

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 86 (1968)  
**Heft:** 29

**Artikel:** Fundierung eines Geschäftshauses in Vevey  
**Autor:** Wackernagel, Andreas  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-70079>

#### **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:** 22.02.2026

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

## Fundierung eines Geschäftshauses in Vevey

Von A. Wackernagel, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbureau Gebrüder Gruner, Basel

DK 624.152:725.2

### Einleitung

Die Neue Warenhaus AG, Zürich, hat von 1964 bis 1967 in Vevey eine Filiale erstellt. Architekten: Burckhardt Architekten SIA, Basel, E. Pfäuti, architecte, Vevey. Ingenieure: Tappy et Duttweiler, ingénieurs civils SIA, Vevey, Gebrüder Gruner, Basel.

Das Gebäude hat fünf Obergeschosse, Erdgeschoss und zwei Untergeschosse. Es liegt an der Rue d'Italie bei der Place Ste-Claire und umfasst ein ganzes Strassengeviert (Bild 1). Die bestehenden Gebäude in diesem Gebiet weisen wegen des infolge Seenähe hochstehenden Grundwasserspiegels keine Untergeschosse auf und sind im Schotter fundiert, der von der Veveyse abgelagert wurde. Anfänglich wurden für den Neubau trotz der Anordnung von zwei Untergeschossen keine besonderen Schwierigkeiten erwartet. Zur Abklärung der Untergrundverhältnisse wurden vier Sondierbohrungen (Bild 1) abgeteuft. Diese ergaben jedoch, dass unter der oberflächlichen, 5 bis 9 m starken Kiessandschicht Seebodenlehm vorhanden war, der ein sorgfältiges Studium des Bauvorganges nötig machte.

### Geologie und geotechnische Eigenschaften des Untergrundes

Die in den Sondierbohrungen festgestellte geologische Schichtenfolge ist aus Bild 2 ersichtlich. Folgende Materialien wurden erschlossen: Kiessand der Veveyse, Stärke 5–9 m; Seebodenlehm mit sehr hohem Wassergehalt und geringer Konsistenz, mit einzelnen Sandlinsen, Stärke 5–8 m; Grundmoräne, Stärke 2–4 m; Roter Molassefels, hart, Oberfläche in einer Tiefe von 18–21 m. Der Grundwasserspiegel wurde in einer Tiefe von 2 m angetroffen.

Die oberflächliche Kiessandschicht stellt einen tragfähigen Baugrund dar. Er verteilt die Gebäudelasten auf den darunterliegenden, wenig tragfähigen, grauen Seebodenlehm. Einzelne, den Bohrlöchern entnommene Proben aus der Schicht des Seebodenlehmes wurden im Laboratorium *H. B. de Cérenville*, Lausanne, geprüft. Das Trockenraumgewicht beträgt  $1,20 \div 1,48 \text{ t/m}^3$ ; der Wassergehalt liegt bei  $32,9 \div 46,2\%$ . Die Fliessgrenze beträgt  $39,3 \div 47,2\%$ ; die Ausrollgrenze  $19,8 \div 29,5\%$ . Der Wassergehalt liegt demnach nahe bei der Fliessgrenze. Die festgestellte Scherfestigkeit beträgt  $0,1 \div 0,5 \text{ kg/cm}^2$ . Die entsprechenden Kornverteilungskurven sind in Bild 3 dargestellt.

Diese Ergebnisse konnten verglichen werden mit den Ergebnissen einer grösseren Versuchsserie. Diese war mit Seebodenlehm des Genfersees in der Nähe der Baustelle anlässlich der 1961 eingetretenen Rutschung am Quai Perdonnet von *Bonnard und Gardel* und dem Laboratoire Géotechnique de l'EPUL durchgeführt worden. Sie ergaben im Mittel

ein Trockenraumgewicht von  $1,25 \text{ t/m}^3$  und einen Wassergehalt von  $41,7\%$ . Die Fliessgrenze ergab sich zu  $36,9\%$ , die Ausrollgrenze zu  $22,6\%$ . Der Wassergehalt lag hier also über der Fliessgrenze. Die Scherfestigkeit betrug  $0,2 \div 0,3 \text{ kg/cm}^2$ . Das im Bereich des Neubaues vorhandene Material entsprach somit dem Seebodenlehm des Genfersees. Es lag jedoch bezüglich Scherfestigkeit und Wassergehalt etwas günstiger. Die unter dem Seebodenlehm vorhandene, aus Ton, Sand und Kies bestehende Moräne ist fest gelagert. Der Wassergehalt liegt im allgemeinen unter der Ausrollgrenze.

Der Felsuntergrund ist rote, harte Molasse. Der grösste Höhenunterschied im Bereich des Neubaues beträgt rund 3 m.

### Wahl der Fundierungsart und des Bauverganges

Das Raumprogramm sah die Ausführung von zwei Untergeschossen vor. Somit reichte die Baugrubensohle  $7 \div 8 \text{ m}$  unter die Bodenoberfläche und  $5 \div 6 \text{ m}$  unter den Grundwasserspiegel. Die Fundamentsohle lag im Bereich des Seebodenlehms.

Beim Ausheben einer Baugrube unter diesen Verhältnissen bestand die Gefahr, dass sich im weichen Seebodenlehm Gleitflächen ausbilden und somit Teile der Strasse und

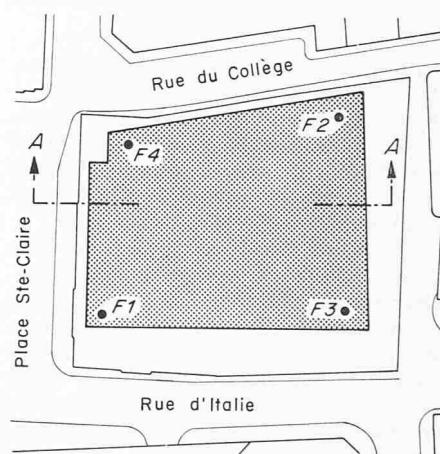


Bild 1. Lageplan 1:1000. F<sub>1</sub> bis F<sub>4</sub> = Sondierbohrungen

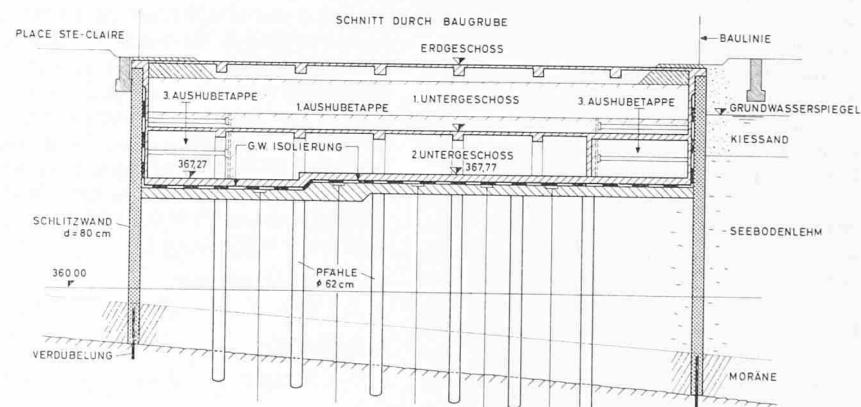


Bild 2. Schnitt A—A (Bild 1), Massstab 1:500

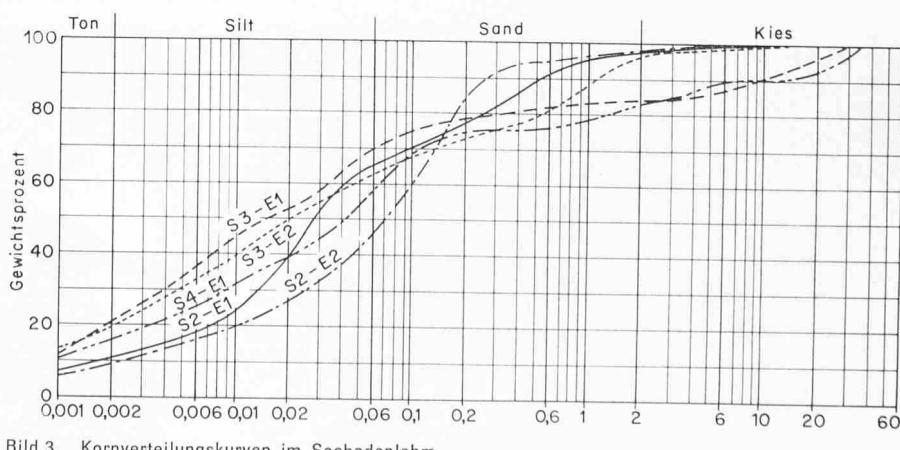
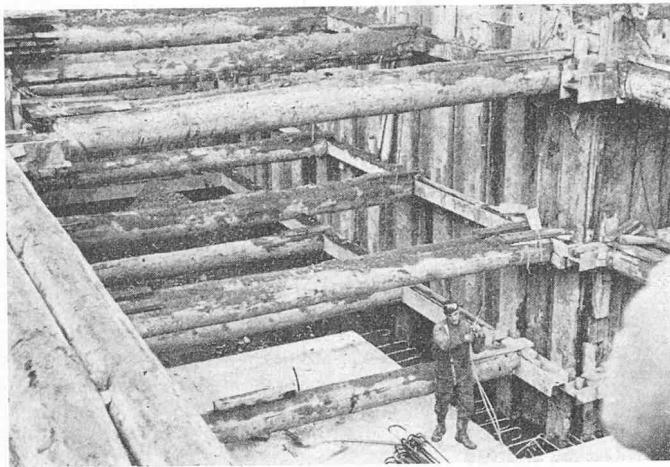


Bild 3. Kornverteilungskurven im Seebodenlehm



der Nachbargebäude in die Baugrube stürzen. Auch konnte nicht daran gedacht werden, den Grundwasserspiegel abzusenken, da dann in der Umgebung starke Setzungen zu erwarten gewesen wären. Der Bauvorgang musste so gewählt werden, dass diese Möglichkeiten ausgeschlossen waren.

Zu diesem Zweck wurde vorgesehen, um die ganze Baugrube herum einen Baugrubenabschluss aus armierten Betonschlitzwänden zu erstellen. Diese Wände waren während des Bauvorganges von innen abzustützen. Zur Sicherstellung genügender Stabilität waren sie bis zum Fels hinunter zu treiben und in denselben einzubinden. Es wurde vorgesehen, gleichzeitig Pfähle zur Aufnahme der Lasten im Gebäudeinnern abzuteufen. Diese Pfähle,  $\varnothing 62$  cm, deren Kosten verglichen mit den Aufwendungen für die Schlitzwand verhältnismässig gering waren, wurden als notwendig erachtet, um verschiedene starke Setzungen zwischen den Fassaden, die auf Schlitzwänden ruhen, und den Innenstützen zu vermeiden.

Nach Erstellung der Schlitzwände und Pfähle konnte die Baugrube in einer ersten Etappe bis auf eine Tiefe von  $2 \frac{1}{2}$  m ausgehoben werden. Ein weiterer allgemeiner Aushub mit dem Bagger war nicht mehr möglich, da sich die Wand dann nach innen geneigt hätte. Die Baugrube musste also etappenweise in gespriessten Schlitzten im Handaushub bis auf volle Tiefe gebracht werden. Dabei war zur Aufnahme des horizontalen Erddruckes auf der künftigen

Baugrubensohle eine Betonplatte einzubauen, die an den Pfählen verankert wurde. Nach vollständiger Abteufung der Baugrube und Fertigstellung der Betonplatte wurden die horizontalen Wasser- und Erddrücke durch die Schlitzwand aufgenommen, die einerseits im Fels, beziehungsweise auf der dicht gelagerten Moräne und andererseits auf der Betonplatte in der Baugrubensohle abgestützt war. Die geringe eindringende Wassermenge konnte aus Pumpensümpfen entfernt werden.

#### Beanspruchung der Schlitzwand

Die Schlitzwand hatte die Aufgabe, die äusseren Erd- und Wasserdrücke gegen die Baugrube in jedem Bauzustand aufzunehmen. Sie kann wie ein Eisenbetonquerschnitt berechnet werden. Bei der Dimensionierung war grösste Sicherheit nötig, denn ein Versagen der Wand und ein Einbruch des halbfüssigen Seebodenlehms in die Baugrube hätte grosse Senkungen nicht nur in der unmittelbaren Umgebung, sondern auch in grösserer Entfernung von der Baugrube verursacht. In der unmittelbaren Umgebung der Baugrube stehen Geschäftshäuser, ein grosses Hotel und eine Kirche. Die Berechnung der Wand geht aus Bild 4 hervor. Es wurden folgende Bodenkonstanten angenommen:

Kiessand und Moräne

$$\gamma_e = 2,30 \text{ t/m}^3, C = 0 \quad \varphi = 30^\circ$$

Seebodenlehm

$$\gamma_e = 1,70 \text{ t/m}^3, C = 2 \text{ t/m}^2 \quad \varphi = 0^\circ$$

Bild 7. Übersicht über die Baugrube während der dritten Aushubetappe

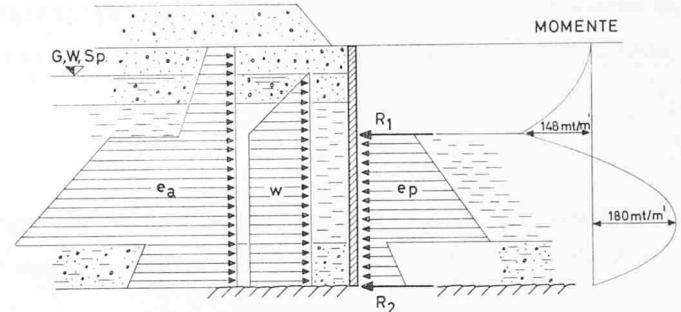
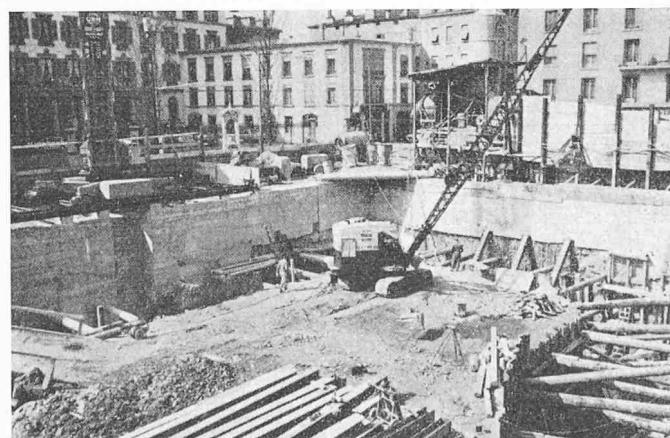


Bild 4. Beanspruchung der Wand Seite rue du Collège. Aktive und passive Erddrücke  $e_a$  und  $e_p$ , Wasserdrücke  $w$ , Auflagerreaktionen  $R$

Alle Photos Pfäuti, Vevey

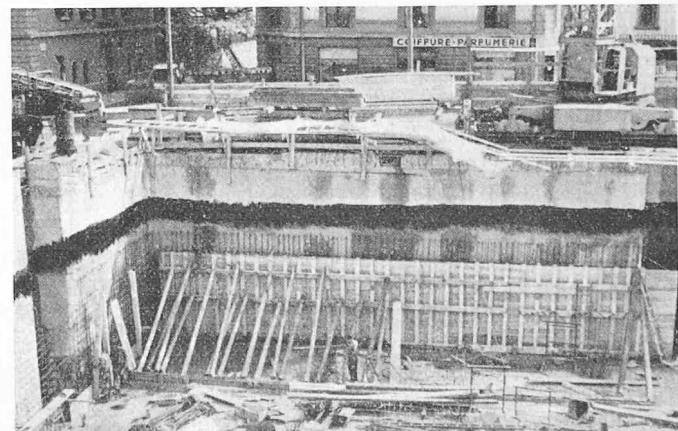
Bild 5. Spriessung der Schlitzte beim Einbringen der äusseren Wanne in der Baugrubensohle

Auf der Baugrubenseite wurde im Bereich des Seebodenlehms der passive Erddruck eingesetzt, also eine gewisse Durchbiegung der Wand zugelassen, während im Bereich der Grundmoräne nur der aktive Erddruck berücksichtigt wurde, da infolge Einspannung im Fels nur geringe Verformungen möglich sind. Bei Nachgeben der Einspannung im Fels würde jedoch in der Moräne ein bedeutender Widerstand auftreten, worin eine zusätzliche Sicherheit lag.

Der Einbindung der Wand am unteren Fusspunkt war besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Anfänglich war vorgesehen, die Wand 50 cm in die Molasse einzubinden. Auf Vorschlag der Firma Swissboring AG wurde sie stattdessen mittels dickwandiger Stahlrohre  $\varnothing 171/91$  in den Fels verdübeln. Diese 3,5 m langen Dübel wurden durch ein im Beton vertikal eingelegtes Rohr mittels einer Bohrung 1 m tief in den Fels versetzt und mit Mörtel ausinjiziert. Die Dübel wurden durchschnittlich alle 2 m angeordnet. Die Methode hatte den grossen Vorteil, dass sie wirtschaftlich war und weniger Zeitaufwand erforderte, und dass die Wand erschütterungsfrei in den Fels eingebunden werden konnte. Die Art der Verankerung ist in Bild 2 dargestellt.

Die statische Untersuchung der Wand ergab, dass mit grössten Biegungsmomenten von rund  $100 \div 170 \text{ mt/m}^2$  zu rechnen war. Dies führte zu einer Wandstärke von  $d = 80$  cm. Die Armierung der Wand wurde so bemessen, dass eine Sicherheit von  $N = 1,5$

Bild 8. Fertige Baugrube. Anbringen der Grundwasserisolation und Betonieren der inneren Wände



gegen Bruch der Wand vorhanden war. Dies ergab eine Armierung von durchschnittlich 95 kg/m<sup>2</sup>.

#### Durchführung der Fundierungsarbeiten (Bilder 5 bis 8)

Die Ausführung der Schlitzwand, die aus 28 Einzelementen bestand, wurde durch die Firma Losinger & Co AG, Bern, im April 1964 begonnen. Um die Qualität der Schlitzwand zu verbessern, schlug dieser Unternehmer vor, den Beton mittels des Colcrete-Versfahrens herzustellen. Dieses besteht darin, dass vorerst in den mit Bentonit-suspension gefüllten, fertig ausgehobenen Schlitz Steine von 6-10 cm Durchmesser eingeschüttet werden. Dieses Steingerüst wird dann mit einem Mörtel von besonders hoher Festigkeit von unten nach oben ausinjiziert, wobei die Bentonitflüssigkeit wiederum nach oben verdrängt wird. Der Mörtel wird in Mischern von hoher Umdrehungszahl hergestellt, wobei eine innigere Durchmischung von Zement und Wasser als bei normalen Mischern erreicht wird und daher höhere Festigkeiten zu erwarten sind.

Die Schlitzwandarbeiten wurden im Oktober 1964 abgeschlossen. Qualitätsprüfungen während und nach Abschluss der Ausführung zeigten, dass die geforderte Beton-Druckfestigkeit von 300 kg/cm<sup>2</sup> in einigen Elementen unterschritten wurde. Außerdem zeigte sich beim Einbau der Stahlverdübelung der Wand in den Fels und in einer Kontrollbohrung, dass die Felsoberfläche beim Aushub nicht überall erreicht worden war, sondern dass zwischen Wandunterkante und Felsoberfläche Steine vorhanden waren, die man beim Aushub als Felsoberfläche eingeschätzt hatte. Die verminderte Druckfestigkeit wurde darauf zurückgeführt, dass sich der Bentonit während dem Aushub mit dem angetroffenen

Seebodenlehm vermischt hatte und sich auf der Oberfläche des Steingerüstes absetzte, sodass die Haftung zwischen Mörtel und Steinen vermindert wurde.

Nun mussten Vorkehrungen getroffen werden, um die Sicherheit des weiteren Bauvorganges zu gewährleisten. So hat man beim Versetzen der Verdübelung am Fusspunkt der Wand im Bereich zwischen Wandunterkante und Felsoberfläche Konsolidierungs-injektionen ausgeführt. Weiter wurde zur Sicherheit gegen Hebungen in der Baugrube die Sohlenplatte mittels 12 Ankern mit einer Tragfähigkeit von je 140 t in der Felsoberfläche verankert. Die Pfahlungsarbeiten im Innern der Baugrube waren im November 1964 beendet; die Verdübelungsarbeiten mit den zugehörigen Kontaktinjektionen dauerten bis im Dezember 1964. Diese Arbeiten waren der Swissboring AG übertragen.

Im Anschluss an die Fertigstellung der Pfähle konnte der Voraushub bis auf Kote 371,50 ausgeführt werden. In einer zweiten Stufe wurde mit Hilfe von Spundwänden in der mittleren Partie die Baugrube bis zur Sohle abgeteuft und die Sohlenplatte, die als äussere Wanne diente, betoniert. Sie wurde wieder hinterfüllt. In einer dritten Stufe hat man mittels Spundwänden in der Randpartie die Baugrube abgeteuft und die äussere Wanne längs dem Rand der Baugrube erstellt. Im April 1965 war die Sohlenplatte vollständig betoniert und ausgehoben. Somit war die Baugrube bereit zum Beginn der eigentlichen Maurerarbeiten.

Die beschriebenen allgemeinen Tiefbauarbeiten wurden von der Firma Losinger & Co AG, Lausanne, ausgeführt. Dabei bewährten sich alle getroffenen Anordnungen, und die Baugrube konnte ohne besondere Schwierigkeiten fertiggestellt werden. Trotz

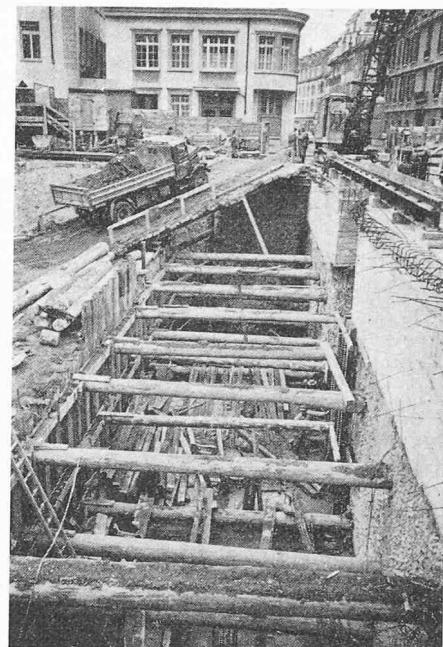


Bild 6. Fertiggestellte dritte Aushubetappe längs der Schlitzwand

des heiklen Bauvorganges ergaben sich in der Umgebung der Baugrube keinerlei Schäden noch Risse in bestehenden Bauwerken. Die wasserdiichte Isolierung aus 3-4 Lagen Bitumenjutegewebeplatten dauerte bis im Juli 1965. Im Sommer 1966 war der Rohbau beendet und im Frühjahr 1967 konnte der Neubau in Betrieb genommen werden.

Adresse des Verfassers: Andreas Wacker-nagel, dipl. Ing., bei Gebrüder Gruner, Ingenieurbureau, 4002 Basel, Postfach.

## Zur Bestimmung und Verbesserung der Scherfestigkeit einiger Materialien

DK 624.131.439.5

Von H. Zeindler, dipl. Ing. ETH, Geotest AG, Zollikofen BE

Kurzreferat, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Lausanne, 12. Mai 1967

Ing. Cambefort hat in seinem Aufsatz *Glissements de Terrain* (Zeitschrift «Sol-Soils», No. 15) sehr treffend bemerkt, dass die Stabilitätsberechnungen immer richtig seien. Dagegen sei ihr Ergebnis oft falsch, weil entweder die Materialkennwerte zu wenig genau bekannt seien oder aber weil die Instabilität gar nicht durch eine zu kleine Scherfestigkeit verursacht werde. Diese Problematik ist uns allen nur zu gut bekannt. Wir wissen aber auch um die praktischen Schwierigkeiten, welche oft die genaue Bestimmung der Ursachen von Böschungs-Instabilitäten verunmöglichen.

Obwohl sicher jeder Erdbaumechaniker im Zusammenhang mit Stabilitätsproblemen schon unangenehme Überraschungen erlebt hat, werden diese in schweizerischen Publikationen meist schamhaft verschwiegen. Dieses Referat will nun anhand von drei Beispielen über teilweise negative Überraschungen berichten, welche bei der Ermittlung und allfälligen Verbesserung der Scherfestigkeit auftraten. Alle Beispiele behandeln gewollte oder ungewollte Grossversuche im Massstab 1:1. Sie scheinen uns daher besonders wertvoll, da Grossversuche ja zu den zweckmässigsten Methoden für die Bestimmung der Grösse der Scherfestigkeiten gehören.

### Fall 1

Bild 1 zeigt ein Querprofil durch einen Hang am Aareufer in der Nähe von Bern. Im Zusammenhang mit neuen Überbauungen versuchte man, das alte, schmale Strässchen im oberen Teil des Hanges durch Aufschüttung zu verbreitern. Sofort setzte sich die ganze darunterliegende Böschung in Bewegung. Nachdem die Schüttung eingestellt worden war, verharrte auch die Rutschmasse wieder in ihrem Gleichgewicht. Nun wurde der Geotechniker beigezogen.

Die Bodenverhältnisse erwiesen sich als sehr günstig für ihn, da mit Hilfe von Rammsondierungen die Felsoberfläche, d. h. die mutmassliche Gleitfläche direkt ermittelt werden konnte. In einem Schlitz liess sich zudem nahe dieser Gleitzone durchnässtes, tonig-siltiges Material feststellen, an welchem in der Folge triaxiale Scherversuche

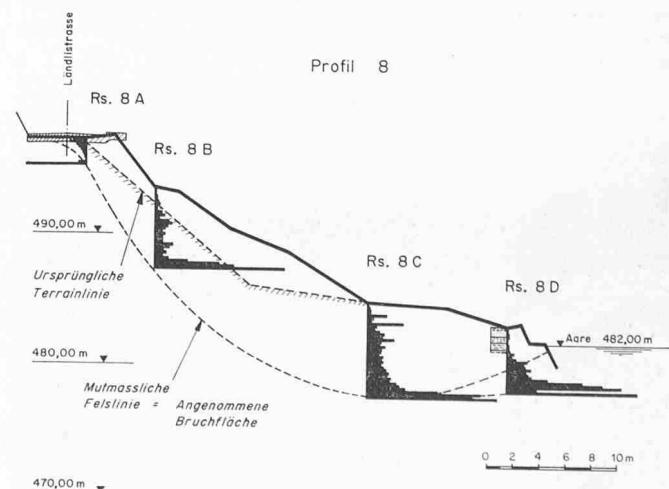


Bild 1. Rutschung Ländlistrasse. Die Schüttung zur Verbreiterung des obenliegenden Weges bewirkt das Abrutschen des Hanges