

# Tunnelbau im Lockergestein nach der deutschen Bauweise: Betrachtungen über Ausbauleitungen und Kosten bei der Anwendung im Nationalstrassenbau

Autor(en): **Müller, Christoph**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **94 (1976)**

Heft 24

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73113>

## **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.

## Zu den Prüfmethode n im allgemeinen

Bei der Normierung der Betonprüfung ist auf deren Wirtschaftlichkeit zu achten. Unwirtschaftlich ist die Betonprüfung dann, wenn deren Ergebnisse mit zahlreichen Fehlern behaftet sind und die Prüfung nur wenig Aussagekraft besitzt. Unwirtschaftlich ist die Betonprüfung aber auch dann, wenn die Anforderungen an die Prüfmethode n und Prüfeinrichtungen zu hoch sind, d. h. wenn dadurch hohe Kosten für die Einrichtung und den Betrieb entstehen. Wirtschaftlich ist die Betonprüfung nur, wenn mit möglichst einfachen Mitteln repräsentative Ergebnisse erzielt werden, die den Bauherren und die Unternehmung davor schützen, dass minderwertige Baustoffe verwendet werden.

### 6. Allgemeine Beobachtungen

Es kann mit einigen wenigen Beispielen aus der Erfahrung gezeigt werden, dass die Normvorschriften für die Betonprüfung ergänzt und vervollständigt werden sollten.

- In Art. 9.07<sup>1</sup> wird bestimmt, dass bei jeder Herstellung von Probekörpern für die Ermittlung des Nennwertes der Würfeldruckfestigkeit jeweils mindestens drei Probekörper herzustellen sind, und zwar soll der Beton für die Probekörper jeweils aus einer anderen Mischung entnommen werden. Betrachtet man die Ergebnisse der Druckfestigkeiten, so muss man sich oft fragen, wie ist es nur möglich, dass so homogener Beton hergestellt wird. Es stellen sich leise Zweifel ein, ob nicht alle drei Probekörper aus derselben Mischung hergestellt wurden.
- In Art. 9.11<sup>2</sup> wird gesagt, dass die Probekörper 1 bis 2 Tage in der Form zu lagern und dann für die normengemässe Lagerung an die Prüfstelle zu übergeben sind. Wieso geschieht es oft, dass die Probekörper am 28. Tag oder sogar noch später in der Prüfstelle eintreffen? Es stellt sich dabei die Frage, ob der Sinn und Zweck der Prüfung überhaupt verstanden wurde.
- In Art. 9.13<sup>1</sup> werden die herausgearbeiteten Proben beschrieben. Darunter fallen Bohrkern e mit 5,0 cm Durchmesser und 5,6 cm Höhe. Wo steht geschrieben, dass für diese Bohrkern e andere Belastungsgeschwindigkeiten bei der Druckprüfung anzuwenden sind als für Würfel 20×20×20 cm? Nur in «Prüfen von Beton an der EMPA, Ausgabe 1974».
- In Art. 9.14<sup>2</sup> wird festgehalten, unter welchen Bedingungen der Prellhammer Aussagen über die Druckfestigkeit am Bauwerk erlaubt, nämlich dann, wenn der Rückprallwert an Proben für die Druckprüfung geeicht wird. Wie oft geschieht es aber, dass auf den Baustellen versucht wird, die Betonqualität nur mittels des Rückprallwertes zu beurteilen?

- In Art. 8.04<sup>3</sup> ist festgehalten, dass die Betonkonsistenz konstant gehalten werden muss. Vorschriften über Konsistenzbestimmungen fehlen aber gänzlich. Somit hängt dieser Artikel vollständig in der Luft! Ausserdem wäre es angebracht, dass bei der Anwendung der Betonsorten BH und BS Konsistenzmessungen während des Einbringens des Betons durchgeführt werden, weil so wesentlich mehr über die Regelmässigkeit des Betons ausgesagt werden könnte.
- In Art. 9.16<sup>3</sup> ist die Festigkeitsentwicklung des Betons bei normengemässer Lagerung tabellenmässig dargestellt. Die Druckfestigkeit im Alter von  $t$  Tagen ( $\beta_{wt}$ ) wird im Verhältnis zur Festigkeit im Alter von 28 Tagen  $\beta_{w28}$  dargestellt. Offensichtlich bedeutet hier  $\beta_{w28}$  die Festigkeit nach 28 Tagen und nicht wie in den übrigen Artikeln der Norm den Nennwert der Würfeldruckfestigkeit. Deswegen verwendet die EMPA in ihrem Informationsblatt über die Interpretation der Druckfestigkeit von Bohrkernproben bei der Druckfestigkeit nach  $t$  Tagen das Symbol  $\beta_{d,t}$ , z. B. für die Druckfestigkeit nach 28 Tagen  $\beta_{d,28}$ . Die Normen sollten sich durch Klarheit und Eindeutigkeit der verwendeten Symbole auszeichnen, die in der Praxis übernommen werden können.

Diese Beobachtungen zeigen, dass Leute aus der Praxis bei der Anwendung der Vorschriften bezüglich der Betonprüfung überfordert sind. Unter anderem auch deswegen, weil diese Vorschriften in weit auseinanderliegenden Artikeln und Richtlinien festgehalten sind.

### Zusammenfassung

Die Betonprüfung bzw. die Bestimmung der Druckfestigkeit an Betonprobekörpern dient allen an der Erstellung eines Bauwerkes beteiligten Partnern. Ungenügende Vorschriften für die Prüfmethode führen dazu, dass keine repräsentativen und reproduzierbaren Prüfergebnisse ermittelt werden, auch wenn alle Beteiligten davon überzeugt sind, die Normvorschriften bis ins Letzte beachtet zu haben. Selbstverständlich sind sehr oft Fehlmanipulationen verantwortlich, dass widersprüchliche Resultate ermittelt werden. Aber man darf ebenso von den Normvorschriften erwarten, dass sie eindeutig, vollständig und verständlich abgefasst sind. Die heutigen Prüfvorschriften der Norm SIA 162 genügen diesen Anforderungen nicht. Es sind zu viele Aspekte nicht berücksichtigt, zu viele Fragen noch offen. In diesem Sinne ist eine Totalrevision der Richtlinien für die Betonprüfung eine dringliche Angelegenheit.

Adresse des Verfassers: J. Matthis S. Schiess, dipl. Ing. ETH, SIA, BBL Baulaboratorium AG, Gartenstrasse 15, 4132 Muttenz.

## Tunnelbau im Lockergestein nach der deutschen Bauweise

### Betrachtungen über Ausbauleistungen und Kosten bei der Anwendung im Nationalstrassenbau

Von Christoph Müller, Walenstadt

DK 624.19

#### Problemstellung

Die deutsche Tunnelbauweise ist eine sehr teure Arbeitsmethode. Bauherren und nicht zuletzt auch Unternehmer werden immer wieder von den recht bescheidenen Ausbauleistungen und den damit verbundenen hohen Baukosten bei der Anwendung der deutschen Tunnelbauweise in unangenehmer Weise überrascht. Es ist sicherlich nicht fehl am Platz, sich über die Wirtschaftlichkeit dieser Arbeitsmethode einige Gedanken zu machen. Da im Zuge des Ausbaues der Nationalstrassen eine grössere Anzahl von Tunnelbauten im

Lockergestein bevorsteht, sollen die Probleme am Beispiel eines Strassentunnels erläutert werden. Verständlicherweise kann es sich bei den nachfolgenden Angaben nur um Richtwerte handeln, wobei die besonderen Verhältnisse jedes einzelnen Bauwerks von neuem abzuschätzen sind.

#### Bauvorgang

Bei der deutschen Bauweise erfolgt der Ausbau des Profils bekanntlich in drei Arbeitsgängen.

- Vortrieb der beiden Seitenstollen mit Betonierung der Widerlager
- Kalottenausbruch mit Gewölbeverkleidung
- Kernabbau mit Sohlgewölbe.

Bei einem Profil von 95 m<sup>2</sup> eines zweiseitigen Strassentunnels ergibt sich für die einzelnen Vortriebe etwa folgende Aufteilung der Ausbruchfläche:

Seitenstollen	25-30 m <sup>2</sup>	30%
Kalotte	30-35 m <sup>2</sup>	34%
Kern, Sohlgewölbe	35-30 m <sup>2</sup>	36%
Ausbruchprofil	95 m <sup>2</sup>	100%

Die *Seitenstollen* werden der hohen Kosten wegen so klein wie möglich gehalten. Die Breite, meistens 2,50 m bis 3,00 m, richtet sich nach den Abmessungen der Aushub-, bzw. Transportgeräte, während die *Stollenhöhe* auf die Auflagerkote des Kalottengewölbes abzustimmen ist; sie beträgt in der Regel 5,0 m bis 6,0 m. Eine Unterteilung der Ortsbrust in einen untern und obern Abbaubereich, auf etwa 2,00 m unterhalb der Firste, wird in den meisten Lockergesteinen unumgänglich sein. Die Lage der *Mittelsprenger* bestimmt zugleich die Höhe der obern Arbeitsbühne.

Bei *starkem Seitendruck* ist einem *ovalen Profil* den Vorzug zu geben. Im *Kalottengewölbe* kann meistens schon mit einem mittelschweren Ladegerät gearbeitet werden. Die Abbauhöhe sollte jedoch nicht mehr als 4,00 m, ausnahmsweise 4,50 m betragen.

#### Ausbauleistungen

Die Angaben über die Leistungen beziehen sich im wesentlichen auf *Vortriebe im Lockergestein*. Da die Werte je nach Materialbeschaffenheit, Menge an Stahleinbauten und Brustverzug usw. stark variieren können, werden zwei Fälle (Extremfälle) behandelt.

##### Fall A: Günstige Voraussetzungen

z.B. kurzfristig standfestes, verkittetes Moränenmaterial, trocken bis leicht feucht, Brustverzug unbedeutend (oder stark gebräches, leicht druckhaftes Festgestein).

##### Fall B: Ungünstige Voraussetzungen

z.B. sandig/siltiges Moränenmaterial mit geringer Kohäsion, wasserführend, partieller Brustverzug notwendig (oder locker gelagerter Gehängeschutt, erschwert durch Blöcke).

Bei einem zweiseitigen Betrieb zu je 10 Arbeitsstunden kann erfahrungsgemäss etwa mit nachstehenden Ausbauleistungen gerechnet werden:

	Fall A (günstig)	Fall B (ungünstig)
Seitenstollenvortrieb (Abbau, Stahleinbau)	m/Tag 1,50- 2,50	1,00-1,50
- Widerlagerbeton	m/Tag 3,00- 4,00	3,00-4,00
Kalotten-Vortrieb (Abbau, Stahleinbau)	m/Tag 2,00- 3,00	1,00-1,50
- Gewölbebeton	gleichzeitig nachfolgend	
Kernabbau	m/Tag 5,00-10,00	3,00-8,00
Sohlgewölbe	m/Tag 5,00	5,00
Tagesleistung im Mittel über Gesamtprofil	ca. m/Tag 0,50- 0,80	0,30-0,60

Anhand der Tagesleistungen lassen sich die notwendigen Arbeitsstunden leicht errechnen. Bei einer Belegschaft von 30 bis 40 Mann, inkl. 25% Werkstatt- und Servicepersonal, ergeben sich für Abbau, Stahleinbau, armiertes Gewölbe im Fall A ca. 600 Lohnstunden, im Fall B ca. 900 Lohnstunden

je laufenden Tunnelmeter. Diese einfachen rechnerischen Überlegungen finden immer wieder mit hinreichender Genauigkeit ihre Bestätigung in der Praxis.

Man sieht daraus, wie *lohnintensiv* die deutsche Tunnelbauweise in Wirklichkeit ist. Bestrebungen zur *Rationalisierung* unter dem Druck des stark ansteigenden Lohnniveaus verhelfen nur zu *beschränktem Erfolg*. Der Grund dafür liegt in der Methode selbst.

Die Aufteilung in kleine Querschnitte führt zu mehrheitlich händischen Arbeiten. Grosse leistungsfähige Geräte können in den wenigsten Fällen eingesetzt werden. Die *latente Einsturzgefahr an der Ortsbrust* bedingt einen äusserst sorgfältigen Abbauvorgang. Das Herausnehmen von Findlingen und Auspacken der Hohlräume hinter dem Verzug ist sehr zeitraubend. 50-60% des Stahleinbaus in den Seitenstollen hat nur eine zeitlich begrenzte Stützfunktion und muss nachträglich wieder entfernt werden. Das Arbeiten beim Schalen, Eisenlegen und Betonieren wird durch die engen Platzverhältnisse und die Querverspreiung in den Seitenstollen wesentlich erschwert. Sobald die Abschnittslängen über 50-100 m vorliegen, kommen noch zusätzlich die Transportprobleme.

Es erstaunt deshalb kaum, wenn die *Arbeitslöhne mehr als die Hälfte der Gesteinskosten* ausmachen.

Für die *prozentuale* Aufteilung der Gesamtkosten gilt ungefähr:

55% - 45%	Lohnkosten
40% - 45%	Materialkosten
5% - 10%	Gerätekosten

#### Baukosten

Mit welchen *approximativen* Baukosten hat der Bauherr zur Zeit für einen zweiseitigen Strassentunnel im Lockergestein zu rechnen? Bei der Annahme eines Bruttolohns von Fr. 14.- und eines Kalkulationslohns von Fr. 28.- je Arbeitsstunde, inkl. sämtlicher Zuschläge auf Löhne und Werkkosten, lassen sich für die beiden gewählten Beispiele folgende Laufmeterpreise ermitteln:

Preisbasis 1976	Fall A	Fall B
Kalkulationslohn	Fr./Std. 28.-	28.-
Lohnanteil	45%	55%
Arbeitswert	Fr./Std. 62.-	51.-
Arbeitsstunden	Std./m 600	900
Werkkosten (rd.)	Fr./m 37000.-	46000.-
Installationsanteil 20-25%	Fr./m 8000.-	10000.-
Laufmeterpreis	Fr. 45000.-	56000.-

(ohne Innenausbau)

Davon entfallen ca.

- 55% - 60% auf Widerlager
- 40% - 30% auf Kalottengewölbe
- 5% - 10% auf Kern und Sohlgewölbe.

#### Alternativ-Vorschläge

Wo noch vor wenigen Jahren die deutsche Tunnelbauweise wirtschaftlich vertretbar war, muss heutzutage in ähnlichen Fällen angesichts der hohen Lohnkosten bedingt durch relativ bescheidene Ausbauleistungen nach *preisgünstigen* Alternativ-Vorschlägen gesucht werden.

Eine Lösung in dieser Hinsicht könnte zum Beispiel die *«neue österreichische Tunnelbauweise»* sein. Auf die Seitenstollen, die kostenmässig am stärksten ins Gewicht fallen, könnte dabei verzichtet werden, ohne dass dadurch das Unterfangen des Traggewölbes ernsthaft in Frage gestellt würde. Im Lockergestein wäre die Verwendung von TH-Stahlbogen (oder Gitterträgern), Armierungsmatten und

Spritzbeton in den meisten Fällen verantwortlich, während man sich im weichen Felsgestein auf Haftanker, Armierungsnetze und Spritzbeton beschränken könnte.

Falls hinsichtlich der Abstützung des Traggewölbes gewisse Bedenken bestehen, könnten im Kämpferbereich zusätzlich eine Reihe Alluvialanker angebracht werden.

### Zusammenfassung

Die deutsche Tunnelbauweise ist eine sehr lohnintensive Baumethode. Hohe Kosten und bescheidene Ausbauleistungen sind kennzeichnend dafür. Am Beispiel eines Strassen-

tunnels wurden die Baukosten und Vortriebsleistungen aufgezeigt. Eine Rationalisierung durch vermehrten Geräteeinsatz wird in den wenigsten Fällen möglich sein. Wo vor wenigen Jahren die deutsche Bauweise noch wirtschaftlich vertretbar war, sieht sich der Bauherr gezwungen, nach preisgünstigeren Alternativen zu suchen. Als solche wird die neue österreichische Bauweise nicht nur für Felsgestein, sondern auch im Lockergestein zur Prüfung empfohlen.

Adresse des Verfassers: Chr. Müller, dipl. Ing. ETH/SIA, Hanfländerweg 10, 8880 Walenstadt.

## Structural connections of prefabricated concrete units – some matters of current concern

By K. G. Bernander, Stockholm

DK 69.067

It is appropriate to consider a structural joint between precast units as composed from a set of characteristic parts.

Joint zones of components and interface surfaces exist in all joints. Dependent on the type of joint there are one or more further parts (fig. 1):

- a joint space
- a joint fill of concrete, grout, pads, plates or sealings
- a joint crack and ties (or dowels). The ties may be direct, semidirect or indirect dependent on the place where they are anchored; direct when in the component, indirect when in the joint fill.

As all the above parts of the joint can be varied in geometry and mechanical qualities, the design of joints leaves innumerable possibilities. The load-transfer function is one and perhaps the best to classify structural joints into different groups, although the different groups may have common characteristics. Thus there are simple interfaces between two concretes, shear joints, moment stiff joints, compression joints, simple supports and various combinations of these fundamental groups.

The design of the structural connections decides to a great extent the technology and the economy of precast concrete prefabrication. It is thus of great importance that the solutions chosen not only satisfy the requirements with regard to the transfer of forces, ductility and service function but also are simple, safe and economical during the different phases of the manufacturing and construction

procedures. Leaving the design of joints free to economical competition (as has occurred during the early development period of prefabrication) the risk of inadequate solutions has been apparent. On the other hand it is important that

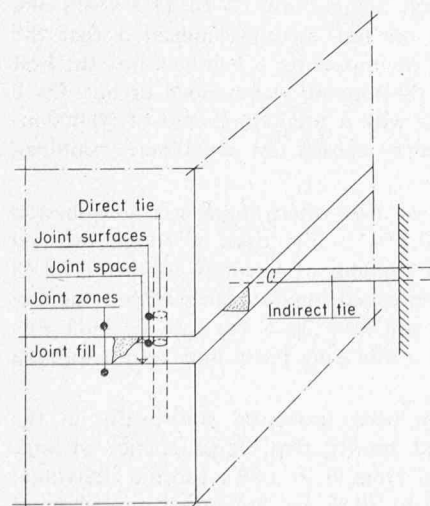


Fig. 1. Structural joint between precast units. Characteristic parts

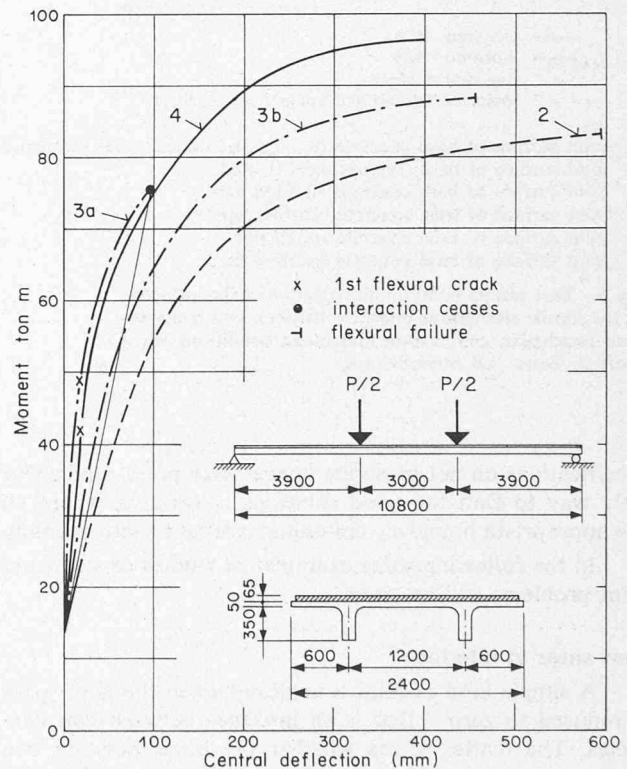


Fig. 2. Full scale tests have been performed on TT-slabs of 10.8 m span with and without interacting concrete topping. Curve 2 in the Figure shows the central deflection of a unit without concrete topping and Curve 4 that of a unit with interacting concrete topping. In the latter case, interaction continued right up to the ultimate stage. Curve 3a shows the central deflection of a similar TT-slab in which adhesion at the joint surface was prevented by oiling it prior to casting of the topping. Interaction persisted for some time above the flexural cracking load, after which complete separation of the topping occurred. After the topping concrete had been anchored at its ends by existing lifting stirrups which had not been surrounded with concrete on first loading (2 No 1/2" prestressing strands at each end), loading was repeated and central deflection took place as shown in Curve 3b. The tests were made at AB Strängbetong and sponsored by the Association of the Swedish Prefabricated Concrete Industries and partially financed by the Swedish Council for Building Research