Schlitzwände als schwimmende Fundation

Autor(en): **Adamczyk, R.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 18: **Tunnelbau, Bodenmechanik**

PDF erstellt am: **28.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-72357

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Schlitzwände als schwimmende Fundation

Von **R. Adamczyk**, Zürich

DK 624.137.4

1. Allgemeines

Normalerweise werden Schlitzwände als Baugrubenumschliessungen ausgeführt, um damit die bekannten Vorteile auszunutzen:

- lärm- und erschütterungsfreie Baumethode
- statisch günstige Abschlusswand zur Herstellung freier Baugruben
- bauen von oben nach unten
- das Grundwasser mit einer abdichtenden Wand zurückhalten

Darüber hinaus werden die Schlitzwände immer mehr zur Abtragung von vertikalen Gebäudelasten herangezogen. In sandig-kiesigen Böden ist dies nicht nur zweckmässig, sondern entspricht auch der wirtschaftlichen Ausnützung der eingesetzten Schlitzwand. In diesen Fällen werden die Lasten vorwiegend über den Spitzenwiderstand der Wand in den Boden geleitet.

Wenn jedoch die Bodenverhältnisse so schlecht werden, dass der Spitzenwiderstand nicht mehr ausreicht, um die Lasten abzutragen, hat man sich bei den Schlitzwänden bisher gescheut, die Mantelreibung in Rechnung zu stellen.

Mit dem nachfolgend aufgeführten Belastungsversuch wird gezeigt, dass auch bei schlechten Bodenverhältnissen die Schlitzwand in der Lage ist, beachtliche vertikale Kräfte über Mantelreibung in den Boden zu übertragen (Bild 1).

2. Bauobjekt

Die Generaldirektion der schweizerischen PTT-Betriebe baut in Luzern-Tribschen ein Fernbetriebszentrum. Das neue Gebäude hat eine Grundfläche von rd. 4000 m². Neben 2 Untergeschossen soll das Hauptgebäude bis zu 6 Obergeschosse umfassen.

Ende 1971 schrieben *H. U. Gübelin* als Architekt und *E. Oberhänsli* als Ingenieur die Arbeiten für die Baugrubenumschliessung und die Fundationen öffentlich aus. Die geologischen Untersuchungen wurden von Dr. *H. Bendel* ausgeführt.

3. Geologie

Das neue Fernbetriebszentrum liegt rd. 500 m vom Ufer des Vierwaldstättersees entfernt. Dieses Gebiet ist wie der ganze Vierwaldstättersee durch starke Vertiefungen gekennzeichnet, die in der Eiszeit durch die Erosion entstanden sind. Nach dem Zurückgehen der Eisschicht entstanden hier grosse Seen. Das Schmelzwasser der weiter zurückgehenden Gletscher brachte viel Feinstmaterial in die Seen. So findet man im Gebiet des Krienbaches Deltaablagerungen von sehr grosser Mächtigkeit (im Gebiet des neuen Gebäudes ist die Lage der Felsoberkante unbekannt). Die Ablagerungen bestehen vorwiegend aus siltigen und tonigen Schichten, in denen kiesige Ablagerungen nur selten festzustellen sind. Torfige Schichten und Seekreideeinschlüsse nehmen landeinwärts an Mächtigkeit zu.

Im Bereich des neuen Fernbetriebszentrums ist der Aufbau des Bodens von Dr. Bendel wie folgt erschlossen worden (siehe Bild 2):

- Auffüllung bis etwa 1,5 m Tiefe. In diesem Bereich befindet sich auch der Grundwasserspiegel.
- Von 1,5 bis 11,0 m Tiefe steht toniger, stellenweise sandiger Silt an mit zum Teil starken Pflanzen- und Holzresten durchsetzt. Torfige Einschlüsse bis zu reinen Torfschichten sind häufig. Die Lagerungsdichte ist gering, der Wassergehalt beträgt bis zu 135 %.
- Ab rd. 11 m Tiefe folgt eine 1,5 bis 3 m mächtige Kiessandschicht. Sie ist mittel bis hart gelagert, der Wassergehalt ist klein (15 bis 25 %).
- Darunter folgt bis in die erschlossene Tiefe von 20 bzw. 35 m toniger Silt und toniger Sand von mittlerer Lagerungsdichte und einem Wassergehalt von 20 bis 30 %.

Bild 1. Einrichtung für den Belastungsversuch am 19 m tiefen Schlitzwandelement

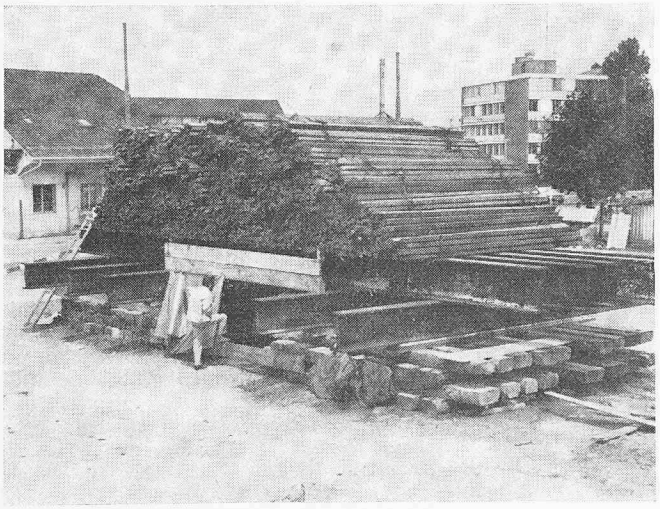
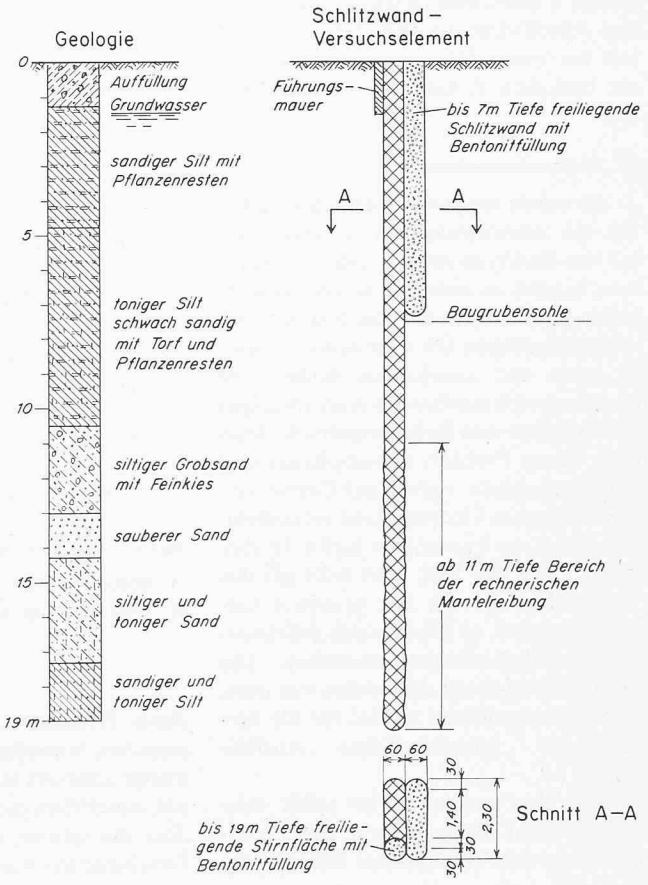


Bild 2. Geologische Aufnahme (links) und Anordnung des Schlitzwand-Versuchselementes (rechts)



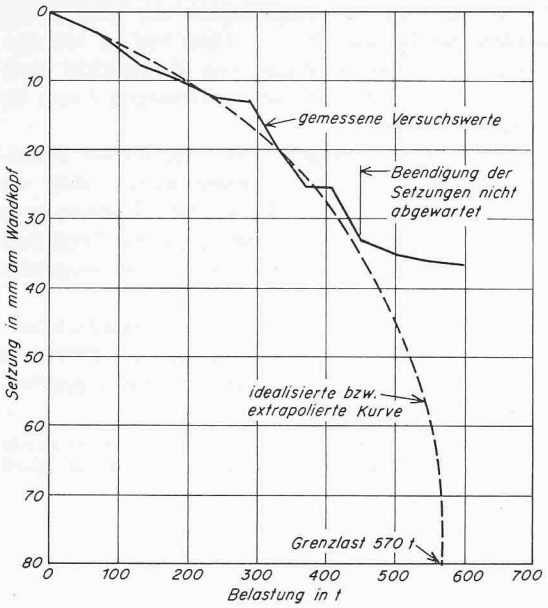


Bild 3. Last-Setzungs-Diagramm

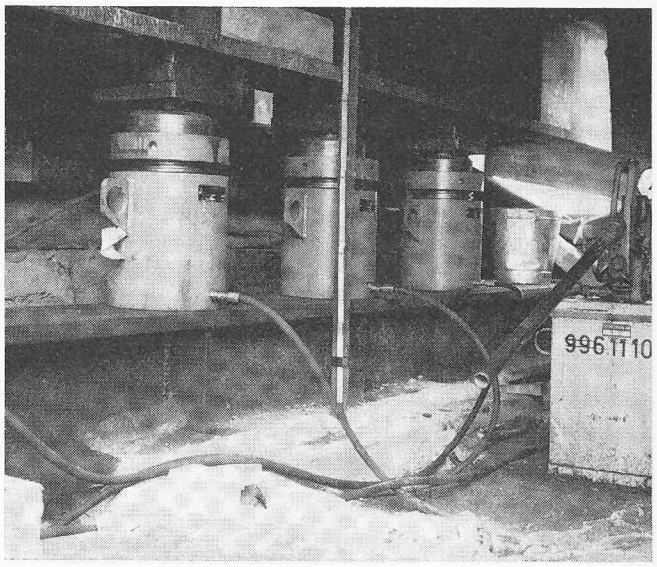


Bild 4. Drei Pressen zu je 200 t übertragen die Last auf das Schlitzwandelement

4. Geplante Fundationen

Die geologischen Untersuchungen weisen Bodenschichten auf, die eine schlechte Tragfähigkeit besitzen. Besonders im Bereich der vorgesehenen Aushubsohle, auf rd. 8 m Tiefe, ist mit Torfschichten zu rechnen, die starke unterschiedliche Gebäudesetzungen hervorrufen können. Deshalb wurde eine Plattenfundation ausgeschlossen. Die dünne Kies-Sand-Schicht von 1,5 bis 3 m Mächtigkeit kann nur kleine Pfahllasten aufnehmen. Auch die darunterliegenden tonigen Silt-Sandschichten eignen sich nicht zur Übernahme von hohen Pfahllasten. So entschloss man sich zur Abtragung der inneren Gebäudelasten für Ortbeton-Rammpfähle mit Fusszwiebel und einer Zwischenzwiebel im Bereich der Kies-Sand-Schicht.

Für die Baugrubenumschliessung wurden folgende Forderungen gestellt:

- Statische Sicherung der Baugrube
- Dichtigkeit gegenüber dem hohen Grundwasserspiegel
- Aufnahme von vertikalen Gebäudelasten mit rd. 60 t/m.

Aufgrund der statischen Notwendigkeit, Vertikallasten in den schlechten Baugrund zu übertragen, wurden für die Baugrubenumschliessung Betonrammpfähle und als Variante gerammte Pfähle aus Stahl-Spundbohlen ausgeschrieben. Mit diesen Rammpfählen sollte die geforderte Tragfähigkeit einmal über den Spitzenwiderstand und zum andern über die Mantelreibung erreicht werden, wobei der erzielten Rammverdichtung eine positive Bedeutung zugeschrieben wurde.

5. Schlitzwand

Für die Baugrubenumschliessung reichte die Firma Schafir & Mugglin AG als Variante eine Schlitzwandlösung ein. Von den 3 geforderten Voraussetzungen für die Umschliessungswand konnten die ersten zwei unbestritten erfüllt werden, nämlich

- statische Sicherung der Baugrube
- Dichtigkeit gegenüber dem hohen Grundwasserspiegel

Für die Aufnahme vertikaler Gebäudelasten waren folgende Überlegungen massgebend: Die Mantelreibung der Schlitzwand wurde für die obersten 11 m gleich null gesetzt, da neben dem Baugrubenaushub (bis rd. 8 m Tiefe) die Zone der Torfschichten bis 11 m Tiefe reicht. Ab 11 m Tiefe kann in der Kies-Sand-Schicht mit einer rauhen Wandoberfläche gerechnet werden, die den angrenzenden ungestörten Boden auf Abscheren beansprucht. Der bei der Schlitzwandherstellung gegenüber dem Erdreich entstehende sogenannte Filterkuchen kann dadurch abgemindert werden, dass die Suspension auf den Mindestbentonitgehalt von 35 kg/m³ festgelegt wird. Dies kann bei dem vorliegenden bindigen und feinkörnigen Boden ohne Beeinträchtigung der Schlitzstabilität ausgeführt werden. Ausserdem ist bei der vorhandenen Schlitzhöhe von 19 m der horizontale Druck des frischen Betons so gross, dass alle Unregelmässigkeiten und Poren im anstehenden Erdreich satt ausbetoniert werden und damit eine Verzahnung zwischen Schlitzwand und Erdreich hergestellt wird. Wegen des stark bindigen Bodens wurde die Mantelreibung mit Berücksichtigung der Kohäsion für die untersten 8 m Wandfläche in Rechnung gestellt. Für die Ermittlung des Fusswiderstandes (60 cm starke Wand) und der Mantelreibung (8 m Höhe) wurden folgende mittlere Bodenkennwerte angenommen:

$\varphi = 28°$; $C = 1{,}5$ t/m²

Die Sicherheit wurde auf $\eta = 4$ erhöht.

Damit wurden errechnet:

Fusswiderstand	32 t/m
Mantelreibung	34 t/m
Tragfähigkeit der Schlitzwand	66 t/m

6. Probebelastung

Die theoretisch ermittelte Tragfähigkeit der Schlitzwand konnte jedoch nur durch eine Probebelastung an einem Schlitzelement überprüft werden, das die gleichen Voraussetzungen erfüllt wie am endgültigen Bauwerk. Wegen des wirtschaftlichen Angebotes entschloss sich der Bauherr, diese Probebelastung als Druckversuch ausführen zu lassen. Das Versuchselement wurde an einem geologisch verhältnismässig ungünstigen Ort innerhalb der neuen Baustelle hergestellt. Dabei wurde eine Stirnseite auf ganze Tiefe und eine Schlitzseite auf rd. 7 m Tiefe freigelegt und der entstandene Hohlraum mit Bentonit gefüllt. Somit konnten sehr ähnliche Verhältnisse wie später am endgültigen Bauwerk hergestellt werden, nämlich die freie Baugrubenseite und nur wenig Reibungsfläche zu den nachfolgenden Nachbarelementen (Bild 2).

Als Hauptlaststufen waren für das 2 m lange Element eine Gebrauchslast mit 190 t und eine Bruchlast mit 450 t vorgesehen (Bild 4).

Entsprechend dem späteren Baufortschritt wurden die Lasten etappenweise aufgebracht und über längere Zeit konstant gehalten. Leider musste ab etwa 400 t (Bild 3) der Belastungsversuch aus zeitlichen Gründen zu schnell zu Ende geführt werden. Dadurch konnte die Bruchlast (Grenzlast) nicht eindeutig festgestellt werden. Bei vorsichtiger Extrapolation der Lastsetzungskurve wird die Bruchlast etwa bei 570 t liegen. Für die zulässige Tragfähigkeit der Schlitzwand wurden folgende Werte zugrunde gelegt:

- massgebende Bruchlast 500 t
- Sicherheit η 2
- Abminderung von P_{zul} um 10%, da bei einer durchgehenden Wand Spannungsüberschneidungen gegenüber einem Einzelelement auftreten.

Somit kann die zulässige Tragfähigkeit der Schlitzwand ermittelt werden. Sie beträgt: $P_{zu} = 103{,}4$ t/m $\simeq$ 100 t/m. Wird die vorgesehene max. Wandlast von 60 t/m nicht überschritten, so wird die zu erwartende Wandsetzung 8 mm bis höchstens 10 mm betragen.

Diese Werte gelten streng genommen nur für die Bodenverhältnisse an der Prüfstelle. Sie zeigen jedoch, dass die Schlitzwand über Spitzenwiderstand und Mantelreibung auch bei schlechten Bodenverhältnissen eine so grosse Tragfähigkeit besitzt, dass sie als schwimmende Fundation eingesetzt werden kann.

Aufgrund der günstigen Ergebnisse des Belastungsversuches wurde die Schlitzwand als Baugrubenumschliessung und zur Abtragung von Gebäudelasten in Auftrag gegeben.

Adresse des Verfassers: *R. Adamczyk*, dipl. Ing., in Firma Schafir & Mugglin AG, Bauunternehmung, Abteilung Spezialfundation, Zollikerstrasse 44, 8032 Zürich, Postfach.

Felsmechanische Untersuchungen für den Sonnenbergtunnel

Von **E. Beusch** und **M. Gysel**, Baden

DK 624.19:624.121

1. Einleitung

Die Nationalstrasse N2 führt von Norden bis nahe an die Innenstadt Luzerns heran und durchstösst dann in einem doppelröhrigen, rund 1550 m langen Tunnel den Sonnenberg, dessen Ausläufer bis nahe an die Reuss heranreichen. Der Tunnel durchfährt, abgesehen von einer kurzen Lockergesteinsstrecke im Norden, die gefaltete Molasse ([4], Bild 1):

- Obere Meeresmolasse (Burdigalien) im nördlichen Drittel
- Untere Süsswassermolasse (Aquitanien) im übrigen Bereich.

Die Tunnelstrecke liegt im nördlichen Schenkel und im Zentrum einer aufrechtstehenden Falte. Die Schichtflächen stehen deshalb annähernd lotrecht. Sie streichen im südlichen Viertel fast senkrecht, im übrigen Teil bis 40° schief zur Tunnelachse. Die Schichtstärke variiert im dm- bis m-Bereich. Neben der Schichtung sind einige Kluftsysteme zu beachten, die vorwiegend in Richtung ENE-WSW streichen, also ähnlich wie die Schichten. Die Überdeckung des Tunnels ist nicht gross. Sie beträgt höchstens 90 m.

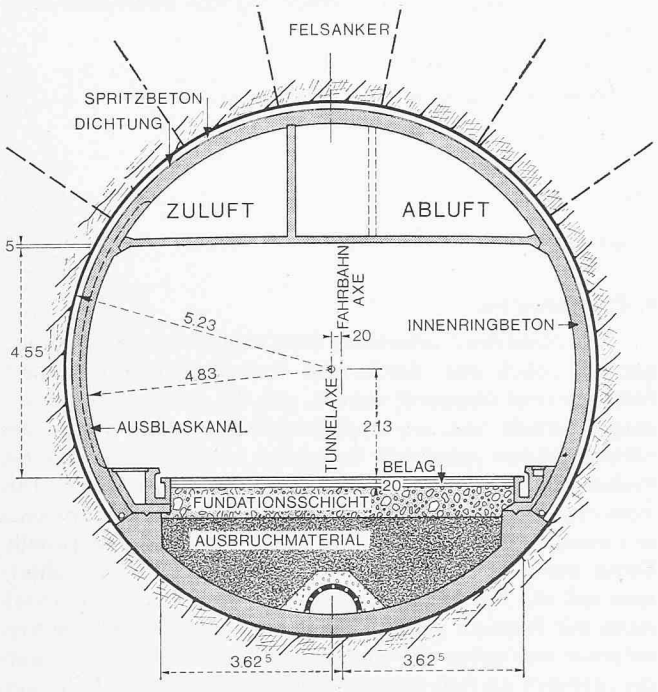


Bild 1. Normalprofil des Sonnenbergtunnels, aus [4]

Die anstehenden Gesteine sind petrographisch sehr verschieden. Im Burdigalien überwiegen die teilweise sehr feinkörnigen und harten Sandsteine, im Aquitanien kommen neben grobkörnigen, weniger harten Sandsteinen häufig sandige Mergel und bunte Tonmergel vor. Die Tonmergel sind ziemlich weich und stark verwitterungsanfällig. Vereinzelt treten sogar ausgequetschte Lettenschichten auf.

Das Normalprofil der Tunnelröhren ist in Bild 1 dargestellt. Für den Ausbau des Hohlraumes haben wir nach eingehenden Studien die Spritzbeton-Bauweise gewählt:

- Sohlgewölbe in Ortbeton
- Bewehrtes Spritzbetongewölbe von variabler Stärke
- Systematische Ankerung (Perfo-Anker).

Auf das Spritzbetongewölbe wird eine elastische Dichtung (PVC-Folie) aufgebracht. Anschliessend wird das Innengewölbe betoniert.

Der Tunnel wurde maschinell aufgefahren, das Verfahren wurde in [1] beschrieben.

Tabelle 1. Programm für felsmechanische Untersuchungen

Geologisch-geotechnische Gegebenheiten	
Petrographische Angaben Schichtung Klüftung Verhältnisse bezüglich Wasser	Aufnahmen in situ
Materialeigenschaften	
Raumgewicht γe	Laborversuche
Winkel der i. Reibung φ, Kohäsion c	Triax- und direkte Scherversuche
Bruchfestigkeit β	einachsige Druckversuche
Elastizitäts- und Verformungsmoduli	einachsige Druckversuche und Ultraschall-Versuche
Querdehnung υ	
Primärer Spannungszustand	
Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Spannungsoptische oder Dehnungsmessungen in situ
Kontrolle	
Verformungen des Hohlraumes	Messungen in situ