

Grundbautechnische Probleme beim Schildvortrieb

Autor(en): **Vollenweider, U. / Boppart, K.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **105 (1987)**

Heft 47

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-76757>

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.

Grundbautechnische Probleme beim Schildvortrieb

Von Dr. U. Vollenweider und K. Boppart, Zürich und Rapperswil

Problemstellung

Nach etwa 70 m Schildvortrieb, bei einer Überlagerungshöhe von rd. 30 m, ereigneten sich zwei Tagbrüche, die sich an der Oberfläche durch trichterförmige Geländeeinsenkungen abzeichneten. Die Grösse der Trichter betrug 5 bis 10 m im Durchmesser und 1 bis 2 m in der Tiefe. Da die beiden Tagbrüche weitreichende Setzungen zur Folge hatten, konnte ein weiterer Vortrieb ohne zusätzliche Massnahmen nicht verantwortet werden. Als Ursache für die beiden Tagbrüche muss einerseits das Hangwasser und andererseits eine ungenügende Kohäsion des Materials für die vorliegende «offene» Schildkonstruktion bezeichnet werden.

Tunnelbruststabilität

Bruststützung und Beobachtungen

Die im Schild eingebaute Bruststützung besteht aus 6 Firstplatten und 4 Mittelplatten, die etwa ein Drittel der gesamten Brustfläche von rd. 100 m² abdecken und eine maximale Stützkraft von etwa 3500 kN erzeugen können. Zwischen den First- und Mittelplatten bestand für den Vortrieb der Nordröhre ein ungestützter Bereich von rd. 2 m Höhe. Während der Ausbruchphase war auf rd. 4 m Höhe keine Bruststützung vorhanden. Für den Vortrieb der Südröhre wurde dieser ungestützte Bereich mit zwei zusätzlichen Platten abgedeckt.

Die lokale Tunnelbruststabilität wird durch folgende Faktoren beeinflusst:

- Scherfestigkeit des Materials: insbesondere Kohäsion des Bodens
- Wasserverhältnisse: in wenig bindigen Böden kommt das Material bei Wasserströmung in den Fliesszustand
- Bruststützung: in Böden mit grösseren Steinen und Blöcken wirkt die Stützkraft nur punktuell
- Abbaumethode: je nach Abbaugerät ist eine mehr oder weniger ebene Abbaufäche möglich, die massgebend die Wirksamkeit der Bruststützung beeinflusst.

Der Ablauf der Brustinstabilität ist in Bild 1 schematisch dargestellt. Die ersten Anzeichen einer Brustinstabilität zeigten sich vorwiegend im Bereich zwischen First- und Mittelplatten durch «Abschalung» der Brust. Diese Instabilität weitete sich bis zum Niederbruch über dem First aus. In genügend kohäsiven Zonen stellte sich über dem Hohlraum ein tragendes Gewölbe ein, und dieser Hohlraum konnte im Schildschwanzbereich teilweise verfüllt werden. In wenig kohäsiven Böden oder falls durch Wasserzufluss das Traggewölbe im Boden zerstört wird, weitete sich die Niederbruchzone bis zur Oberfläche aus, bzw. bis sich der Tagbruch einstellte.

Theoretische Betrachtung

Die Tunnelbruststabilität kann näherungsweise durch einfache Bruchkörpermodelle untersucht werden. Bild 2 stellt einen möglichen Bruchmechanismus dar. In Bild 3 sind die Kräfte dargestellt, die auf den zu untersuchenden Bruchkörper wirken.

Für die Berechnung der globalen Tunnelbruststabilität wurden folgende Annahmen getroffen:

- φ' = 30°–35°
- Wasserdruk = 0
- c' und P_s = variabel
- P_{smax} = rd. 3500 kN

Für die untersuchten Bruchmechanismen ist in Bild 4 die erforderliche Stützkraft für die Brust in Funktion der Kohäsion für eine Stabilitätssicherheit $F=1,0$ dargestellt. Da die Brustplatten nur punktuell die Brust stützen, wurde die effektiv wirksame Stützkraft auf die Brust mit $\frac{1}{4}$ bis $\frac{3}{4}$ der maximalen Stützkraft P_{smax} angenommen.

Geologisch-geotechnische Untersuchungen mit Instrumentierung

Zur Abklärung der geologisch-geotechnischen Verhältnisse wurden Sondierbohrungen ausgeführt, die mit Deformationsmessrohren und zur Abklärung der Wasserverhältnisse mit Porenwasserdruckgebern instrumentiert wurden. Zur Klassifikation des Bodens wurden aus den Bohrungen und aus dem Vortrieb Proben entnommen und im Laboratorium untersucht.

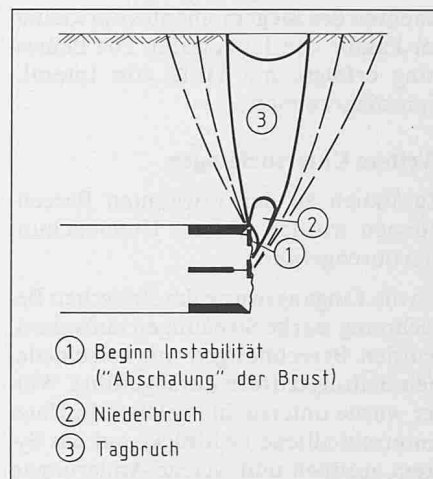


Bild 1. Ablauf der Brustinstabilität

Bild 2. Beispiel eines Bruchkörpermodells

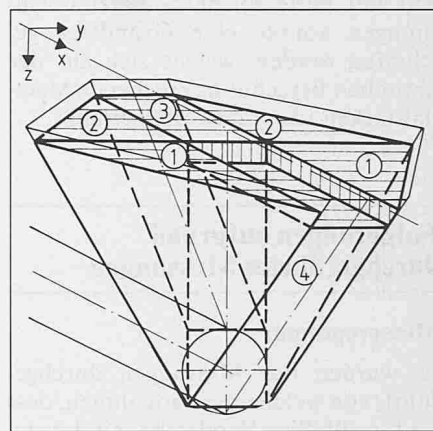


Bild 3. Darstellung der Kräfte auf den zu untersuchenden Bruchkörper 4

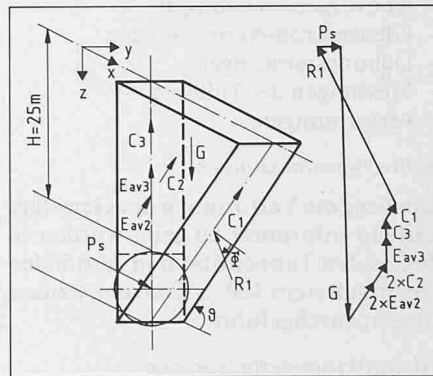
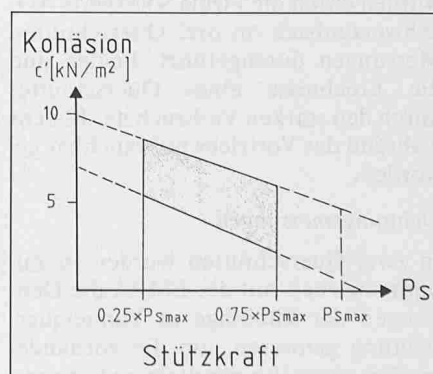


Bild 4. Interaktionsdiagramm Stützkraft P_s /Kohäsion c' für Stabilitätssicherheit $F=1,0$



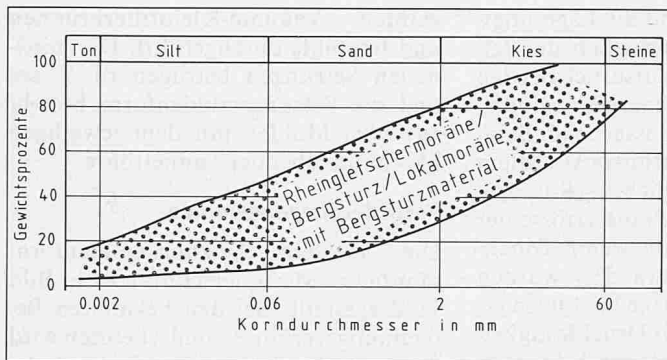


Bild 5. Kornverteilungsbereich aus sämtlichen Proben

In Bild 5 ist der Kornverteilungsbereich sämtlicher Proben dargestellt. Aufgrund der geologischen Identifikation erfolgte der Vortrieb vorwiegend in der Rheingletschermoräne und untergeordnet im Bergsturzmaterial und in der Lokalmoräne mit Bergsturzmaterial. Der Kornverteilungsbereich zeigt, dass das vorliegende Material bezüglich der geotechnischen Eigenschaften insbesondere der Kohäsion stark variiert.

In Bild 6 sind die Kornverteilungsbereiche sämtlicher Proben, die aus der «standfesten» und «nicht standfesten» Brust entnommen wurden, dargestellt. Norm SNV 670010 gibt für diese beiden Materialtypen folgende Kennwerte an:

Material aus Brust «standfest»

Klassifikation nach USCS:

GM-GC, GC-CL, GC-CH (siltiger bis toniger Kies)

$$\phi' = 28-33^\circ$$

$$c' = 2-4 \text{ kN/m}^2$$

Material aus Brust «nicht standfest»

Klassifikation nach USCS:

GM, GC (siltiger bis toniger Kies mit

wenig Feinanteilen)

$$\phi' = 34-36^\circ$$

$$c' = 0$$

Bauhilfsmassnahmen

Injektionen

Der grosse Tagbruch nach rund 70 m Vortrieb wurde mit vertikalen Zementinjektionen vom Gelände aus saniert. Durch die Injektionen wurde eine für den Vortrieb genügende Standfestigkeit erreicht. Die Beobachtungen während des Vortriebs durch die verfestigte Zone ergaben, dass durch die Zementinjektionen die Hohlräume verfüllt wurden, hingegen konnte eine Penetration des Materials nicht festgestellt werden.

Für die Verfüllung von Hohlräumen im Brustbereich und hinter dem Schildschwanz kamen PU- und Harzinjektionen zur Anwendung.

Vakuum-KleinfILTERBRUNNEN

Zur Entwässerung des Baugrundes wurden bergseits der Tunnelröhre Vakuum-KleinfILTERBRUNNEN ausgeführt. Der

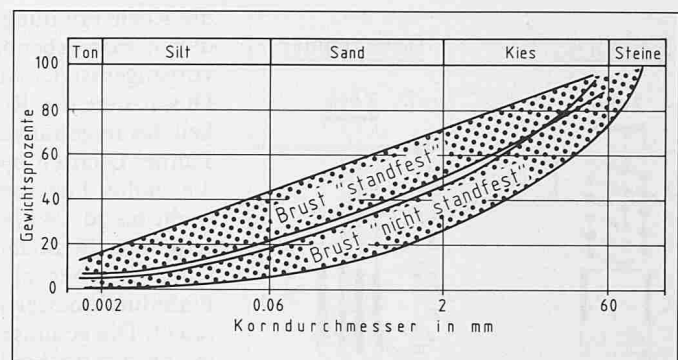


Bild 6. Kornverteilungsbereich der Proben aus der Brust «standfest» und «nicht standfest»

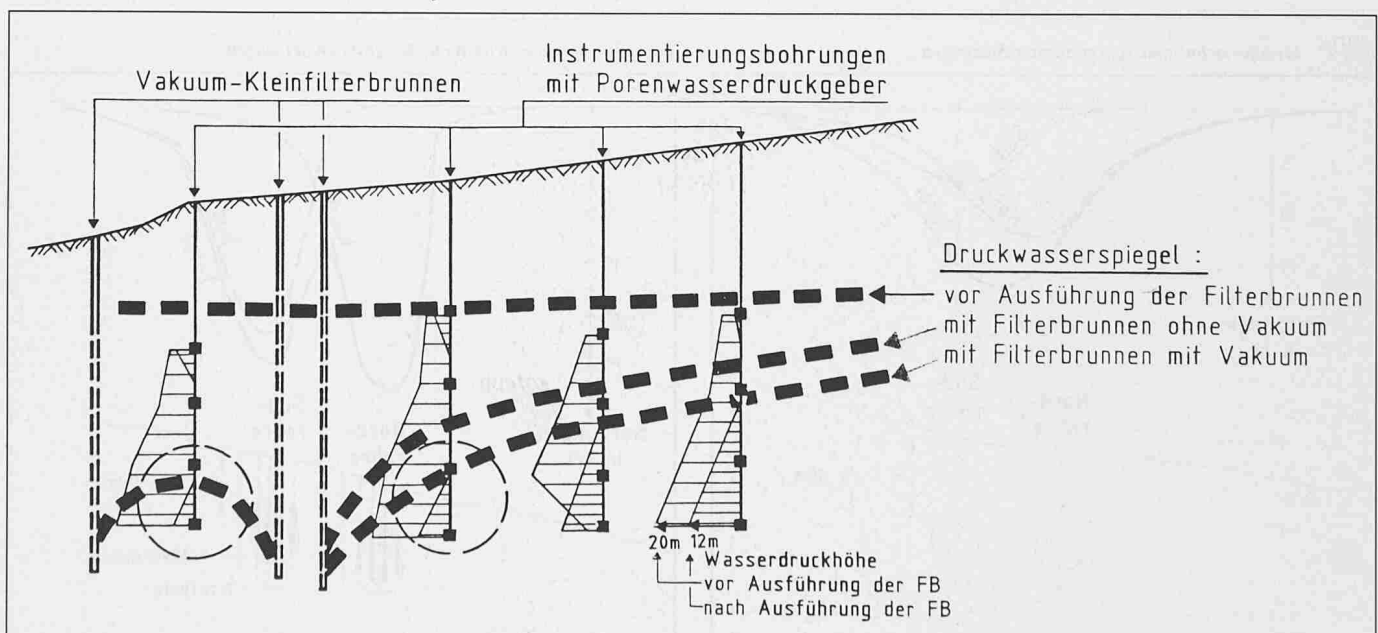
Abstand wurde zuerst auf rd. 10 m festgelegt. Je nach Fördermenge der einzelnen Brunnen und der Entspannung der Porenwasserdrücke wurden zusätzliche Filterbrunnen ausgeführt. Die Fördermengen der einzelnen Brunnen waren unterschiedlich und variierten zwischen rd. 0,5 l/min bis max. 10 bis 20 l/min. Durch die Vakuumierung der Brunnen konnte etwa die doppelte Wassermenge gefördert werden. Bild 7 zeigt die Druckentspannung infolge der Vakuum-KleinfILTERBRUNNEN in einem Messquerschnitt in der Rheingletschermoräne mit wenig Feinanteilen.

Die Porenwasserdruckmessungen und die Beobachtungen während des Vortriebs zeigten, dass eine vollständige Entwässerung des Baugrundes nicht möglich war. Einerseits können durch die Brunnen nicht alle wasserführenden Schichten erfasst werden und andererseits ist die Reichweite der Entwässerung in Schichten mit geringer Durchlässigkeit beschränkt.

Jetpfähle

Nach mehreren Tagbrüchen im Bereich Annaberg kam erstmals zur Baugrund-

Bild 7. Wasserdruckverhältnisse mit den Vakuumfilterbrunnen



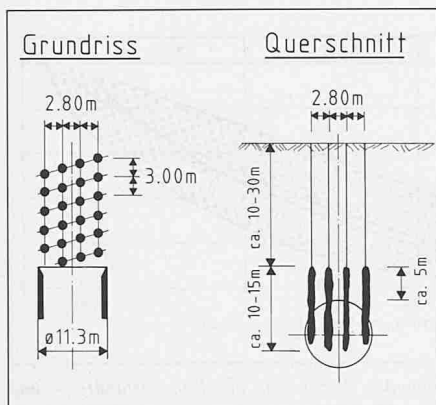


Bild 8. Jetraster

sanierung das Jetverfahren zur Anwendung. Nach dem erfolgreichen Einsatz wurde der Baugrund auf die restliche Tunnelbaustrecke der Nordröhre und in den kritischen Zonen der Südröhre vorgängig mit dem Jetverfahren verbessert. Die Anordnung des Jetpfahlrasters ist in Bild 8 dargestellt.

Dieser Raster von $3,00 \times 2,80$ m wurde aufgrund der Erfahrung bei der Nordröhre festgelegt und genügte auf grossen Strecken. Im Bereich Annaberg wurde eine praktisch kohäsionslose Zone angetroffen, in der sich das Material zwischen den Pfählen siloartig entleerte. In diesem Bereich wurden nachträglich zusätzliche Jetpfähle angeordnet, so dass der Abstand der Pfähle auf rd. 2 m verringert wurde, bzw. bei einem Jetpfahldurchmesser von rd. 1 m betrug der Abstand zwischen den Pfählen des nichtverfestigten Materials nur noch rd. 1 m. Mit diesem Jetpfahlraster wurde danach die schwierige Zone ohne Niederbrüche durchfahren.

Die Grösse der Jetpfähle wird durch verschiedene Faktoren beeinflusst. Bezüglich des Baugrundes ist vor allem

die Kornverteilung und die Lagerungsdichte massgebend, bezüglich des Jetvorganges ist der Austrittsdruck bei den Düsen und die Rückzugsgeschwindigkeit des Jetgestänges massgebend. Beim Tunnel Quarten beeinflusste vor allem die hohe Lagerungsdichte (Raumgewicht bis rd. 24 kN/m^3) die Grösse der Jetpfähle. In Zonen mit wenig Tonanteilen (kleiner als etwa 5%) wurden Pfahldurchmesser von 0,6 bis 1,00 m erreicht. Die gemessenen Druckfestigkeiten betrugen 5 bis 10 N/mm^2 . In stark bindigen Böden mit viel Feinanteil (Tonanteil von 15 bis 20%) konnte hingegen praktisch kein Jetpfahl festgestellt werden.

Deformationen

Setzungen

Die gemessenen Setzungen ausserhalb des Einflussbereiches der Tagbrüche variierten, je nach Überlagerungshöhe und Materialeigenschaften bzw. Standfestigkeit der Brust zwischen 6 und 30 cm. In Bild 9 ist der Messquerschnitt mit den geringsten Setzungen dargestellt. Die Überlagerungshöhe beträgt in diesem Messquerschnitt rd. 18 m und der Vortrieb erfolgte in einer bindigen Moräne mit 10 bis 15% Tonanteil. In diesem Bereich mussten keine zusätzlichen Baugrundverbesserungen angeordnet werden und die Standfestigkeit der Brust ermöglichte einen Vortrieb ohne Bruststützung.

Der Messquerschnitt mit den grössten Setzungen ist in Bild 10 dargestellt. Die Überlagerungshöhe beträgt rd. 15 m, und der Vortrieb erfolgte in einer Moräne mit wenig Feinanteilen (Tonanteil rd. 5%). Als Baugrundverbesserung

wurden Vakuum-KleinfILTERbrunnen und Jetpfähle durchgeführt. Die maximalen Setzungen betrugen rd. 27 cm und die Setzungsmuldenform besteht aus zwei Mulden mit dem jeweiligen Maximum über der Tunnelröhre.

Form der Setzungsmulde

Die mittlere Setzungsmuldenform sämtlicher Messquerschnitte ist in Bild 11 dargestellt. Bei den bekannten Berechnungsverfahren und Theorien wird die Breite der Setzungsmulde durch die Grenzlinien unter der Neigung von $45^\circ + \phi'/2$ bestimmt. Beim Tunnel Quarten wurden dagegen wesentlich breitere Setzungsmulden gemessen. Die Neigung der Setzungsmulden-Grenzlinie kann bei rd. 10% von s_{max} mit etwa 45° angegeben werden.

Die Abweichung von Theorie und Messung kann beim Tunnel Quarten durch die weitreichende Entspannung des Hohlraumes erklärt werden. Die Entspannung des Gebirges um den Hohlraum ist abhängig von den Primärspannungen und vom Ausbauwiderstand bzw. von den zugelassenen Verformungen des Hohlraumes. Beim Tunnel Quarten müssen beide Faktoren bezüglich der Entspannung als ungünstig bezeichnet werden.

Einerseits weisen die gemessenen hohen Raumgewichte auf eine sehr dichte Lagerung hin, die durch die glaziale Vorbelastung entstand. Die glaziale Vorbelastung induzierte entsprechende Vertikal- und Horizontalspannungen. Möglicherweise waren noch beträchtliche horizontale Primärspannungen vorhanden, die sich durch den Vortrieb entspannten und eine grossräumige Entspannung bewirkten. Andererseits sind die durch den Schildvortrieb konstruktiv bedingten Verformungen des

Bild 9. Messquerschnitt mit den geringsten Setzungen

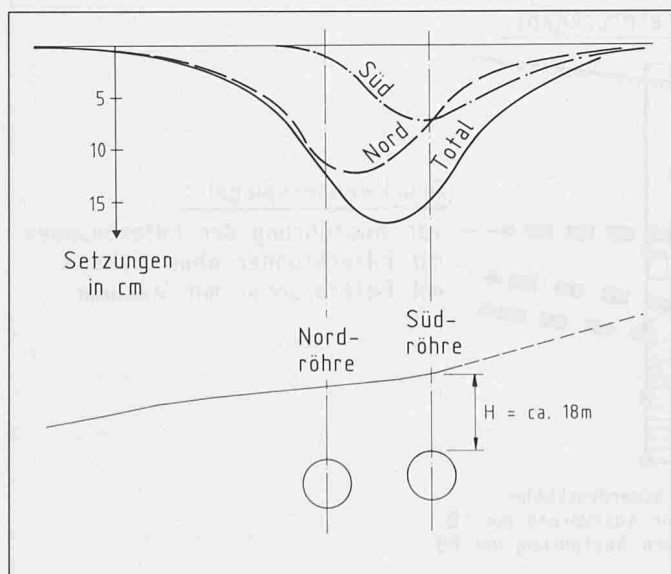
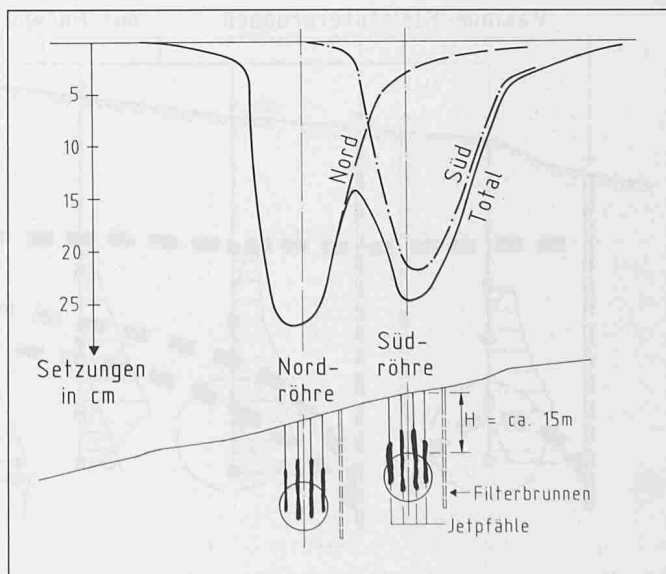


Bild 10. Messquerschnitt mit den grössten Setzungen



Hohlraumes ziemlich gross, und diese lassen eine grossräumige Entspannung des Gebirges zu.

Setzungsmass

Das Setzungsmass wird durch folgende Faktoren beeinflusst:

- Auflockerungszone
- Entspannungsdeformationen der Brust
- Grösse der unverfüllt bleibenden Hohlräume infolge des Ringraumes Schild/Tübbing und infolge des Überprofils

Der Anteil der einzelnen Faktoren kann, wie in Bild 12 dargestellt, näherungsweise über eine volumetrische Betrachtung abgeschätzt werden.

Volumenbilanz:

$$V_s + V_A = V_K + V_B + V_{\bar{u}}, \text{ wobei}$$

V_s = Volumen aus gemessener Setzungsmulde

V_A = Volumen aus Auflockerung (Abschätzung aufgrund von Gleitmikrometermessungen)

V_K = Volumen aus unverfüllt bleibendem Ringraum Schild/Tübbing (theoretisches Ringraumvolumen abzüglich des verfüllten Volumens)

V_B = Volumen aus Entspannungsdeformation der Brust (Abschätzung aufgrund von horizontalen Deformationsmessungen)

$V_{\bar{u}}$ = Volumen aus Überprofil (aus der Volumenbilanz zu bestimmen)

Die Volumenbilanz wurde aufgrund der Messergebnisse in 6 Messquerschnitten für jeweils eine Röhre erstellt.

Aus dieser Abschätzung der Volumenbilanz können folgende Mittelwerte der Setzungsanteile für jeweils eine Röhre angegeben werden (Extremwerte in Klammern).

- Gemessene maximale Setzungen rd. 15 cm (6–27 cm), bei Überlagerungshöhen von rd. 25 m (15–35 m).
- Theoretischer Setzungsanteil infolge Auflockerung rd. 4 cm (2–6 cm) (rechnerischer Anteil der Setzung).
- Anteil der konstruktiv bedingten Setzungen aus dem unverfüllt bleibenden Anteil des Ringraumes Schild/Tübbing rd. 6 cm (4–10 cm).
- Anteil infolge Entspannungsdeformationen der Brust rd. 3 cm (2–4 cm).
- Anteil infolge Überprofil im Firstbereich rd. 10 cm (1–20 cm).

Deformationen in Vortriebsrichtung

In Bild 13 sind die horizontalen Deformationen und die Setzungsmessungen mit den Verschiebungsvektoren OK

Terrain in Vortriebsrichtung dargestellt. In diesem Messquerschnitt wurden als Baugrundverbesserung Vakuum-Filterbrunnen und Jetpfähle ausgeführt.

Das Bild 14 stellt den mittleren Setzungsverlauf von 6 Messquerschnitten (für jeweils eine Röhre) in Tunnel-längsrichtung dar. Die Setzungen beginnen in einer Entfernung von rd. $2 \times$ Überlagerungshöhe H vor der Schildschneide. Über der Schildschneide beträgt der Setzungsanteil rd. $\frac{1}{3}$ des maximalen Setzungsmasses. Die maximalen Setzungen wurden in einem Abstand von etwa 3 bis $4 \times H$ hinter der Schildschneide gemessen. Danach konnten nur noch geringe Konsolidationsbewegungen gemessen werden.

Schlussfolgerungen

In einer Moräne mit Hang- und oder Grundwasser ist der Baugrund vorgängig mittels Vakuum-Filterbrunnen zu

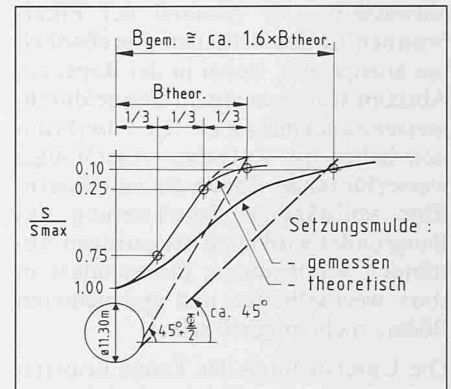


Bild 11. Form der Setzungsmulde

Bild 12. Setzungsbeeinflussende Faktoren

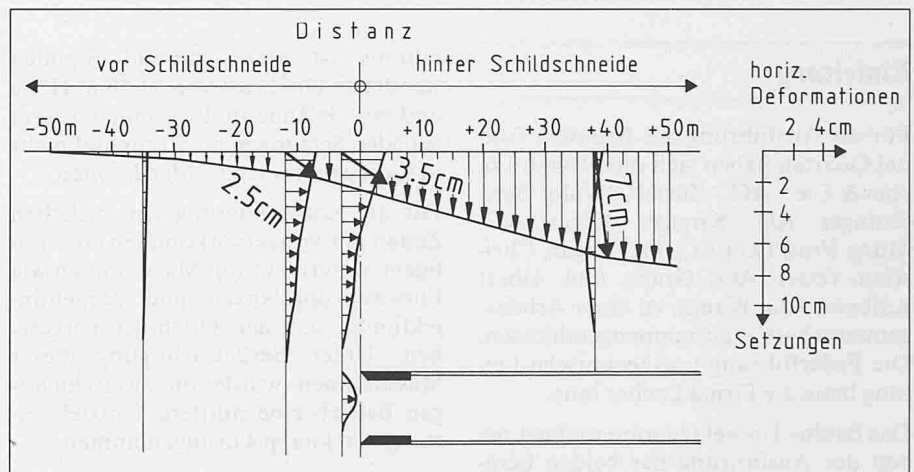
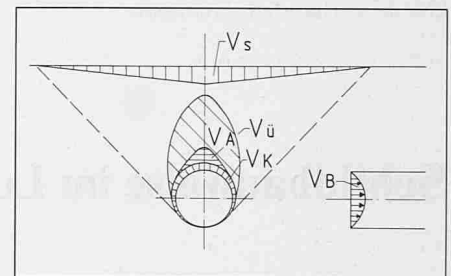
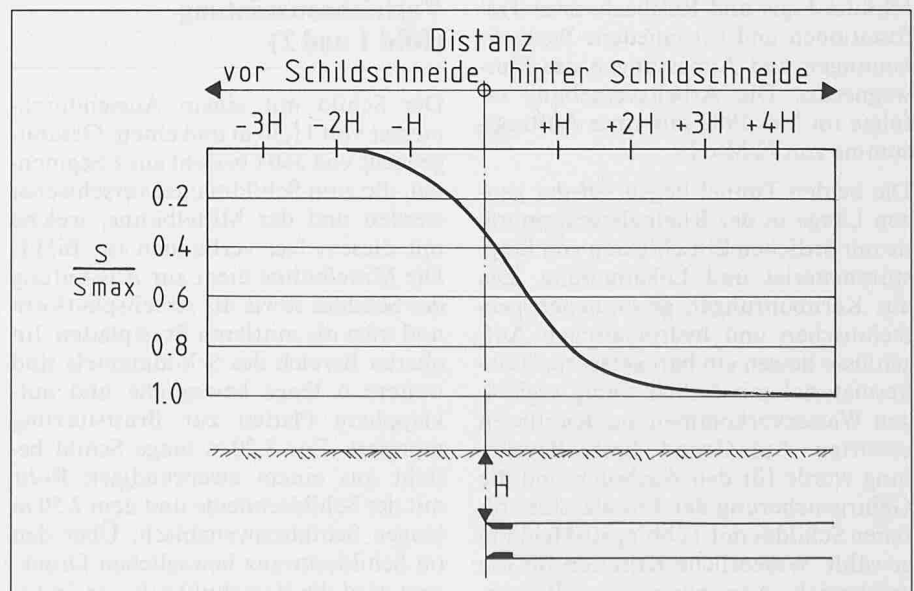


Bild 13. Deformationen in Vortriebsrichtung

Bild 14. Setzungsverlauf in Vortriebsrichtung $s/s_{\max}$



entwässern. Der Abstand der Filterbrunnen ist den örtlichen Gegebenheiten anzupassen, wobei in der Regel ein Abstand von etwa einem Tunneldurchmesser zweckmässig ist. Die Filterbrunnen haben die Aufgabe, grossräumige wasserführende Zonen zu entwässern. Eine vollständige Entwässerung des Baugrundes wird auch bei geringen Abständen der Brunnen, insbesondere in stark wechselhaften und geschichteten Böden, nicht möglich sein.

Die Untersuchung der Tunnelbruststabilität ergab, dass für eine Stabilitätssicherheit von $F = 1,0$, bei der Annahme des inneren Reibungswinkels von 30 bis 35° eine Kohäsion von 2 bis 10 kN/m^2 vorhanden sein muss.

Aus dem Vergleich zwischen der beobachteten Standfestigkeit der Brust und der jeweiligen Kornverteilung der aus der Brust entnommenen Proben, kann folgendes festgehalten werden: Falls das Moränenmaterial einen Tonanteil kleiner als 6 bis 8% aufweist, ist die Standfestigkeit der Brust ungenügend und es muss mit Instabilitäten wie Niederbrüchen oder Tagbrüchen gerechnet werden.

Als Baugrundverbesserung des schwach kohäsiven Materials wurde das Jetverfahren mit Erfolg angewendet. Alle anderen Injektionsverfahren ergaben, bei einem wirtschaftlich vertretbaren Aufwand, eine ungenügende Verfestigung.

Das Mass der Setzungen wird hauptsächlich durch den unverfüllt bleibenden Hohlraum bestimmt. Die nicht verhinderbaren Setzungen beim Schildvortrieb, erzeugt durch die Brustentspannungsdeformationen und durch den unverfüllt bleibenden Ringhohlraum Schild/Tübbing, können bei Überlagerungshöhen von 15 bis 30 m in der Grössenordnung von 5 bis 10 cm für jeweils eine Röhre angegeben werden. Die gemessenen Setzungen ausserhalb des Einflussbereichs der Tagbrüche variierten zwischen 6 und 27 cm .

Adresse der Verfasser: Dr. U. Vollenweider und K. Boppert, in Fa. Dr. Vollenweider AG, Zürich und Rapperswil.

Schildbauweise im Lockergestein

Von Heinrich Gautschi, Zürich

Einleitung

Für die Ausführung des Bauloses Tunnel Quarten haben sich die Firmen Locher & Cie. AG, Zürich, Walo Bertschinger AG, Sargans, Giger AG, Murg, Fritz Thut AG, Bad Ragaz, Christian Vetsch AG, Grabs, und Albert Kalberer AG, Wangs, zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossen. Die Federführung und technische Leitung hatte die Firma Locher inne.

Das Baulos Tunnel Quarten umfasst neben der Ausführung der beiden bergmännisch aufzufahrenden Tunnelröhren von je rund 1050 m Länge die im Tagbau zu erstellenden Tunnelabschnitte Eigis und Rütibach, zwei Trafostationen und verschiedene Bachverbauungen und Anpassungen des Flurnetzes. Die Arbeitsvergebung erfolgte im Mai 1982 mit einer Auftragssumme von 72 Mio Fr.

Die beiden Tunnel liegen auf der ganzen Länge in der Rheingletschermoräne mit örtlichen Einschlüssen von Bergsturzmaterial und Lokalmoräne. Die aus Kernbohrungen gewonnenen geotechnischen und hydrologischen Aufschlüsse liessen ein hart gelagertes Lockermaterial mit örtlich wenig ergiebigen Wasservorkommen aus Kieslinsen erwarten. Auf Grund dieser Beurteilung wurde für den Ausbruch und die Gebirgssicherung der Einsatz eines offenen Schildes mit Tübbingauskleidung gewählt. Wesentliche Kriterien für die erfolgreiche Anwendung dieses Bauver-

fahrens ist eine während Stunden standfeste Ortsbrust von $11,50 \text{ m}$ Höhe und ein Gelände in dem ohne grössere Schäden Setzungen bis 10 cm und mehr in Kauf genommen werden können.

Für die Konsolidierung von örtlichen Zonen mit Wasservorkommen oder rolligem Material waren Massnahmen wie Entwässerungslanzen und Zementinjektionen aus der Ortsbrust vorgesehen. Unter Berücksichtigung dieser Massnahmen wurde im zweischichtigen Betrieb eine mittlere Vortriebsleistung von knapp 4 m angenommen.

Vortriebsausrüstung (Bild 1 und 2)

Der Schild mit einem Aussendurchmesser von $11,50 \text{ m}$ und einem Gesamtgewicht von 350 t besteht aus 8 Segmenten, die zum Schildmantel verschweisst werden und der Mittelbühne, welche mit diesem fest verbunden ist, Bild 1. Die Mittelbühne dient zur Aussteifung des Schildes sowie als Arbeitsplattform und trägt die mittleren Brustplatten. Im oberen Bereich des Schildmantels sind weitere 6 längs bewegliche und aufklappbare Platten zur Bruststützung montiert. Der $8,20 \text{ m}$ lange Schild besteht aus einem zweiwandigen Rohr mit der Schildschneide und dem $2,50 \text{ m}$ langen Schildschwanzblech. Über den im Schildschwanz beweglichen Druckring wird die Vorschubkraft von insge-

samt 7000 t mittels 25 hydraulischen Pressen auf die Tübbingröhre abgegeben.

Als Abbaugeräte wurden auf der Mittelbühne und im Schildboden je ein elektrisch angetriebener Hydraulikbagger mit teleskopier- und drehbarem Ausleger eingesetzt, welche das Lösen bzw. Abbauen von Material und Findlingen über die ganze rund 100 m^2 grosse Brustfläche ermöglichten. Als Abbauwerkzeuge kamen Reisszähne und Abbauhämmer zum Einsatz. Der Auflad des Ausbruchmaterials auf die Grossdumper erfolgte mit einem Pneulader.

Mit dem Schild durch Hydraulikzylinder verbunden ist die Rampe, welche einerseits die Höhendifferenz zwischen Schildboden und Fahrpiste überwindet und andererseits das Versetzen der 2 m langen vorfabrizierten Kanalelemente erlaubt.

Der Nachläufer ist durch einen Laufsteg mit der Schildmittelbühne verbunden und wird auf einem Geleise, welches auf den Nocken des Sohlübbings versetzt ist, entsprechend des Schildvorschubes nachgezogen, Bild 2. Auf dem Nachläufer sind die Transformatoren, die Stromverteilanlage, die Hydraulik und das Steuerpult installiert. Im weiteren ist am Nachläufer ein hydraulisch bewegbarer Arbeitskorb für die Hinterfüllung der Tübbinge mit Kies und für die Ausführung der Vorabdichtung der Tübbingfugen im Kallottenbereich montiert.

Die bis 8 t schweren Tübbinge werden mit einem grossen Hydraulik-Raupenbagger versetzt. Bild 3 zeigt den am Baggerarm montierten Tübbingversetzkopf. Mit diesem vollhydraulischen Gerät werden die Tübbinge gefasst und im Schildschwanz montiert.