Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 90 (1972)

Heft: 36: Internationales Symposium für Untertagebau in Luzern, 11. bis 14. September 1972

Artikel: Berechnung der Stahlbetontübbinge für den Heitersbergtunnel, Los West

Autor: Andraskay, E. / Hofmann, E. / Jemelka, P.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-85301

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: 20.02.2026

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

Berechnung der Stahlbetontübbinge für den Heitersbergtunnel, Los West

Von **E. Andraskay, E. Hofmann** und **P. Jemelka**, Zürich

DK 624.191.1

Im Heitersbergtunnel West sind Stahlbetontübbinge zur Anwendung gelangt. Mit Hilfe des Computers war es möglich, die Bodenkennwerte zu variieren und ihren Einfluss auf das Tragsystem Gewölbe–Bodenmaterial zu erfassen. Plastische Bemessung führte zu einer flexiblen und wirtschaftlichen Tunnelauskleidung. Trotz modernen Berechnungshilfsmitteln bleibt dem Ingenieur die Verantwortung, wichtige Entscheide wie Auswahl der Kenngrössen, Belastungsarten und Interpretation der Ergebnisse zu fällen. Insbesondere im Tunnelbau ist es wesentlich, dass der projektierende Ingenieur die Ausführungsarbeiten mitverfolgt. Die mit einem Schildvortrieb zusammenhängenden Beanspruchungen des Gewölbes lassen sich nur durch laufende Beobachtung annähernd erfassen.

1. Das Projekt der Heitersberglinie

Das Hauptziel des «Projektes 1954» der Schweiz. Bundesbahnen im Raume Zürich ist die Entlastung des Zürcher Hauptbahnhofes. Dies wird vor allem durch die Verlegung des Rangierbahnhofes nach Killwangen-Spreitenbach erreicht. Die Heitersberglinie dient als Zufahrt zum neuen Rangierbahnhof, und zwar aus den Richtungen Bern, Basel über Mägenwil sowie aus der Zentralschweiz und dem Gotthard über Rotkreuz. Dank günstigen Trassierungselementen wird es möglich, die Strecke mit einer Geschwindigkeit von 140 km/h zu befahren, was zusammen mit der Streckenverkürzung eine neue attraktive Schnellzugsverbindung zwischen Zürich und Bern ergibt.

Das aufwendigste Bauvorhaben der Linie ist der 4,92 km lange Heitersbergtunnel. Geologisch und bautechnisch lässt sich der Tunnel in drei Hauptabschnitte gliedern: Die ersten 600 m des Tunnels auf der Killwanger Seite liegen in nur geringer Tiefe unter der Erdoberfläche in vorwiegend kiesigen Ablagerungen. Daher wurde dieser Abschnitt in offener Baugrube erstellt. Die nachfolgenden 2,9 km durchqueren den Molassenfels des Heitersberges. Auf diesem Teilstück wird der Fels mit einer Robbins-Tunnelbohrmaschine von rund 10 m Durchmesser ausgefräst. Unter der dem Westabhang des Heitersberges vorgelagerten Schotterebene durchläuft der Tunnel heterogene Lockergesteine, die teilweise Grundwasserträger sind. Auf dieser 1,4 km langen Strecke mit Überlagerungshöhen zwischen 20 und 65 m erfolgt der Tunnelvortrieb mit Hilfe eines kreisrunden Schildes von 11,3 m Durchmesser. Im Schutze des Schildes werden Stahlbetontübbinge eingebaut, die den Hohlraum stützen. Im folgenden wird beschrieben, wie diese vorgefertigten Tübbingringe konstruiert und bemessen wurden.

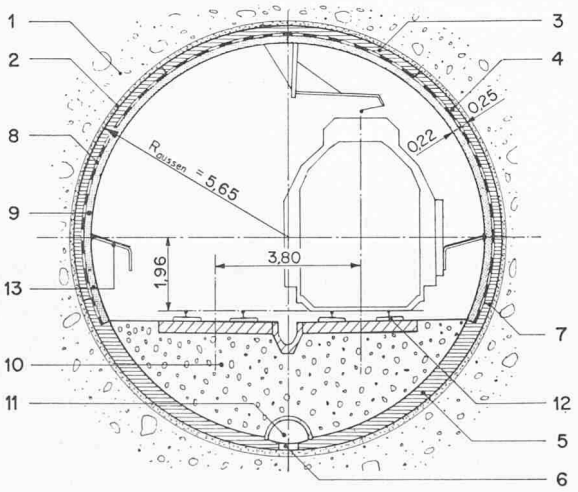

Bild 1. Normalprofil des Loses West

1	Lockergestein		
2	Injektion	8	Isolation
3	Firsttübbing	9	Innenbeton
4	Ulmtübbing	10	Kieskoffer
5	Sohltübbing	11	Entwässerung
6	Schlussstein	12	Schotterloses Geleise
7	Längsfuge	13	Schutzgalerie

2. Grundlagen und Annahmen für die Tübbingbemessung

2.1 Querschnitt

Das Aussengewölbe des kreisförmigen Tunnelprofils mit einem Aussenradius von 5,65 m bilden sechs Tübbingelemente, nämlich ein Firsttübbing, je ein Ulmtübbing und ein Sohltübbing links und rechts sowie ein Schlussstein (Bild 1). Die segmentförmigen Tübbinge weisen eine Konstruktionsstärke von 25 cm auf mit Ausnahme der Sohltübbinge, deren Stärke zwischen 47 cm und 25 cm variiert. Im Bereich des Firstes und der Ulme wird auf die Innenseite der Tübbinge eine Isolation geklebt, die innenseitig durch ein 22 cm starkes unarmiertes Ortsbetongewölbe gestützt wird.

2.2 Die angenommenen Materialeigenschaften des Bodens und der Tübbinge

Boden

Auf Grund der geotechnischen Untersuchungen konnten die Materialeigenschaften des Bodens für die hier dargestellten Berechnungen wie folgt festgelegt werden:

Raumgewicht des gesättigten Bodens	γ	$= 2{,}1\ t/m^3$
Winkel der inneren Reibung	φ	$= 35°$
Kohäsionszahl	C	$= 0\ t/m^2$
Steifeziffer	E_S	$= 1000$ bis $2000\ kg/cm^2$

Tübbingmaterialien

Beton Würfeldruckfestigkeit (nach 28 Tagen)	$\beta_w{}^{28}$	$= 300\ kg/cm^2$
Zulässige Kantenpressungen	σ_b	$= 150\ kg/cm^2$
Elastizitätsmodul (für langfristige Belastung)	E_b	$= 3 \cdot 10^2\ kg/cm^2$
Stahl III Streckgrenze (2°/₀₀)	$\sigma_{2,0}$	$= 4600\ kg/cm^2$
Zugfestigkeit	β_z	$= 4800\ kg/cm^2$
Zulässige Zugspannung	σ_e	$= 2400\ kg/cm^2$

2.3 Die Wirkungsweise des Tübbingringes

Die Tübbinge werden in den entsprechend gestalteten Fugen als frei drehbar gelagert angenommen. Der so gestaltete Tübbingring bildet mit seinen fünf Gelenken einen Mechanismus mit zwei Freiheitsgraden. Dieses an sich unstabile System zieht das umgebende Gesteinsmaterial in hohem Masse zum Mittragen heran. Die nach innen gerichteten Verschiebungen des Tunnelprofils im Firstbereich können den dort wirkenden Erddruck vermindern. Infolge der nach aussen gerichteten Verschiebungen im Kämpferbereich kann sich der dort wirkende Erddruck erhöhen (Bild 2). So ist es möglich, dass am fünfteiligen System passive Kräfte allein durch Gelenkrotationen ohne Biegeverformungen mobilisiert werden.

2.4 Belastungen

Belastungsarten

Bei der Beanspruchung des Tübbingringes senkrecht zur Tunnelachse sind folgende Belastungsarten zu unterscheiden:

- Erdauflasten und seitliche Erddrücke. (Die Strecke wird in zwei Hauptbelastungsarten geteilt: «kleine» Überlagerung: $H_{Scheitel} = 20$ m und «grosse» Überlagerung: $H_{Scheitel} = 60$ m)
- Wasserdrücke
- Verkehrslasten, falls Strassen in geringer Höhe über dem Tunnel verlaufen.

Parallel zur Tunnelachse wird der Tübbingring durch die Vortriebskräfte des Schildes beansprucht. Die Verteilung dieser Schildpressendrücke entlang dem Umfang des Ringes ist schwer erfassbar. Sie variieren mit dem Widerstand, den die Schildschneide zu überwinden hat und mit der Grösse der jeweils notwendigen Korrektur der Vortriebsrichtung.

Die einzelnen Tübbingelemente haben dazu noch für Transport und Montagezustände zu genügen.

In diesem Aufsatz wird die Berechnung und Bemessung des Tübbingringes am Beispiel «kleine» Überlagerung, $H_{Scheitel} = 20$ m, ohne Wasserdruck und ohne Verkehrslasten, dargestellt.

Erdauflasten und seitliche Erdrücke

Der als starr vorausgesetzte Schild wird in das ungestörte Lockergestein eingepresst. Sieht man von den Störungen, die von der Schildschneide ausgehen, ab, so herrscht am Schildumfang der Ruhedruck, dessen Komponenten wie folgt angeschrieben werden können:

Vertikale Belastung $\quad p_{vr} = \gamma \cdot H$

Horizontale Belastung $\quad p_{hr} = \lambda_0 \cdot \gamma \cdot H$

Dabei bedeuten γ das Raumgewicht des Bodens, H die Höhe vom betrachteten Punkt bis zur Geländeoberfläche (Überlagerungshöhe), λ_0 der Ruhedruckbeiwert.

Beim Fahren des Schildes wird der in seinem Schutze eingebaute Tübbingring der Belastung ausgesetzt. Bei diesem Prozess treten Verschiebungen und Verformungen auf, die den Ruhezustand des Bodens stören und sowohl die vertikale Last p_v, als auch die horizontale Last p_h beeinflussen.

Die *vertikale Lastkomponente* des Ruhedruckes $p_{vr} = \gamma \cdot H$ stellt den oberen Grenzwert p_{v_0} dar. Durch die Einsenkung des Firstes treten im darüber liegenden Bodenmaterial Verspannungserscheinungen auf, die die vertikale Auflast auf den Wert p_v abmindern.

Voellmy [1] findet dafür folgende Beziehung:

$$p_v = \gamma \cdot H \left[1 - \frac{\psi}{B/H + \operatorname{tg}\beta} \right]$$

Dabei bedeutet $\psi = \dfrac{(1 - \sin\varphi \cdot \cos 2\beta)(\operatorname{tg}\varphi + \operatorname{tg}\beta)}{1 + \sin\varphi}$, φ: Winkel der inneren Reibung, β: Winkel, die die Gleitflächen mit der Vertikalen einschliessen, B: Breite des Stollenfirstes und H die Überlagerungshöhe.

Terzaghi [2] findet für die infolge von Verspannungserscheinungen über dem First reduzierte vertikale Belastung folgenden Wert:

$$p_v = \frac{b \cdot \gamma}{\lambda \operatorname{tg}\varphi} \cdot [1 - e^{-\lambda \operatorname{tg}\varphi H/b}]$$

Dabei bedeutet: b: die halbe Breite des nachgebenden Firstes $= B/2$, λ: die Seitendruckziffer.

Die Beziehung von Voellmy ergibt höhere Werte als diejenige von Terzaghi. Messungen, die im Zusammenhang mit dem Donnerbühltunnel [3] gemacht worden sind, zeigten Vertikalbelastungen, die zwischen den beiden nach Voellmy bzw. Terzaghi berechneten Werten liegen. Für die Tübbingbemessung bleiben wir auf der sicheren Seite, wenn wir die Vertikallasten nach Voellmy bestimmen (siehe Bild 4).

Für die *horizontale Lastkomponente* p_h, die im gestörten Bodenmaterial auf den Tübbingring wirkt, stellt der aktive Rankinesche Erddruck $p_{hu} = \lambda a \cdot \gamma \cdot H$ einen unteren Grenzwert dar. Um einen wahrscheinlichen Wert der horizontalen Belastung p_h zu ermitteln, gehen wir von der Überlegung aus, dass zufolge der Entlastung im First die vertikale Lastkomponente in den Ulmen grösser sein muss als der Ruhedruck $p_{v_0} = \gamma \cdot H$, siehe Bild 3.

Nehmen wir an, dass die Vertikaldruckerhöhung Δp_{v_2} beidseitig des Firstes einen Viertel der Druckabminderung Δp_{v_1} über dem First betrage, so erhalten wir für die seitliche Druckbelastung in den Ulmen den Wert

$$p_h = \lambda a \left[\gamma \cdot H + \frac{1}{4} \Delta p_{v_1} \right]$$

Wir legen der Tübbingbemessung diesen wahrscheinlichen Wert p_h der Horizontalbelastung zugrunde, siehe Bild 4.

Im Bereich geringer Überlagerungshöhe sind für die Bewehrung der Tübbinge die Biegemomente massgebend. Sie sind proportional zur Differenz zwischen vertikaler und horizontaler Belastung. Aus dem Diagramm Bild 4 ist ersichtlich, dass diese Differenz bis zu einer Überlagerungshöhe von $H =$ rund 30 m zunimmt und dort ihr Maximum erreicht.

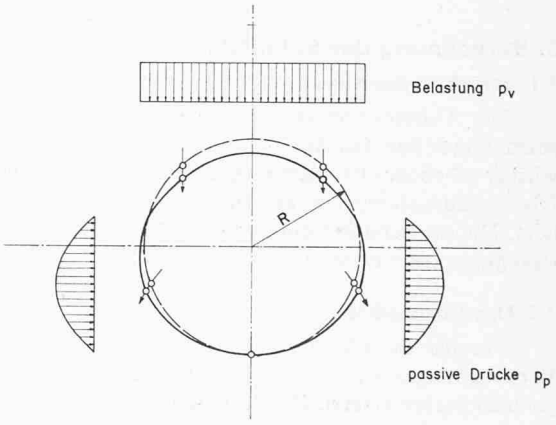

Bild 2. Die Verformung des Ringes durch Rotation um die Gelenke und die dadurch erzeugten passiven Drücke p

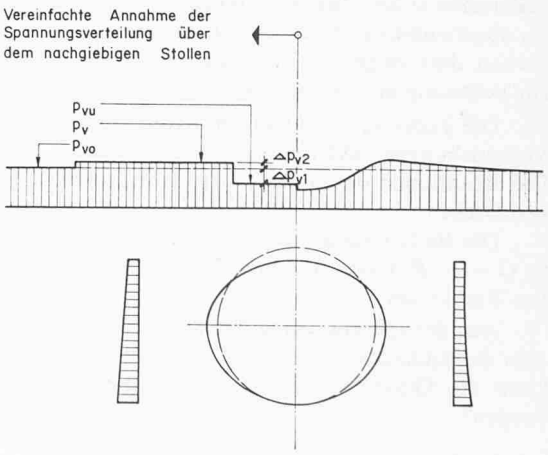

Bild 3. Umlagerung der vertikalen Spannungen über dem nachgiebigen Stollenfirst

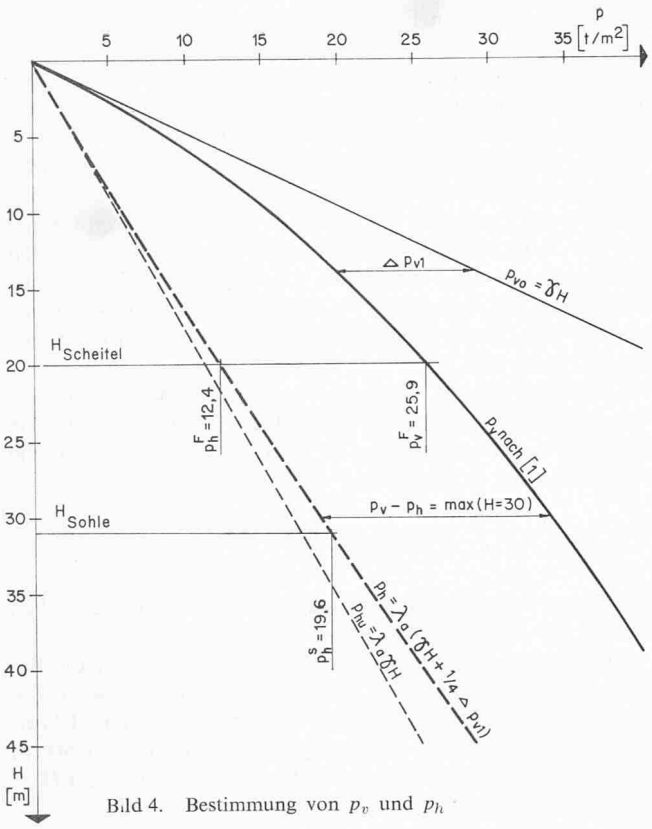

Bild 4. Bestimmung von p_v und p_h

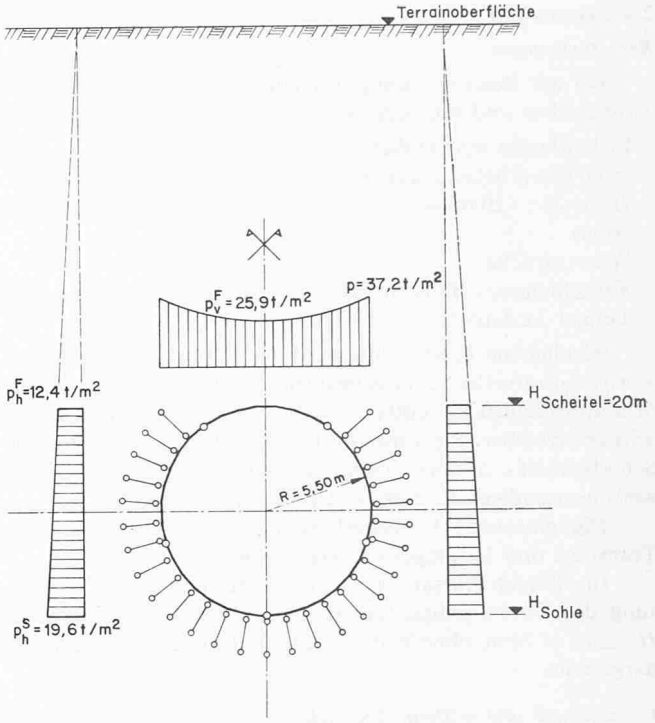

Bild 5. Statisches System und Belastungsannahme

3. Berechnung der Schnittkräfte

3.1 Berechnungsmethode

Der Tübbingring stellt einen elastisch gebetteten Fünfgelenkbogen dar. Bei Annahme einer homogenen Auskleidung wird er als ebenes Problem untersucht, da bei einer konstanten Überdeckungshöhe ein ebener Formänderungszustand vorliegt. Die statische Berechnung erfolgte mit Hilfe des STRESS-Computerprogrammes [4].

3.2 Das Ringmodell

Für die Berechnung der Reaktionen, Schnittkräfte und Verschiebungen wird der Tübbingring durch ein Polygon aus geraden Stäben ersetzt. Die Belastung wird am System in Form von Knotenlasten an den Eckpunkten des Polygons angebracht.

Das umgebende Bodenmaterial wird durch Ersatzstäbe dargestellt, die den Ring in den Knoten stützen (Bild 5). Diese Federstäbe sollen dem elastischen Verhalten des Bodens mit der angenommenen Steifeziffer E_s entsprechen. Die Federstäbe werden dort eingeführt, wo passiver Erddruck als Reaktion zur Belastung auftritt. Sie sollen nur Druck aufnehmen.

Die Federstäbe und deren Kräfte sollen den durch die Verschiebungen aktivierten Bodenreaktionen entsprechen. Die Reaktionen des Bodens werden durch die Bettungsziffer beschrieben.

Die Bettungsziffer eines eingebetteten Rohres ergibt sich zu $C = E_s/R$. Dabei bedeutet E_s die Steifeziffer des Bodens, R den Radius des Tunnels.

Aus der Gleichsetzung der Kraft, die das Bodenmaterial oder der Radialstab einer Einheitsverschiebung entgegensetzen, kann die Querschnittsfläche F_R des Federstabes berechnet werden:

$$\frac{1}{l_e \cdot b \cdot C} = \frac{l_R}{F_R\, E_b}$$

wobei C die Bettungsziffer, b die Breite des Streifenelementes, l_e der Abstand der Federstäbe, l_R die Länge der Federstäbe, F_R die Querschnittsfläche der Federstäbe und E_b den Elastizitätsmodul des Betons darstellen.

Die Berechnungen werden mit den folgenden Bettungsziffern durchgeführt:

$C = 2{,}0$ kg/cm³ ($E_s = 1100$ kg/cm²)
$C = 2{,}5$ kg/cm³ ($E_s = 1380$ kg/cm²)
$C = 3{,}0$ kg/cm³ ($E_s = 1650$ kg/cm²)

Die erhaltenen Schnittkräfte und sich ergebenden Radialdrücke sind in den Bildern 6, 7 und 8 dargestellt.

4. Bemessung des Tübbingringes

Der Tübbingring bildet für das Tunnelprofil einen provisorischen Einbau, der bis zum Einbringen des Innengewölbes der Beanspruchung durch Erddrücke standhalten muss. Die Bemessung wird nach der plastischen Berechnungsmethode durchgeführt. Dabei sind folgende Eigenschaften des Tübbingringes zu berücksichtigen: Ein durch Verformung auftretender Biegeriss wirkt im elastisch gestützten Ring wie ein neues Gelenk. Solange die Rotationsfähigkeit des Gelenkes gewährleistet ist, wird der Einbau dadurch nicht gefährdet. Die Stabilität der Gelenkkette wird nicht bedroht, da der Erddruck gegen das Ausknicken wirkt.

Die Bemessung wird mit Hilfe des Interaktionsdiagrammes zwischen Momenten und Normalkräften durchgeführt. Da der Einfluss der Druckarmierung auf das Bruchmoment sehr gering ist, kann man die Interaktionsdiagramme der ACI Publikation [5] benützen.

Es werden für die berechneten Schnittkräfte im Querschnitt zwei Sicherheitsfaktoren angesetzt:

- Sicherheit gegen Anwachsen des Momentes bei konstanter Normalkraft $S_N = \text{konst} = 1{,}2$
- Sicherheit gegen Anwachsen der Normalkraft bei konstantem Moment $S_M = \text{konst} = 1{,}5$

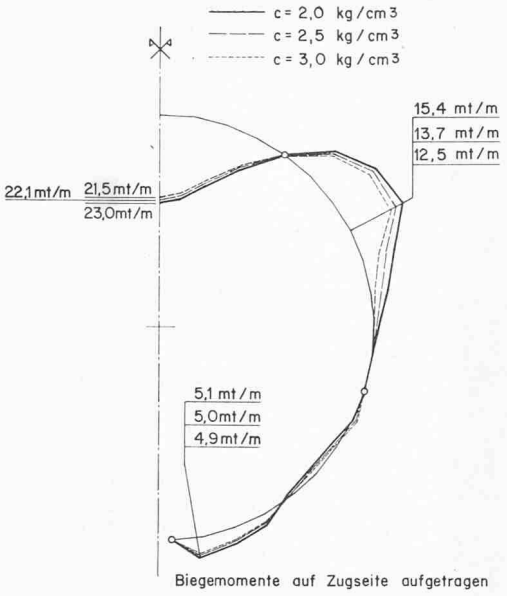

Bild 6. Momentverlauf

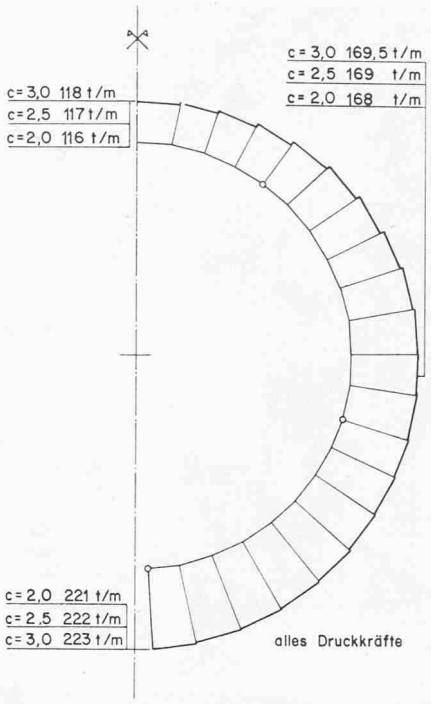

Bild 7. Verlauf der Normalkräfte

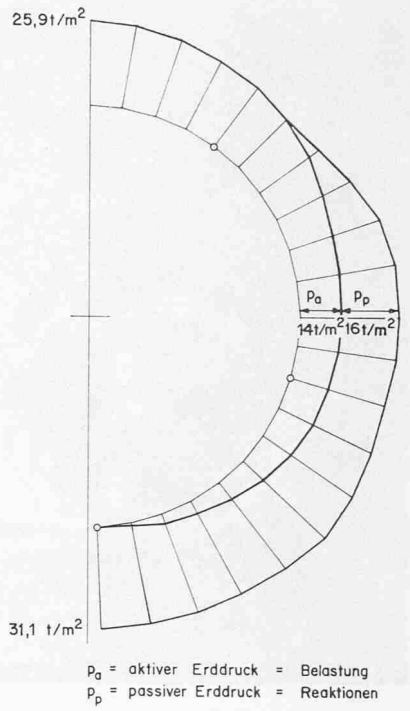

Bild 8. Resultierende Radialdrücke (Bettungsziffer $C = 2{,}0$ kg/cm³)

In den Bildern 9 und 10 sind die Interaktionsdiagramme für First- und Ulmquerschnitte dargestellt. In den Diagrammen sind die oben definierten Sicherheiten ersichtlich. Die so erhaltenen Armierungsgehalte haben auch für die im Abschnitt 2.4 aufgeführten Lastfälle zu genügen. So sind zum Beispiel für den Sohltübbing die Transport- und Montagezustände und nicht die Biegebeanspruchung aus Erddrücken massgebend. Diese Berechnungen führten zu einem durchschnittlichen Armierungsgehalt von rund 70 kg/m³ Beton.

5. Besondere Erfahrungen mit den Stahlbeton-Tübbingen im Los West

5.1 Zur Armierung der Tübbinge

Die Praxis zeigt, dass die Armierung der Tübbinge nebst den statischen Erfordernissen sehr sorgfältig nach konstruktiven Gesichtspunkten zu entwerfen ist. Dazu zwei Hinweise als Beispiele:

Die Einleitung der Presskräfte des Schildes in den Tübbing ring ist nicht gleichmässig. Es treten somit parallel zur Tunnel achse immer wieder Spannungsspitzen auf. Vertikal zur Tunnel achse verformen sich entsprechende Elemente benachbarter Ringe je nach Belastung und Bettung im stark heterogenen Lockergestein unterschiedlich. Durch diese beiden Erscheinungen werden die Ringfugen ausserordentlich stark beansprucht. Die Spaltzugbewehrungen entlang der Fugen sind deshalb sorgfältig zu berechnen und die vorgeschriebenen Abbiege- und Verlegetoleranzen genau zu kontrollieren.

In den Sohltübbingen 1,5 bis 2,0 m unterhalb des oberen Gelenkes, sind ab und zu parallel zur Tunnelachse Risse aufgetreten, die sich in der Vortriebsrichtung verjüngten. Die Ursache bestand in einer geringen Masse Sand, welche vom Wasser an den tiefsten Punkt des Schildschwanzes geschwemmt wurde und somit zwischen vorhandene und neuversetzte Tübbinge zu liegen kam. Dadurch wurde der Sohltübbing als ein-

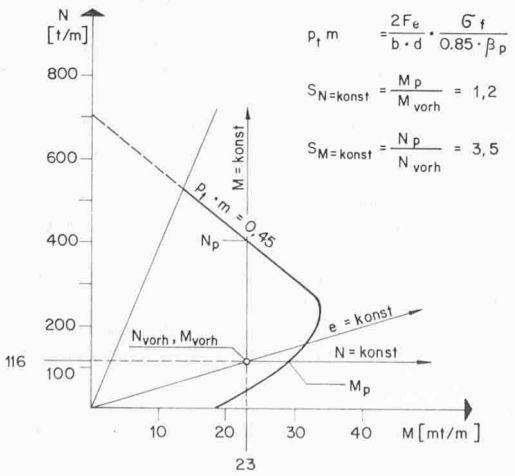

Bild 9. Interaktionsdiagramm des Firsttübbinges

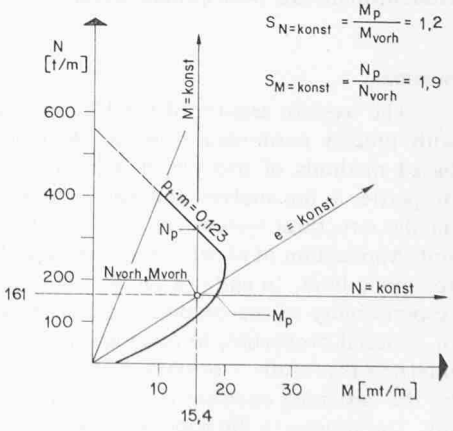

Bild 10. Interaktionsdiagramm der Ulmtübbinge

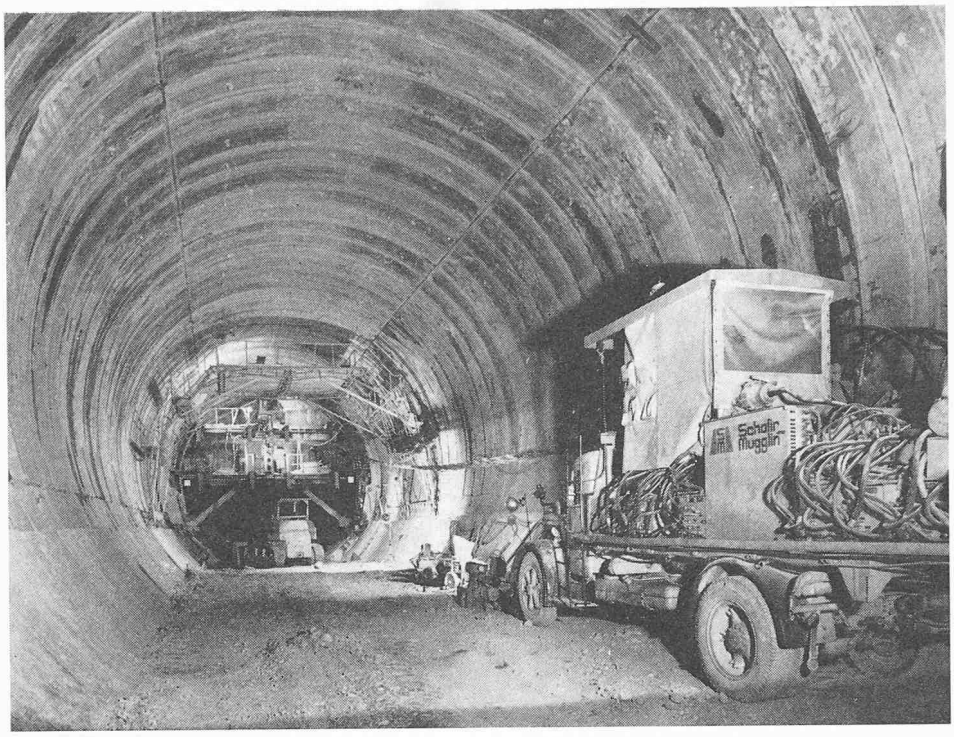

Bild 11. Tunnelröhre mit Tübbingen, vorne Schildkonstruktion, hinten Steuerwagen (Photo Ed. B. Schucht)

Bauherr: SBB Kreis III.

Oberbauleitung: SBB Bauabteilung III, Zürich.

Projekt und örtliche Bauleitung: Basler & Hofmann, dipl. Bauingenieure ETH/SIA, Zürich.

Bauausführung Los Ost: Arbeitsgemeinschaft Heitersberg Ost: Locher & Co. AG, Zürich; Losinger & Co. AG, Bern; Prader AG, Zürich; A. Wiesmann, Reinach.

Bauausführung Los West: Arbeitsgemeinschaft Heitersberg-Tunnel West: Schafir & Mugglin AG, Zürich; AG Heinr. Hatt-Haller, Zürich; Traugott Läubli AG, Baden.

facher Balken auf dem Sand und in der Nähe des Gelenkes aufgelagert und von Presskräften beansprucht. Die Ringarmierung der Sohltübbinge wurde danach längs den beiden Tübbingringfugen konzentriert, d.h. der Tübbing wurde als querbelasteter Druckstab armiert, womit Abhilfe geschaffen war.

5.2 Das Verhalten der Tübbinge unter dynamischen Lasten

Die Lagerungsdichte des sandigen Kieses auf der Westseite des Heitersberges ist sehr unterschiedlich. Teilweise ist er so stark verkittet, dass der Abbau mit dem Trax nur nach einigen Lockerungssprengungen möglich wurde, andernorts wieder so rollig, dass trotz beweglichen Arbeitsbühnen Niederbrüche von verschiedener Grösse auftraten. Der grösste Niederbruch ereignete sich beim Unterfahren der Landstrasse Fislisbach–Mellingen. Hier sind aus 15 m Höhe Gesteinsmassen auf den Tübbingring heruntergestürzt. Dabei sind Biegerisse von 1,0 bis 1,5 mm entstanden, aber der Ring blieb tragfähig. Weitere Niederbrüche (Höhen bis zu 8 m und bis zu 80 m³ Volumen) vermochten die Tragfähigkeit des Ringes ebenfalls nicht ernsthaft zu gefährden. Dies zeigt, wie stark eine verformbare Gelenkkette dank der mittragenden Wirkung des umgebenden Gesteinsmaterials beansprucht werden kann.

Summary

The western section of the Heitersbergtunnel was linded with precast reinforced concrete elements. Using computer based methods of analysis it was possible to vary the soil properties in the analysis and thus to determine their influence on the structural system consisting of liner and surrounding soil. Application of plastic design methods led to a flexible and economic liner. In spite of modern computational means the responsability of the engineer remains to decide the selection of material properties, to assume on load-distribution and to interpret the results. Constant superversion of the construction by the designing engineer is particularly important in tunneling. The stresses in the liner due to shield-jacking forces can be approximately determined by constant observation.

Résumé

Pour la construction du tunnel du Heitersberg, partie ouest, un revêtement fait d'éléments préfabriqués en béton armé a été utilisé. Avec l'aide de l'ordinateur, il a été possible de varier les caractéristiques du sol et d'apprécier ainsi leur influence sur le système porteur revêtement-sol. Un dimensionnement fait à l'aide de méthodes de calcul plastiques a permis un revêtement flexible et économique. Les moyens de calcul modernes ne déchargent pourtant pas l'ingénieur de la responsabilité des décisions importantes, telles que le choix des caractéristiques ou des cas de charge et l'interprétation des résultats. Dans la construction d'un tunnel, il est essentiel que l'auteur du projet puisse suivre l'exécution. Les sollicitations du revêtement causées par l'avancement au moyen d'un bouclier ne peuvent être évaluées que par une observation régulière.

Literaturverzeichnis

[1] *Voellmy A.:* Die Bruchsicherheit eingebetteter Rohre. Zürich 1937, Schweiz. Verband für die Materialprüfung der Technik, Bericht Nr. 35.

[2] *Terzaghi K., Jelinek R.:* Theoretische Bodenmechanik. Berlin 1959, Springer-Verlag.

[3] Der Donnerbühl-Tunnel in Bern. «Schweiz. Bauzeitung» *78* (1960), H. 10, S. 165–171, H. 11, S. 191–193, H. 12, S. 206–211 und H. 13, S. 215–218.

[4] *Mauch S. P.:* Die problemorientierte Computersprache STRESS in der Bauingenieurpraxis. «Schweiz. Bauzeitung» *85* (1967), H. 21, S. 369–372.

[5] *Whitney Ch. S.* and *Cohen E.:* Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete «Journal of the American Concrete Institute», Titel No. 53, 25th November, 1956.

[6] *Hofmann E.:* Der Heitersbergtunnel der SBB. «Schweiz. Bauzeitung» *88* (1970), H. 3, S. 37–38.

[7] *Andraskay E., Schneebeli R.:* Anwendung von Stahlbetontübbingen beim Heitersbergtunnel West. «Betonwerk und Fertigteil-Technik», 1972, Heft 8.

Adresse der Verfasser: *E. Andraskay,* dipl. Bauing. ETH, *E. Hofmann,* dipl. Bauing. ETH, und *P. Jemelka,* dipl. Bauing. in Firma Basler und Hofmann, Ingenieure und Planer, Forchstrasse 395, 8008 Zürich.