

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 93 (1975)  
**Heft:** 26

**Artikel:** Verankerung von Drahtseilen in Fels  
**Autor:** Kessler, E. / Dietrich, H. / Bindschädler, H.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-72773>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 06.02.2025

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

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/m<sup>2</sup> 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

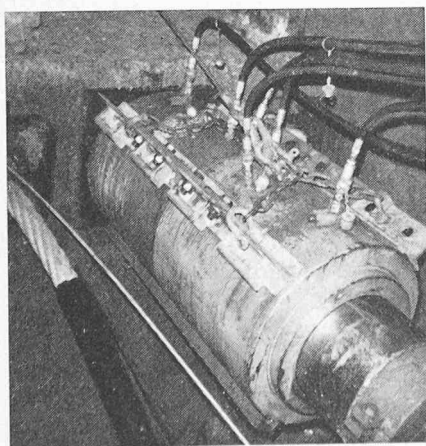


Bild 2. Zerrissenes Seil nach dem Entfernen der Presse

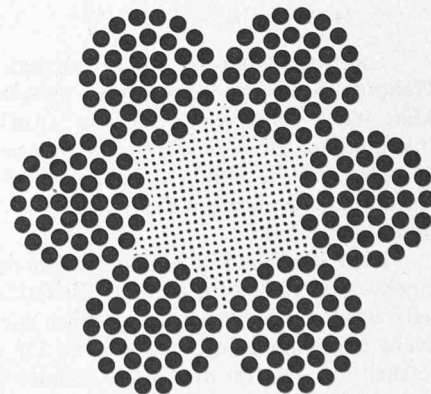


Bild 3. Querschnitt des untersuchten Seiltyps von 90 mm Durchmesser

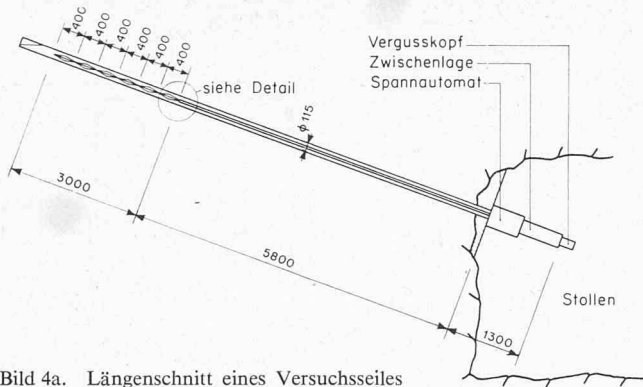


Bild 4a. Längenschnitt eines Versuchsseiles

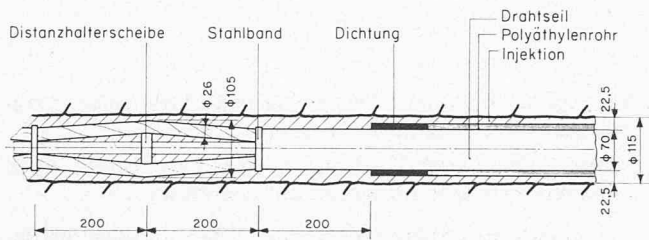


Bild 4b. Detail eines Versuchsseiles

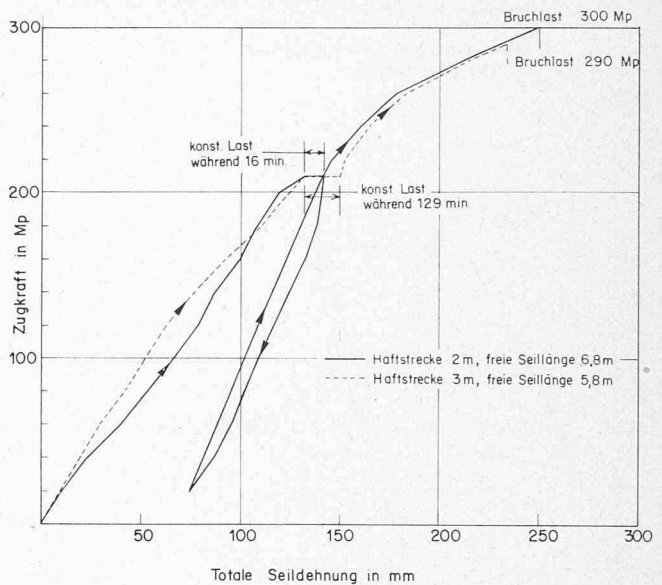


Bild 5. Kurzzeitversuche. Bei beiden Versuchen trat der Seilbruch rd. 10 cm hinter dem Vergusskopf auf, die Haftstrecke blieb intakt

Wie lang muss die Verankerungstrecke gewählt werden? Welchen Einfluss hat die Drahtverzinkung auf die Haftung? Diese Probleme werden im folgenden – gestützt auf Versuche – diskutiert.

## 2. Ort, Lage und Anordnung der Drahtseil-Ausreissversuche

In einem Stollen in Granit wurden Drahtseil-Ausreissversuche durchgeführt. Der Granit war sehr schwach geklüftet; in den Bohrlöchern wurden praktisch keine Klüfte angetroffen. Die einachsiale Felsdruckfestigkeit betrug  $1600 \text{ kp/cm}^2$ . Die Perkussionsbohrlöcher von  $115 \text{ mm}$  waren  $8,6 \text{ m}$  lang und etwas nach oben geneigt. Infolge Ausführungsungenauigkeiten wiesen die Bohrlöcher einen leichten Bogen nach unten auf; die Exzentrizität des Bohrlochendes betrug rund  $8 \text{ cm}$ .

Die Drahtseile wurden mit einem Zementmörtel unter Druck in den Bohrlöchern eingegossen. Dem Mörtel wurde das Zusatzmittel «Intrakret» (Kaspar-Winkler-Produkt) gegen Schwinden zugegeben; zum Schutz vor sulfathaltigem Bergwasser wurde Portlandzement mit erhöhter Sulfatbeständigkeit verwendet.

Gemessen wurde einerseits die Drahtseildehnung am Vergusskopf, andererseits die Dehnung am vorderen Ende der Haftstrecke (unmittelbar vor dem Austritt des Drahtseiles aus

dem Mörtel; zu diesem Zwecke wurde ein Stahlmesserdraht vor dem Eingiessen am Drahtseil befestigt).

## 3. Drahtseiltyp

Drahtseil in Litzenkonstruktion Tru-Lay-Brugg (Bild 3).

Verseilung	Kreuzschlag rechts
Durchmesser	$70 \text{ mm}$
Garantierte Bruchlast	$281\,000 \text{ kp}$
Geprüfte effektive Bruchlast	$288\,000 \text{ kp}$
Gewicht je $100 \text{ m}$	rd. $1634 \text{ kg}$
Anzahl Drähte im Seil	222
Anzahl Litzen	6
Aufbau der Litzen	Drähte $1 + 6 + 12 + 18$
Durchmesser der Drähte	$3,5; 3,2; 3,2; 3,2 \text{ mm}$
Querschnitt der Drähte	$9,62; 8,04 \text{ mm}^2$
Material, Zugfestigkeit	verzinkt $190 \text{ kp/mm}^2$
Metallquerschnitt des Seiles	$1795 \text{ mm}^2$
Seilseele	Polypropylen

Nach [1] beträgt der Verformungsmodul ( $E$ -Modul einschliesslich bleibender Dehnungsanteil) für derartige Drahtseile bei der Erstbelastung  $690\,000 \text{ kp/cm}^2$  und nach mehr als 4 Wiederbelastungen  $1\,220\,000 \text{ kp/cm}^2$ .

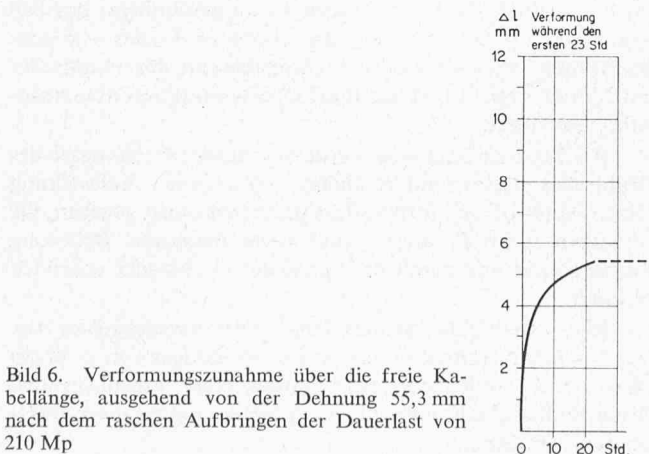
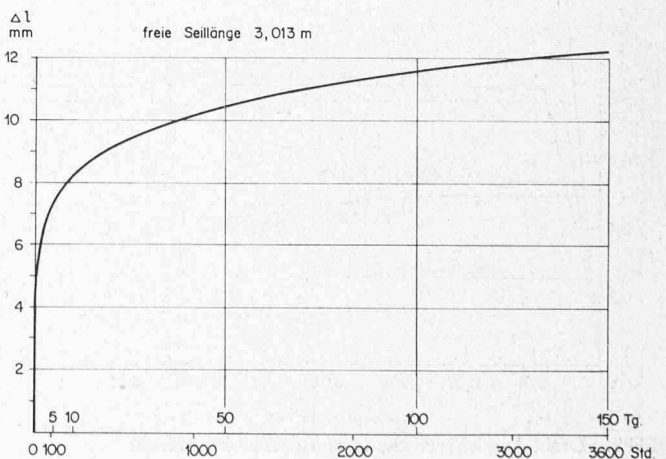


Bild 6. Verformungszunahme über die freie Kabellänge, ausgehend von der Dehnung  $55,3 \text{ mm}$  nach dem raschen Aufbringen der Dauerlast von  $210 \text{ Mp}$



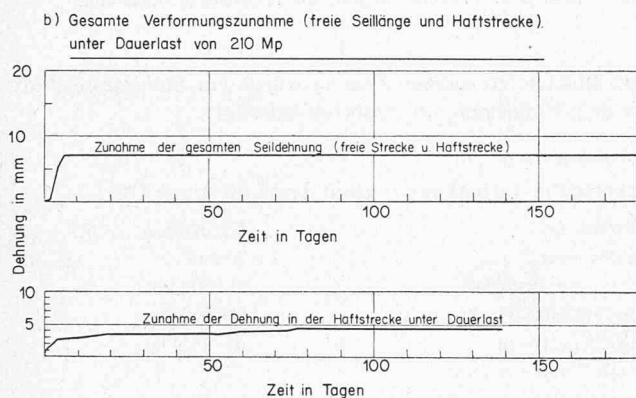
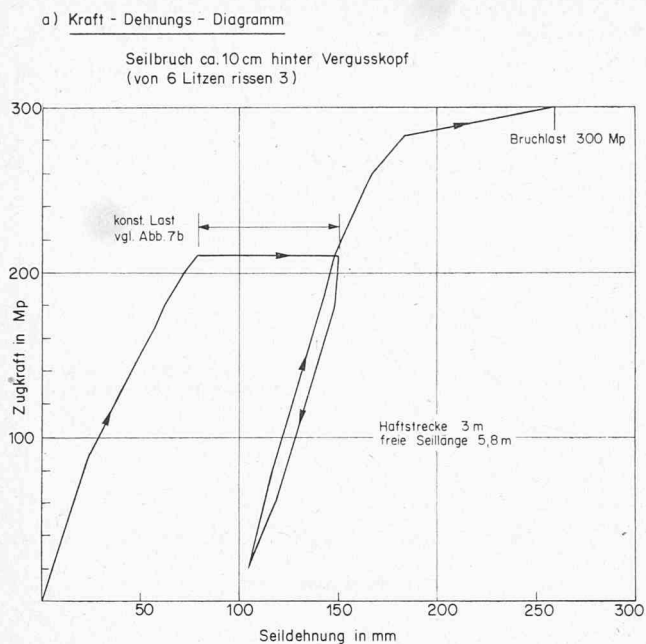


Bild 7. Dauerstandversuch

Die durchgeführten Versuche deuten darauf hin, dass eine Dauerbelastung von einem halben Tag oder mehr die gleiche E-Modul-Erhöhung wie wiederholte Belastungen hat.

#### 4. Gestaltung der Verankerungstrecke

Die Forderungen an die Verankerungstrecke können im vorliegenden Falle folgendermassen formuliert werden:

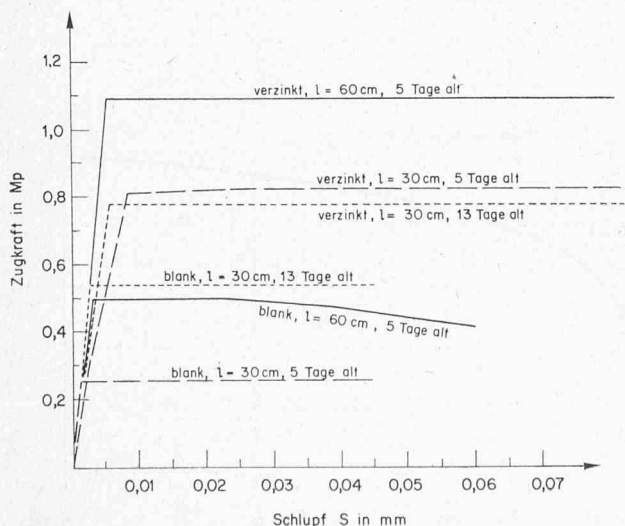


Bild 9. Draht-Ausziehversuche (l Haftstrecke im Mörtel)

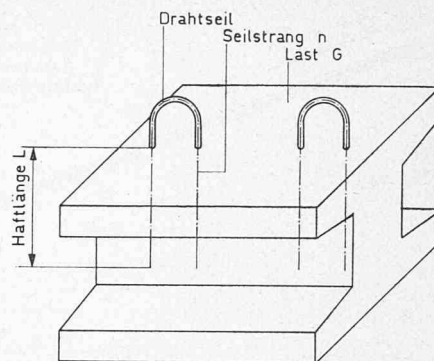


Bild 8. Einbetonierte Seile, Beispiel aus der Praxis

- Sichere, schlupfarme Übertragung einer konstanten, langfristigen Kabelzugkraft auf den Felsen und
- sichere, schlupfarme Übertragung einer kurzfristigen, stark variierenden Drahtseilzugkraft auf den Felsen.

Um diesen Forderungen zu entsprechen, dienten zur Bemessung und Formgebung der Haftstrecke folgende Grundlagen:

- Erfahrungswerte aus dem Gebiete der vorgespannten Felsanker
- Berücksichtigung der für diese Baustelle besonderen Gegebenheiten wie: Herstellung der Haftstrecke aus einem fertigen Seil ohne Beeinträchtigung der vorhandenen Festigkeitswerte; verzinkte Drähte anstatt wie üblich blanke; sulfathaltiges Wasser im Felsen.
- Möglichst kurze Haftstrecke aus Preisgründen.

Die Gestaltung der Haftstrecke könnte grundsätzlich auf drei Arten erfolgen:

- Als unverändertes Drahtseil Durchmesser 70 mm, direkt in das Bohrloch eingeschoben und vergossen
- Drahtseilseele in der Haftstrecke durch Stahlstange ersetzen
- Neu geformtes Drahtseil zwecks Erreichung optimaler Übertragungseigenschaften bei kürzester Haftlänge.

Die Lösung a) wurde bereits zu Beginn fallengelassen. Dem Vorteil der einfachen Ausführung standen weit grössere Nachteile entgegen wie Querkontraktion (Durchmesser-Verminde- rung) infolge der weichen Drahtseilseele sowie zu lange Haftstrecke infolge unvollständiger Ausnützung der Drahtseiloberfläche. Da die Lösung c) die kürzeste Haftstrecke (und damit die kürzesten Bohrlöcher) erwarten liess, wurde auch Möglichkeit b) nicht weiter verfolgt.

Bei der Lösung c) wird das Drahtseil bis auf die einzelnen Litzen geöffnet, die Drahtseilseele herausgeschnitten, das Seil - mit veränderter Lagerung der einzelnen Litzen - wieder geschlossen. Hiermit wird ein Durchdringen des Drahtseiles mit Mörtel erreicht und damit die Querkontraktion des Drahtseiles verhindert.

Als Zusatzmassnahme wurde der Aussendurchmesser des Drahtseiles alternierend verändert, was zu einer Keilwirkung führt. Damit ist eine formschlüssige Verankerung gegeben, die vor allem einem Progressivbruch unter dauernder Belastung entgegenwirkt und damit die Länge der Haftstrecke erheblich verkürzt.

Bild 4 stellt einen Schnitt längs eines Versuchsseiles dar. Der 3 m lange Haftteil besteht aus 6 «Wellungen» zu je 40 cm Länge. Ein Wellenberg wird mittels einer innenliegenden Distanzhalterscheibe erreicht, ein Wellental mittels einer Stahlbandumschnürung.

## 5. Ergebnisse der Ausreiss- und Dauerstandversuche

Es wurden je ein Kurzzeitausreissversuch mit einer Haftstrecke von 2 m bzw. 3 m durchgeführt. Die Bruchlast betrug 290 bis 300 Mp. Der Bruch trat in beiden Fällen durch Reißen einzelner Litzen, nicht durch Versagen der Haftstrecke, auf. Im ersten Versuch drehte sich bei der Belastung der Kolben der Presse; dadurch trat eine vergrösserte Dehnung auf. Bei verhindertem Drehen des Kolbens der Presse ergab sich im zweiten Kurzzeitversuch (Haftstrecke 2 m) eine spezifische Dehnung unter 75% der Bruchlast, welche gut mit dem im Laborversuch der EMPA ermittelten Wert übereinstimmt und 10% unter dem Erstbelastungsmodul gemäss Abschnitt 3 liegt (Bild 5).

Demgegenüber verhielt sich das in-situ-Dauerstandseil um 15% steifer gegenüber dem EMPA-Versuch, bzw. um 8% härter gegenüber dem Erstbelastungsmodul aus Abschnitt 3. Dieses steifere Verhalten könnte durch Reibungseinflüsse an der (durch ein Polyäthylenrohr ausgekleideten!) Bohrlochwand oder durch einen gestörten (aufgedrehten) Drahtseilverband infolge Vorbereitungs- oder Transport- und Montageeinflüssen verursacht sein.

Das Dauerstandverhalten in-situ ist in Bild 7, dasjenige bei der EMPA in Bild 6 dargestellt. Der EMPA-Versuch sollte das reine Drahtseilverhalten, ohne Einflüsse der Haftstrecke, abklären. Besonderheiten:

- Nach 150 Stunden traten beim in-situ-Versuch auf der freien Drahtseilstrecke keine Deformationen mehr auf; die weiterhin in der Haftstrecke gemessenen Deformationen wurden nicht auf die freie Strecke übertragen; dies deutet auf Reibungseinflüsse an der Bohrlochwand hin.
- Im Laborversuch ist das Drahtseilkriechen am Versuchsende nach 3600 Stunden noch nicht zum Stillstand gekommen.
- Einflüsse von Sprengerschütterungen (Schwinggeschwindigkeiten bis 5 mm/s) in der Spätphase des in-situ-Dauerstandversuches bewirkten keine Dehnungszunahme.

## 6. Erfahrungen mit einbetonierten Drahtseilen

Die Entwicklung in der Vorfabrikation von Bauelementen hat zur Herstellung von grossen und schweren Betonelementen geführt. Für das Versetzen ist es zum Teil noch üblich, Rund-eisen zum Einhängen von Anschlagmitteln zu verwenden. Es besteht die Möglichkeit, dass ein Rundeisen beim Biegen gekerbt wird. Kerben führen zu Rissen, was schon verschiedentlich zum Abstürzen der Last geführt hat.

Verschiedene Hersteller von Betonelementen sind dazu übergegangen, an Stelle von Rundeisen mit Erfolg Drahtseile

einzubetonieren. Diese haben gegenüber einem massiven Rund-eisen den Vorteil, dass sie aus vielen Einzeldrähten bestehen. Bei einer mechanischen, örtlichen Beschädigung wird deshalb nicht der ganze Querschnitt in Mitleidenschaft gezogen.

Im nachstehenden Beispiel wird dargestellt, wie man für ein Betonelement das Drahtseil und die einzubetonierende Drahtseillänge berechnet.

### Berechnung des Drahtseiles $d$

Last	$G = 40\,000\text{ kp}$
Anzahl Drahtseilstränge	$n = 4$
Sicherheitsfaktor	$S = 5$
Drahtseilbruchlast	$K = \frac{G \cdot S}{n} = \frac{40\,000 \cdot 5}{4} = 50\,000\text{ kp}$
Aus Drahtseiltabelle	$d = 3,0\text{ cm}$ , Bruchlast 51 000 kp

### Berechnung der Haftlänge $L$

Betonfestigkeit	$\geq 250\text{ kp/cm}^2$
Haftspannung Drahtseil-Beton $\tau_H$	$= 35\text{ kp/cm}^2$
Drahtseiloberfläche	$= F = d \cdot \pi \cdot L$
Haftlänge	$L = \frac{K}{\tau_H \cdot d \cdot \pi} = \frac{50\,000}{35 \cdot 3 \cdot \pi} = 152\text{ cm}$

Als Faustregel kann für die Ermittlung der Haftlänge  $L = 50 d$  angenommen werden.

## 7. Einfluss der Verzinkung auf die Haftfestigkeit

Mit verzinkten und unverzinkten Drähten (Durchmesser 3,15 mm, Zugfestigkeit 194 kp/mm<sup>2</sup>), wie sie in den Drahtseilen enthalten sind, wurden im Auftrag der Firma Losinger an der EMPA Ausziehversuche durchgeführt. Die geraden Drähte wurden zu diesem Zweck mit verschiedenen Haftlängen mit einem Zementmörtel (Wasser-Zement-Faktor 0,38) in ein Stahlrohr eingegossen. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 10 kp/mm<sup>2</sup> pro Minute. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 9 dargestellt.

### Literatur

- [1] A. Schneider und A. Chulp: Dehnung und Kontraktion bewegender Seile mit Fasereinlage im statischen Zugversuch und unter Betriebsbedingungen. «Internationale Seilbahnwettbewerb» 4/1972.

Adresse der Verfasser: E. Kessler, im Ingenieurbüro Heierli, Culmannstrasse 56, 8006 Zürich, H. Dietrich, in Firma Losinger AG, VSL International, 3000 Bern, und H. Bindschädler, in Firma Kabelwerke Brugg AG, 5200 Brugg.

## S-Bahntunnel Hamburg im Vorpessverfahren

DK 624.19:625.45

Derzeit wird zur Entlastung der über 100 Jahre alten Verbindungsbahn zwischen Hamburg Hauptbahnhof und Altona eine zweite innerstädtische Verbindungslinie mitten durch die Innenstadt mit fünf S-Bahn-Bahnhöfen erbaut. Damit werden weitere Aussenstrecken angeschlossen und das innerstädtische Strassennetz entlastet. Mit der Fertigstellung dieser 1967 begonnenen City-S-Bahn rechnet man im Jahre 1978. Von den insgesamt 30 Baulosen sind neun im Rohbau fertiggestellt. Von der rd. 8 km langen City-S-Bahn verlaufen 5,85 km im Tunnel, der überwiegend in offener Bauweise erstellt wird; in einem 673 m langen Teil muss jedoch wegen hoher Überdeckung im bergmännischen Verfahren gearbeitet werden (Schildvortrieb), und im Baulos 4/5 wurde beim Unterfahren der Verbindungsbahn das neuzeitliche Vorpessverfahren von Tunnelstückchen gewählt, auf das hier näher eingegangen wird.

Das von der Deutschen Bundesbahn zu erstellende Baulos 4/5 liegt auf dem etwa 200 m breiten Landstreifen zwischen Aussen- und Binnentalster. Die zweigleisige City-S-Bahn (Bild 1) unterquert die fünf Geleise der Verbindungsbahn und den Strassenzug Lombardsbrücke mit seinen setzungsempfindlichen Versorgungsleitungen in einem Bogen mit 300 m Halbmesser. Die Gradienten fällt mit einer Neigung von 5,42% von -5,16 m NN im Anschluss an den Hamburger Hauptbahnhof bis -6,50 m NN am Rande der auf +3,00 m NN angestauten Binnentalster. Der fertige S-Bahntunnel liegt an dieser Stelle etwa 10 bis 12 m im Grundwasser. Der grösste Teil des bei den Bauarbeiten zu erwartenden Bodens besteht aus Torf und kompressiblen Böden sowie den bis zu 14 m mächtigen Auffüllungen. Wegen des schlechten Baugrundes sowie der täglich über 60 000 Fahrzeuge auf der Lombardsbrücke und der rd. 1200 Züge auf