gibt mit einigen typischen Sondierungen die Bodenverhältnisse wieder. Die Auffüllung, die Überschwemmungs- und Sumpfablagerungen, wie auch die Deltaablagerungen bestehen vorwiegend aus Sand, zum Teil mit organischen Beimengungen und wenig Kies. Sie weisen eine verhältnismässig gute Wasserdurchlässigkeit auf. In den bautechnisch wesentlich unangenehmeren Seeablagerungen können drei Schichten unterschieden werden. Die oberste Schicht a setzt sich aus einer Feinschichtung aus Silt, Sand und tonigem Silt zusammen. Etwa ab Kote 407 m ist nur noch toniger Silt mit wenig Siltlagen anzutreffen. Diese Schicht b zeichnet sich durch ein geringes Raumgewicht von rund $1,7 \text{ t/m}^3$, einen hohen Kalkgehalt (rund 25%) und eine ausgeprägte Strukturempfindlichkeit aus, die aus dem Vergleich der Scherfestigkeit in ungestörtem und gestörtem Zustand der Flügelversuche F1 bis F3 hervorgeht. Ab Kote 397 m wird der Seebodenlehm weniger strukturempfindlich, indem die ungestörte Scherfestigkeit (S_u) bei gleichbleibender oder eher etwas ansteigender gestörter Scherfestigkeit (S_g) absinkt. Auch hier bleibt das Raumgewicht ungewöhnlich tief ($\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$).

In diesem wenig standfesten Baugrund musste eine bis 8 m tiefe Baugrube ausgehoben werden, die neben der Kantonsstrasse liegt, in welcher verschiedene Werkleitungen verlegt sind. Der SBB-Verkehr musste mit einer Hilfsbrücke aufrecht erhalten bleiben (Bild 4).

3. Porenwasserüberdruck durch Rammarbeiten

Für die Auftriebssicherung mussten im zentralen Teil der Unterführung Holzpfähle von 22 bis 25 m Länge gerammt werden. Ihr gegenseitiger Abstand betrug 2,5 bis 3,0 m. Sie waren leicht zu rammen, betrug doch die Eindringung bei der letzten Hitze zu 10 Schläge noch über 10 cm. Die intensiven Rammarbeiten erzeugten aber in den Seeablagerungen sehr hohe Porenwasserüberdrücke. Bild 5 zeigt den zeitlichen Verlauf dieser Überdrücke an zwei Stellen in 3 verschiedenen Tiefen in rund 2 m Entfernung von den nächsten Pfählen. In 15 und 21 m unter OK Terrain stieg der Druck bis nahe an die natürliche Überlagerung und erreichte bei einer Messstelle rund 1,2 atü. Sobald die Rammung abgeschlossen war und damit auch die Scherbeanspruchungen des Untergrundes ihr Ende fanden, sanken die Porenwasserspannungen rasch ab, wobei kein wesentlicher Unterschied zwischen den einzelnen Tiefen festzustellen war.

Bei der 2. Messstelle konnte der Einfluss der Wellpoint-Absenkung beobachtet werden. Am 11. Oktober 1972 wurde die erste Wellpoint-Stufe etwa ab gewachsenem Boden in Betrieb genommen, am 5. November die zweite Stufe von einem 4 m tiefen Graben aus. Der Abbau des Überdruckes beschleunigte sich sofort in 9 m und 15 m unter OK Terrain, nicht aber in 21 m Tiefe.

Mit Recht fragte sich der projektierende Ingenieur, ob diese hohen Porenwasserdrücke die Stabilität der auszuhebenden Baugrube nicht gefährden. Bei einer Porenwasserspannung, die gleich dem Überlagerungsdruck ist, wird die Normalkraft in der potentiellen Gleitfläche neutralisiert und die Reibung wird Null. Was geschieht aber mit der Kohäsion? Um darauf eine Antwort zu erhalten, wurden in unmittelbarer Nähe von frisch gerammten Pfählen neuerdings Flügelversuche durchgeführt. Einen Vergleich mit den vor den Rammarbeiten vorgenommenen Messungen zeigt Bild 6. Die neu unter dem grossen Porenwasserüberdruck gemessenen Scherfestigkeiten (Punkte) weichen nur unwesentlich von den Werten im ungestörten Zustand (Kreise) ab. Die geringen Unterschiede dürften eher die natürliche Streuung im Boden als die Veränderung durch die Pfählung darstellen. Damit konnte festgestellt werden, dass die undrainierte Scherfestigkeit erhalten geblieben war und zur Beurteilung der Stabilität der Baugrube voll eingesetzt werden durfte.

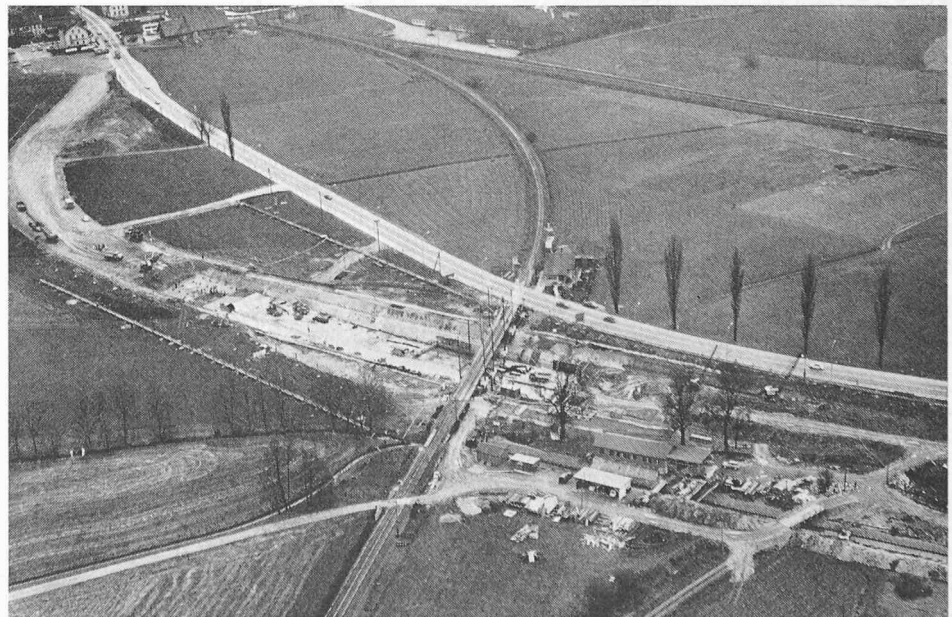


Bild 4. Übersicht über die Baustelle am 2. 4. 1973, Blick Richtung Süden

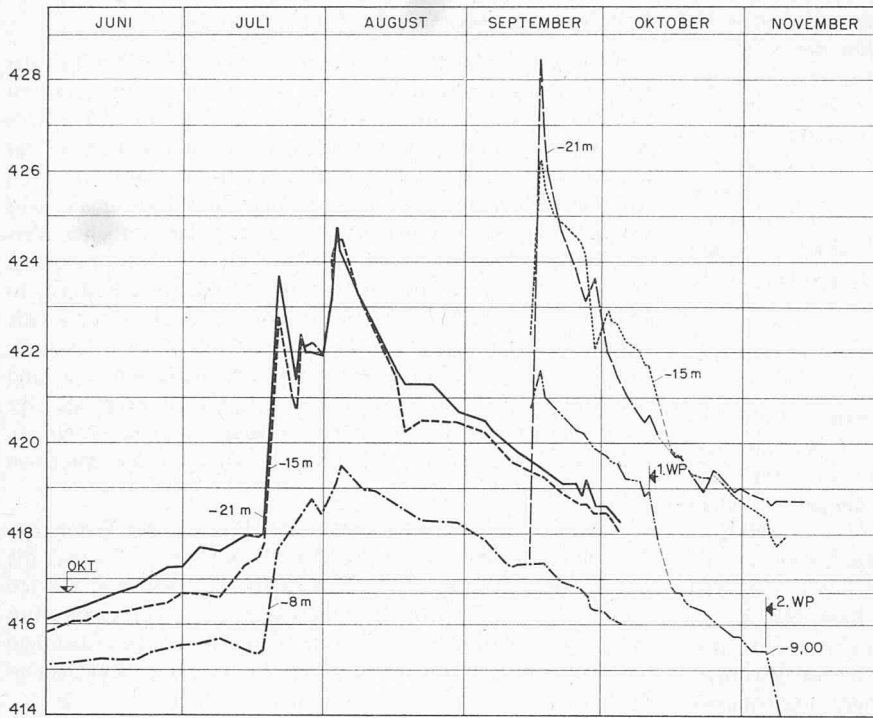


Bild 5 (oben). Porenwasserspannungen in Funktion der Zeit in verschiedenen Tiefen ab OKT, im E und N der SBB-Brücke, während und nach den Rammarbeiten

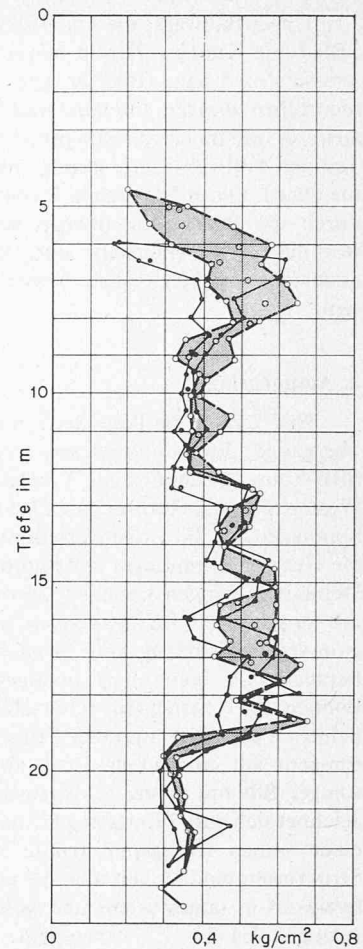


Bild 6 (rechts). Flügelversuche mit verrohrtem Gerät vor (Kreise) und unmittelbar nach (Punkte) dem Rammen der Pfähle

4. Strömungsdruck durch Grundwasserabsenkung

Nachdem die Frage der Porenwasserüberdrücke geklärt war, erhielt die Unternehmung grünes Licht für den Aushub im Schutze einer Grundwasserabsenkung mittels Wellpoint (Bilder 7 und 8).

Bereits beim Aushub des Grabens für die 2. Wellpoint-Stufe beobachtete man, dass sich der Grundwasserspiegel nicht so absenkte, wie man erhofft hatte. Einerseits stellte sich eine sehr steile Absenkkurve gegen aussen ein, andererseits wurde zwischen den Reihen im Baugrubenbereich nur eine Absenkung von rund 2,8 m je Filterstufe erreicht, so dass der Wasserspiegel noch 1 m über der zukünftigen Aushubkote lag. Möglicherweise sind die Gründe hierfür im Umstand zu suchen,

Bild 7. Blick von der Hilfsbrücke gegen E



dass der Boden feingeschichtet ist, wobei die Durchlässigkeit mit der Tiefe rasch abnimmt, und dass mindestens vom nördlich gelegenen Ochsenbach her eine Speisung gut möglich ist.

Es war nun abzuklären, welche Vorkehrungen getroffen werden müssen, um die Stabilität der Baugrube zu gewährleisten. In den dazu durchgeführten Stabilitätsberechnungen wurden Gleitflächen in der Form von Kreisbogen angenommen und die Sicherheit als Verhältnis zwischen der Summe aller stabilisierenden Momente und der Summe aller treibenden Momente in bezug auf den Kreismittelpunkt definiert. Neben dem Bodengewicht W , der Normalkraft N und dem Scherwiderstand S wurden auch die seitlichen Erddrücke E_L und E_R auf die Lamelle und der Wasserdruck U berücksichtigt. Dabei wurden die Neigungswinkel der Erddrücke E_L und E_R wie folgt angenommen:

$$\epsilon = (\delta + \alpha)/2 \leq \Phi'$$

wobei δ die Neigung der Terrainoberfläche, α die Gleitflächenneigung und Φ' den Winkel der inneren Reibung darstellen (Bild 9).

In der vorhandenen Sickerströmung wirkt der resultierende Auftrieb U senkrecht zu den Strömungslinien und wird um den Reibungsverlust (Strömungsdruck) aus der Vertikalen ausgelenkt. Zur besseren Veranschaulichung kann der Auftrieb aufgeteilt werden in die Seitendrücke U_L und U_R sowie den Auftrieb senkrecht zur Gleitfläche U_B . Geht man aus vom normalen vertikal wirkenden Auftrieb im ruhenden Wasser, der als Verminderung des Lamellengewichtes aufgefasst werden kann, so muss bei einer Wasserzirkulation eine zusätzliche Strömungskraft eingeführt werden mit einer horizontalen und einer vertikalen Komponente.

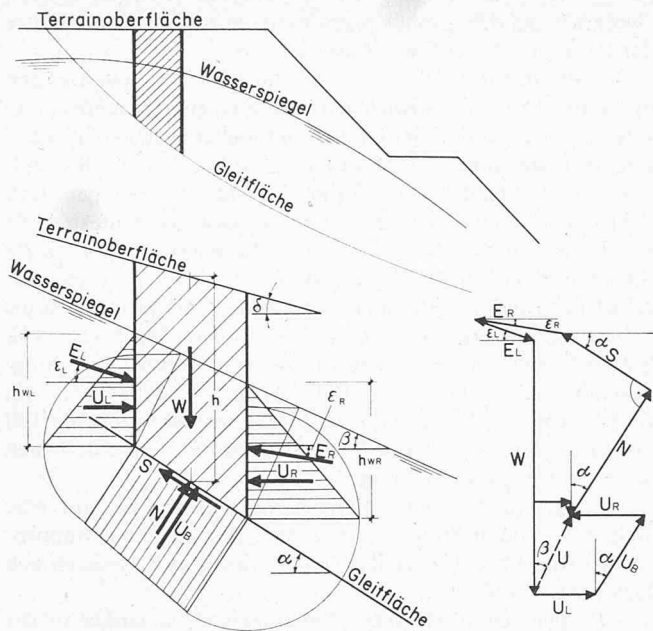


Bild 9. Angreifende Kräfte an einer Lamelle des Gleitkreises und Kräftepolygon

In Bild 10 ist zunächst der Fall A dargestellt, bei welchem der Aushub vollendet, aber der Wasserspiegel nur bis zum beobachteten Niveau abgesenkt ist. Wird eine Strömung parallel zur Wasserspiegeloberfläche angenommen, so wirken infolge Strömungsdruck zusätzliche Kräfte sowohl in horizontaler Richtung gegen die Baugrube als auch vertikal nach unten. Sie sind durch die schraffierten Flächen versinnbildlicht. Für die Berechnung wurden folgende Bodenkennwerte eingesetzt:

– *Bauzustand (undrainiert)*

	γ t/m ³	Φ'	c' t/m ²
0 bis 4 m ab OKT	2,0	32°	0
4 bis 18 m ab OKT	1,73	0	2,9 bis 5,7 linear mit der Tiefe zunehmend
> 18 m ab OKT	1,73	0	3,3

– *Dauerzustand (drainiert)*

	γ t/m ³	Φ'	c' t/m ²
0 bis 4 m ab OKT	2,0	32°	0
4 bis 18 m ab OKT	1,73	26°	1,5 bis 2,5
> 18 m ab OKT	1,73	0	3,3

Um die Baugrube trocken zu legen, hätte eine weitere Wellpoint-Stufe eingesetzt werden müssen (Fall B in Bild 11). Man hätte damit eine trockene «Auflast» erhalten unter Inkaufnahme grösserer Strömungsdrücke.

Der Fall C (Bild 10) entspricht einem etappenweisen Aushub und Einbringen des Sickerbetons, der als Auflast von rund 2 t/m² wirkt.

Die Fälle D und E in Bild 12 stellen die Lage bei extremem Hochwasser und leerpumpeter Baugrube dar, wobei einerseits wieder eine Strömung parallel zur Wasserspiegeloberfläche zugrunde gelegt wurde (Fall D) und andererseits eine solche, die bis 18 m unter Geländeoberfläche allmählich abflacht und auf 0 zurückgeht (Fall E).

Die kritischen Gleitkreise, welche mit Hilfe eines Computerprogramms ermittelt wurden, hatten ihr Zentrum durchwegs nahe der Böschungsoberkante und reichten bis zum gegen-



Bild 8. Blick von der Hilfsbrücke gegen W

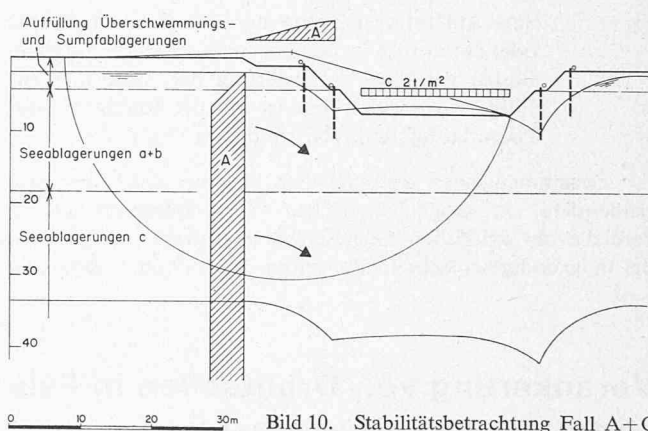


Bild 10. Stabilitätsbetrachtung Fall A+C

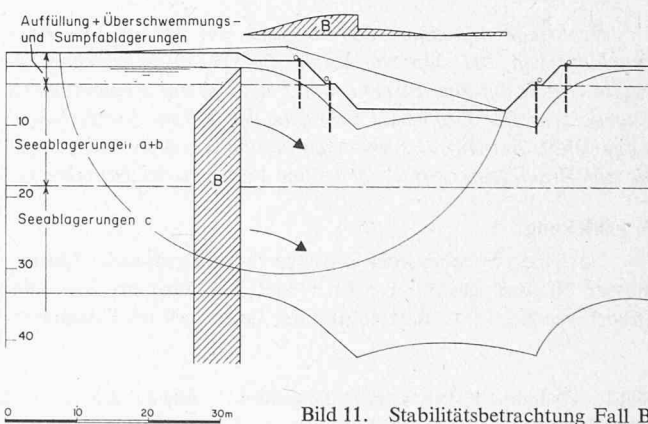


Bild 11. Stabilitätsbetrachtung Fall B

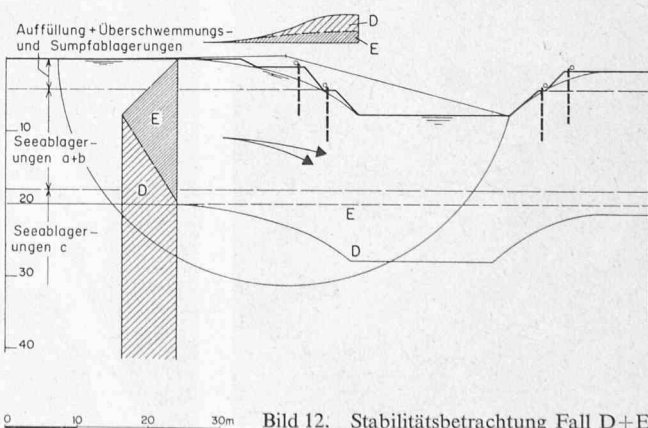


Bild 12. Stabilitätsbetrachtung Fall D+E

überliegenden Böschungsfuss. Sie ergaben folgende Sicherheiten:

		$\epsilon = 0$	$\epsilon \neq 0$
$\Phi' = 0$	Fall A	1,22	1,25
	B	1,11	1,13
	C	1,36	1,40
	D	1,04	1,09
	E	1,17	1,20
$\Phi' > 0$	D	1,58	0,99
	E	1,49	1,05

Ein Vergleich der Sicherheiten lässt folgende Schlüsse zu:

$F_A > F_B$ Die Grösse der Potentialdifferenz der Sickerströmung hat grösseren Einfluss als die Mächtigkeit der trockengelegten Schicht unter OK Baugrube.

$F_E > F_D$ Eine Abnahme der Potentialdifferenz in der Tiefe hat eine wesentliche Verbesserung der Stabilität zur Folge.

$F_A < F_C$ Eine Auflast von 2 t/m² auf der Baugrubensohle oder ein um 1,1 m weniger tiefer Aushub in diesem Boden hat eine Verbesserung der Sicherheit zur Folge, die vergleichbar ist mit der Reduktion der Potentialdifferenz von rund 2 m ($F_B < F_A$).

Zusammengefasst bedeutet dies, dass bei gegebener Baugrubentiefe ein möglichst flacher Wasserspiegelverlauf im Bereiche der kritischen Gleitflächen angestrebt werden soll. Bei tiefgründig schlechtem Baugrund ist es unter Umständen

zweckmässig, die Grundwasserabsenkung relativ weit hinter der Baugrubenböschung anzusetzen.

Stellt man die Sicherheiten mit horizontalen Seitenkräften der Fälle D und E denjenigen mit geneigten gegenüber, so zeigen sich im undrainierten Zustand nur unbedeutende Differenzen. Ganz anders verhält es sich im drainierten oder Endzustand. Während bei $\epsilon = 0$ die Sicherheiten scheinbar stark zunehmen, fallen diejenigen bei $\epsilon \neq 0$ sogar auf nahezu 1. Es ist dies darauf zurückzuführen, dass der passive Erddruck E_R im stabilisierenden Teil des Gleitkörpers mit $\alpha < 0$ tatsächlich schief nach unten wirkt und damit bedeutend geringer ist als bei $\epsilon_R = 0$ (vergl. auch C. Schindler und M. A. Gautschi: Stabilitätsprobleme bei einem grossen siltreichen Hanganschnitt, «Schweizerische Bauzeitung» 92 (1974) H. 42, S. 961–969). Die Sicherheit sinkt, wenn der stabilisierende Teil des Gleitkörpers entlastet wird, und damit vermindert sich auch die wirksame Reibung.

Aufgrund der Berechnungen verzichtete man auf eine weitere Wellpoint-Stufe und entschied sich zu einem etappenweisen Aushub mit sofortigem nachfolgendem Betonieren von Sickerbeton und äusserer Wanne.

Es bleibt dem Verfasser, allen Beteiligten zu danken für die gute Zusammenarbeit und das grosse Verständnis gegenüber den recht schwierigen bodenmechanischen Problemen, die einen überdurchschnittlichen Aufwand an Sondierungen und Messungen notwendig machten. Besonders sei der ausführenden Firma Heinrich Hatt-Haller für das Überlassen der Photos gedankt.

Adresse des Verfassers: M. A. Gautschi, dipl. Ing. ETH, ASIC, Geotechnisches Büro Dr. A. von Moos, Bachofnerstrasse 5, 8037 Zürich.

Verankerung von Drahtseilen in Fels

Von E. Kessler, H. Dietrich und H. Bindschädler, Zürich

DK 624.023.94

Drahtseile mit einem Durchmesser von 70 mm und einer Bruchlast von 281 Mp wurden in Perkussionsbohrlöchern in gutem Granit auf eine Strecke von 2 bis 3 m mit Zementmörtel eingegossen. Die Drahtseile waren in der Verankerungsstrecke aufgeweitet. Bei Ausreissversuchen konnte die Belastung jeweils bis zum Bruch gesteigert werden, ohne Versagen der Hafistrecke.

1. Einleitung

Für einen Spezialzweck mussten dicke Drahtseile (Durchmesser 70 mm, garantierte Bruchlast 281 Mp) im Fels verankert werden. Einer Befestigung der Drahtseile an Felsankern

standen keine grundsätzlichen technischen Probleme entgegen. Diese Konstruktion bedingt jedoch hohe Kosten für Felsanker, Seilvergussköpfe und Stahlhaken zur Verbindung von Felsankern und Drahtseil; diese können eingespart werden, wenn die Drahtseile in den Felsbohrlöchern – die andernfalls für die Felsanker benötigt würden – direkt mit Mörtel eingegossen werden. Bei dieser Lösung ergab sich eine Reihe technischer Fragen: Löst sich das Seil unter Last infolge Querkontraktion vom Mörtel? Führt das unterschiedliche Dehnungsverhalten von Drahtseil und Mörtel zu einem Progressivbruch? Wie kann die Verankerung konstruktiv günstig beeinflusst werden?

Bild 1. Hydraulische Presse für Drahtausreissversuche

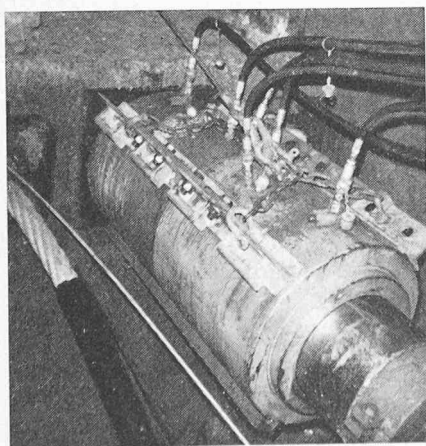


Bild 2. Zerrissenes Seil nach dem Entfernen der Presse

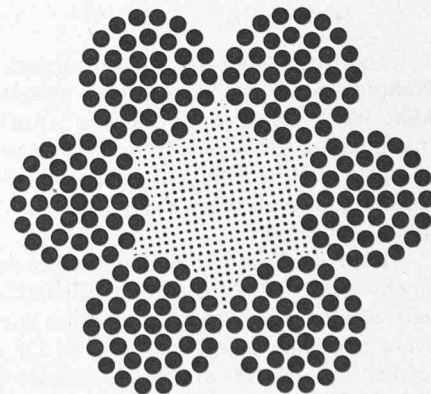


Bild 3. Querschnitt des untersuchten Seiltyps von 90 mm Durchmesser