

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 93 (1975)
Heft: 37: SIA-Heft, 6/1975: Altbaumodernisierung

Artikel: Bruchsicherheitsnachweis für Druckglieder
Autor: Menn, C.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-72817>

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: 17.05.2025

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

Der Verein bekämpft Missbräuche auf dem Immobilienmarkt, insbesondere im Zusammenhang mit Altbauten.

Der Verein unterstützt die Verbesserung der Altbau- renovation in gesundheitlicher, technischer und wirtschaftlicher Hinsicht.

Der Verein arbeitet eng zusammen mit Behörden, Institutionen und Unternehmen, die eine ähnliche Zielsetzung verfolgen.

Der Verein betreibt eine aktive Aufklärung und Information in allen Fragen der Altbau- renovation.

Der Verein verfolgt keinen Erwerbszweck.»

Diese Zielsetzung ist freilich recht hoch gegriffen, das war schon den Gründungsmitgliedern klar. Die besondere Situation verlangt aber auch den Mut zur Mitverantwortung. Die Arbeit will mit Sachkenntnis und überzeugtem Engagement geleistet werden. Es sollen Denkanstösse, ausführbare Vorschläge, praktikable Arbeitsanleitungen, Entscheidungsgrundlagen erarbeitet werden, kurz: alles, was zur Verwirklichung des programmierten Vorhabens dient.

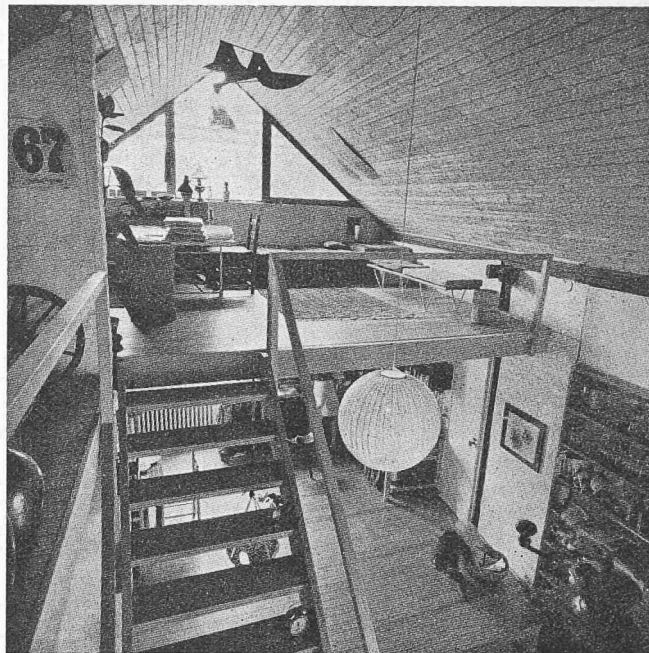
Heute sind bereits fünf *Arbeitsgruppen* im Entstehen für die Teilaufgaben: 1. Beurteilungskriterien für den Altbau, 2. Sanierung in Berggebieten, 3. Bautechnik bei Altbauten, 4. Bauvorschriften und Gesetze in Bezug auf Renovationen und Umbauten, 5. Handbuch für die Renovationspraxis.

Weitere Fragen und Themen will die Pro Renova zusammen mit Spezialisten und Instanzen bearbeiten, die für besondere Fachgebiete kompetent sind. So zum Beispiel:

- Wie weit geht der Pietätswert von Bauten und Siedlungen?
- Wie gestalten wir den Wohn- und Lebensraum in gewachsenen Siedlungen?
- Haben unsere hergebrachten, überspitzten Begriffe von Wohnhygiene und Komfort einen entscheidenden Wohnwert bei Umbauten und Renovationen?
- Lösungen von Management- und Bauführungsfragen und ihre Differenzierung in Bezug auf Renovationen und Umbauten.

Die Arbeit unserer Vereinigung soll sich nicht in grossen und vielen Worten erschöpfen. Mit handfesten, klaren und praktisch nutzbaren Arbeitsunterlagen wollen wir dem Fachmann und dem Bauherrn dienen. In diesem realistischen Bestreben wird sich die Pro Renova an der Altbau- messe in Luzern vom 12.–16. September sowie an der Züsä in Zürich vom 25. September bis 5. Oktober mit einem Beratungs- und Informationsdienst beteiligen. In allen grösseren Schweizer Städten ist ferner vorgesehen, temporär geöffnete *Beratungsstellen* für Hausbesitzer einzurichten.

Die Pro Renova will keine Pseudotätigkeit im luftleeren Raum pflegen, sondern in Verbindung mit den Behörden und den bereits bestehenden Bauorganisationen und Einrichtungen konkret tätig sein. Unsere Vereinigung ist nicht kommerziell ausgerichtet und wird deshalb die Reali-



Ein junges Paar hat beim Ausbau einer Dachwohnung zusammen mit Freunden selbst Hand angelegt. Über Küche und Essplatz liegt der Arbeitsplatz der Eltern: Schreibtisch und Flickecke. Durch die Zweigeschossigkeit wirkt der Wohn-Ess-Kochraum luftig und heiter. Das obenstehende Bild und die Aufnahmen auf S. 568 sind entnommen dem Sonderdruck (aus Beiträgen «Das ideale Heim») «Umbauen», bearbeitet von Silvia Kugler, Verlag Schönerberger AG, Winterthur, 1975)

sierungspraxis auf dem Spezialgebiet der Altbau- renovation keineswegs konkurrenzieren, vielmehr ergänzend unterstützen.

Der Erfolg hängt weitgehend davon ab, ob sich auch unsere Mitbürger in namhafter Zahl für diese Aufgabe im Dienste der Allgemeinheit gewinnen lassen. Aber auch alle im Bauwesen schöpferisch, technisch oder handwerklich Schaffenden wissen, dass gerade die heutigen wirtschaftlichen Schwierigkeiten uns zwingen, nach ohne langem Verzug «machbaren» Lösungen zu suchen. Die kurze bisherige Erfahrung bestärkt uns in der Erwartung, dass vor allem die Behörden und die gesamte Bauwirtschaft die neue Vereinigung weiterhin mit Interesse, Wohlwollen und Mithilfe unterstützen werden.

Emil Rütli, Architekt FSAI/SIA,
Präsident der Pro Renova, Zürich

Statuten und Anmeldeformulare können bezogen werden durch das Sekretariat der Pro Renova, Witikonstrasse 297, Postfach, 8053 Zürich.

Bruchsicherheitsnachweis für Druckglieder

Von Prof. Dr. C. Menn, Chur

DK 624.04:331.823

Die vorliegende Arbeit entstand im Auftrag der SIA-Kommission 162 und bildet die Grundlage der Richtlinie 162/35. Eine Subkommission bestehend aus: Ing. R. Hofer, Prof. Dr. J. Kammerhuber, Ing. W. Odermatt, Dr. U. Oelhafen, Ing. P. Ramu, Prof. J. Schneider, Ing. G. Wüstemann, befasste sich in mehreren Sitzungen eingehend mit den theoretischen Grundlagen und der neuen Richtlinie. Die ausserordentlich umfangreichen Computerberechnungen, die zur Überprüfung des EJ-Näherungsverfahren erforderlich waren, beruhen auf Rechenprogrammen der Datastatic AG, Zürich. An der Entwicklung der Theorie, der Durchführung der Berechnungen und der Ausarbeitung der

Richtlinie waren mehrere wissenschaftliche Mitarbeiter und Assistenten des Institutes für Baustatik und Konstruktion der ETHZ beteiligt, u.a. die Herren H. Figi, M. Grenacher, C. Häring, H. P. Höltschi und Frau S. Schenkel. Allen Mitarbeitern und Beratern möchte ich an dieser Stelle meinen besten Dank aussprechen.

Der SIA leistete einen Beitrag an die Aufwendungen der Sachbearbeiter, den ich hiermit ebenfalls danke.

Zürich, 15. August 1975

Der Verfasser

Wichtigste Bezeichnungen und Begriffe

b	Querschnittsbreite
d	Querschnittsstärke
h_0	Abstand zwischen den äussersten Bewehrungslagen
r	Radius des Kreisquerschnitts
e	Exzentrizität der Normalkraft
w	Ausbiegung der Stützenachse
S	Schnittkraft im Gebrauchszustand
S'	um entsprechende Lastfaktoren vergrösserte Schnittkraft S
S^*	Bruchschnittkraft
$\bar{S}$	um den Querschnittsfaktor abgeminderte Bruchschnittkraft S^*

EJ	Biegesteifigkeit des Querschnitts
$\frac{EJ}{W}$	um den Querschnittsfaktor abgeminderte Biegesteifigkeit EJ
W_r	Querschnitts-Bruchwiderstand
$\bar{W}$	um den Querschnittsfaktor abgeminderter Querschnitts-Bruchwiderstand W
β_r	Bruchfestigkeit des Betons
σ_f	Fliessspannung des Stahls
μ	geometrischer Bewehrungsgehalt
$\mu^* = \mu \frac{\sigma_f}{\beta_r}$	mechanischer Bewehrungsgehalt
ρ	Krümmungsradius der verformten Stabachse

1. Einleitung

Die Bemessung eines Tragwerks muss grundsätzlich so durchgeführt werden, dass einerseits eine ausreichende Bruch-sicherheit und andererseits ein einwandfreies Verhalten im Ge-brauchszustand (Verformungen und Rissebildung bei effek-tiven Lasten) gewährleistet ist. Mit dem Nachweis der zu-lässigen Spannungen im Gebrauchszustand ist es aber in vielen Fällen nicht möglich, beide Bemessungskriterien gleichzeitig zuverlässig zu erfüllen. Vor allem in bezug auf die Bruch-sicherheit müssen unter Umständen erhebliche Ungenauig-keiten und Abweichungen von den vorgesehenen Sicherheits-beiwerten in Kauf genommen werden. Bei der Bemessung schlanker Druckglieder ist es sogar notwendig, zusätzliche Rechenvorschriften zur Ermittlung der Bemessungsschnitt-kräfte einzuführen, um eine ausreichende Tragfähigkeit wenig-stens näherungsweise sicherzustellen. Da bei schlanken Stützen eine wachsende Belastung wegen der Stützenschiebung eine überproportionale Zunahme der Biegemomente zur Folge hat, kann unter Umständen bereits eine geringe Steigerung der auf Grund des Spannungsnachweises noch zulässigen Last zum

Bruch des Querschnitts führen. Die Norm SIA 162 (Ausgabe 1968) sieht deshalb in Art. 3.08.2 vor, dass zur Gewährleistung einer ausreichenden Sicherheit, die unter 1,8facher maximaler Gebrauchslast ermittelten Ausbiegungen berücksichtigt werden müssen. Dies bedeutet, dass der Nachweis der zulässigen Span-nungen für fiktive Bemessungsschnittkräfte durchzuführen ist.

Die Rechenvorschrift der SIA-Norm zur Ermittlung der für den Spannungsnachweis massgebenden Bemessungsschnitt-kräfte $N = P_2$, $M = P_2 e_2$ gewährleistet allerdings nur unter den folgenden Voraussetzungen die gewünschte 1,8fache Sicherheit bis zum Erreichen der Bruchlast:

- Der Bruchwiderstand des Querschnitts muss mindestens 1,8mal grösser sein, als die aufgrund der zulässigen Span-nungen mögliche Beanspruchbarkeit des Querschnitts.
- Die Stützenverformung muss bei der beträchtlich über dem Gebrauchszustand liegenden Last mit der effektiven Biege-steifigkeit EJ – unter Berücksichtigung des σ - ϵ -Diagrammes, der Rissebildung, des Kriechens usw. – berechnet werden.

Im Hinblick auf eine zuverlässige Bemessung ist es deshalb angezeigt, für Druckglieder einen besonderen Bruchsicherheits-nachweis aufgrund des wirklichkeitsnahen Tragverhaltens durchzuführen. Im Folgenden wird ein Verfahren dargestellt, das eine einfache und zuverlässige Bestimmung des Bruch-widerstandes und der Bruchschnittkräfte bei Stützen ermög-licht.

2. Querschnitts-Bruchwiderstand

Der Bruchwiderstand eines durch Biegemomente und Normalkräfte beanspruchten Stahlbetonquerschnitts lässt sich in einem M - N -Interaktionsdiagramm darstellen; die Berechnung der Bruchschnittkräfte N^* , M^* erfolgt aufgrund folgen-der Annahmen und Voraussetzungen:

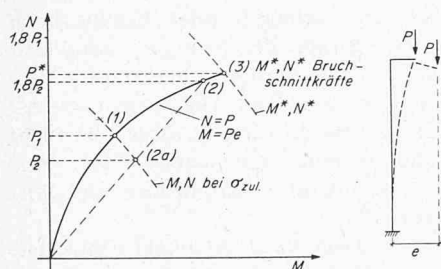


Bild 1 Spannungsnachweis gemäss Norm SIA 162 im Vergleich zur Bruchlast

- | | | |
|------|--|--|
| (1) | $N = P_1$
$M = P_1 e_1$ | $\sigma_b, \sigma_e < \sigma_{zul}$
$e_1 =$ Exzentrizität bei P_1 |
| (2) | $N = 1,8 P_2$
$M = 1,8 P_2 e_2$ | $e_2 =$ Exzentrizität bei $1,8 P_2$ |
| (2a) | $N = P_2$
$M = P_2 e_2$ | $\sigma_b, \sigma_e < \sigma_{zul}$
(SIA-Vorschrift) |
| (3) | $N = N^* = P^*$
$M = M^* = P^* e^*$ | $e^* =$ Exzentrizität bei P^* |

Bei (1): ungenügende Sicherheit trotz $\sigma_b, \sigma_e < \sigma_{zul}$
da $1,8 P_1 > P^*$

Bei (2): ausreichende Sicherheit bei $\sigma_b, \sigma_e < \sigma_{zul}$
 $1,8 P_2 < P^*$
Schnittkräfte fiktiv, da e_2 Exzentrizität bei $1,8 P_2$

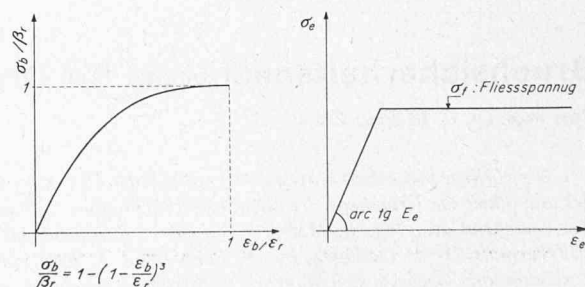


Bild 2a (links). Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons gemäss Richtlinie 34

Bild 2b (rechts). Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Stahls gemäss Richtlinie 34

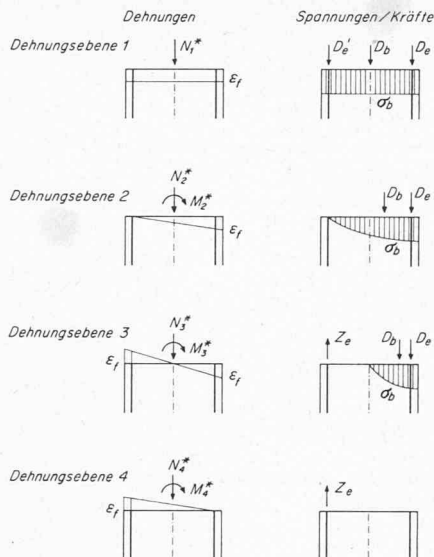
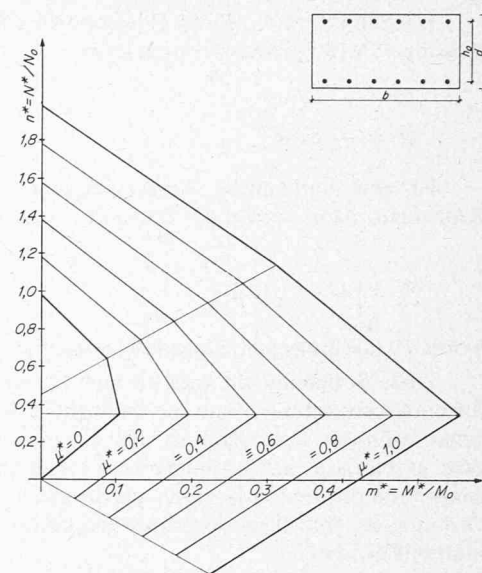


Bild 3 (links). Charakteristische Dehnungsebenen zur Bestimmung des Querschnitts-Bruchwiderstandes

Bild 4 (rechts). Interaktionsdiagramm des Querschnitts-Bruchwiderstandes bei einem symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt $h_0/d = 0,9$



- Die Dehnungen sind linear über die Querschnittshöhe verteilt (Ebenbleiben der Querschnitte)
- Der Beton überträgt keine Zugspannungen
- Die Spannungen im Stahl und im Beton werden aus den Dehnungen unter Verwendung der entsprechenden Spannungs-Dehnungs-Diagramme ermittelt. Dabei beträgt die grösste rechnerische Stahlspannung $\sigma_f = \sigma_{2,0} = 4,6 \text{ t/cm}^2$ (Stahl III) und die grösste rechnerische Betonspannung $\beta_r = 0,6 \beta_{w28}$.

Im Sinne einer Vereinfachung wird im Folgenden zudem angenommen, dass der Querschnittswiderstand erschöpft ist, wenn auf der Zug- oder auf der Druckseite die Stahlflussdehnung erreicht wird. Der dadurch begangene Fehler ist im allgemeinen klein und das Ergebnis ist auf der «sicheren Seite». Bei schlanken Druckgliedern ist zu beachten, dass mit dem Erreichen der Stahlflussdehnung die Querschnittssteifigkeit stark absinkt und die Stützensausbiegung bzw. die Momente zweiter Ordnung entsprechend rasch zunehmen; d.h., die Berücksichtigung des effektiven Querschnittswiderstandes ergäbe nur eine unwesentlich höhere Traglast. Bei gedrunenen Stützen mit kleiner Lastexzentrizität ist der Fehler grösser, beträgt aber maximal nur 2%. Selbstverständlich ist der mit dem «normalen» σ - ϵ -Diagramm des Betons (für Kurzzeitbeanspruchung) ermittelte Bruchwiderstand auch bei einer Langzeitbeanspruchung gültig. Der Bruchwiderstand eines Stahlbetonquerschnitts lässt sich mit den vier charakteristischen Dehnungsebenen nach Bild 3 genügend genau bestimmen.

Im Interaktionsdiagramm der Bruchschnittkräfte werden Biegemoment und Normalkraft als bezogene Grössen aufgetragen (Bild 4).

$$m^* = \frac{M^*}{M_0} \quad M_0 = \beta_r b d^2$$

$$n^* = \frac{N^*}{N_0} \quad N_0 = \beta_r b d$$

Als Kurvenparameter dient der bezogene Bewehrungsgehalt

$$\mu^* = \frac{\sigma_f}{\beta_r} \mu$$

Die Interaktionskurve ist damit unabhängig von den Stützenabmessungen und von der Betonqualität.

3. Berechnung elastischer Druckglieder nach der Theorie Zweiter Ordnung

Bei elastischem Materialverhalten und schnittkraftunabhängiger Biegesteifigkeit bereitet die Verformungs- und Schnittkraftberechnung einer Stütze keine besonderen Schwierigkeiten. Die Berechnung von Stützen mit konstanter Steifigkeit erfolgt im allgemeinen durch Integration der Balkendifferentialgleichung

$$w^{IV} EJ + M'' = 0$$

Das Moment M besteht aus einem Anteil erster Ordnung $M_{(1)}$ und einem Anteil zweiter Ordnung $M_{(2)} = P w$. $M_{(1)}$ bezeichnet das Biegemoment erster Ordnung und w die Stützensausbiegung (Bild 5). Die Balkendifferentialgleichung lässt sich somit in folgender Form anschreiben:

$$w^{IV} + \frac{P}{EJ} w'' = -\frac{M''_{(1)}}{EJ}$$

Die Lösung des homogenen Anteils der Differentialgleichung lautet:

$$w = C_1 \sin kx + C_2 \cos kx + C_3 x + C_4$$

$$\text{mit } k = \sqrt{\frac{P}{EJ}}$$

Nach der Bestimmung eines partikulären Integrals sind die Konstanten $C_1 \div C_4$ aus den Randbedingungen zu ermitteln.

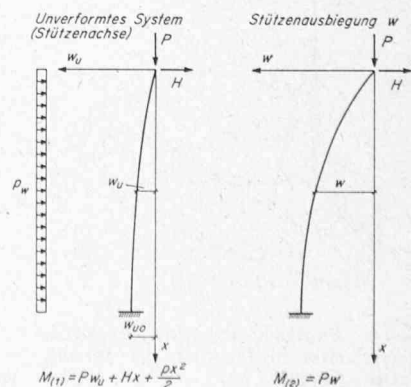


Bild 5. Momente erster Ordnung $M_{(1)}$ und Momente zweiter Ordnung $M_{(2)}$ einer krummen, querbelasteten Stütze

Die Schnittkräfte M und Q lassen sich aufgrund der Ausbiegung w folgendermassen berechnen:

$$M = -EJ w''$$

$$Q = -EJ w'''$$

Ist eine anfängliche Ausbiegungslinie w_1 ähnlich zur Knickfigur, dann beträgt der Endwert w der Ausbiegung

$$w = w_1 \frac{1}{1 - (P/P_E)}$$

wobei P_E die Eulersche Knicklast bezeichnet.

Diese Beziehung gilt auch als gute Näherung für die Verformungsberechnung, wenn die anfängliche Ausbiegung nicht genau affin zur Knickfigur ist. Bei krummen, querbelasteten oder exzentrisch gedrückten Stützen erhält man somit näherungsweise die Endausbiegung, indem die Verformung erster Ordnung w_1 mit dem Vergrößerungsfaktor $1/(1 - (P/P_E))$ multipliziert wird.

Zur Berechnung der Eulerschen Knicklast P_E stehen bei Stützen mit variabler Steifigkeit das Verfahren von Engesser-Vianello oder Energiemethoden zur Verfügung [1].

4. Biegesteifigkeit von Stahlbetonstützen

Die Biegefestigkeit einer Stahlbetonstütze ist nicht ein lastunabhängiger, fester Querschnittswert. Der E -Modul des Betons ist – wie das Spannungs-Dehnungsdiagramm zeigt – abhängig von der Grösse der Spannungen bzw. den Schnittkräften N , M und der Beanspruchungsdauer (Kriechen). Das Trägheitsmoment wird andererseits wesentlich durch die Rissebildung, d.h. das Verhältnis M/N beeinflusst. Bild 6 stellt die Biegesteifigkeit in Funktion der Schnittkräfte N und M dar und zeigt deutlich den wesentlichen Abfall der Steifigkeit bei zunehmender Beanspruchung.

Die schnittkraftabhängige Biegesteifigkeit lässt sich auch im Momenten-Krümmungsdiagramm mit der Normalkraft als Parameter darstellen [2].

Mit der Beziehung

$$w'' = \frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EJ} \quad \text{bzw.} \quad |M \rho| = EJ$$

ergibt sich die Biegesteifigkeit als Tangens des Neigungswinkels α (Bild 7). Dabei ist grundsätzlich zwischen der Sekantensteifigkeit und der Tangentensteifigkeit zu unterscheiden. Die Sekantensteifigkeit entspricht der mittleren Steifigkeit bei einer Momentenzunahme im Bereich $0 \leq M \leq$

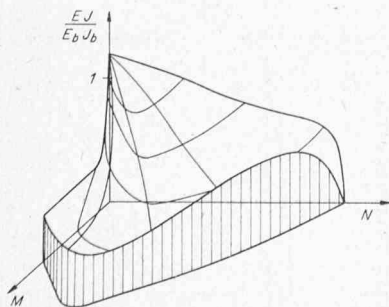


Bild 6. Biegesteifigkeit eines Rechteckquerschnittes in Funktion der Schnittkräfte M und N

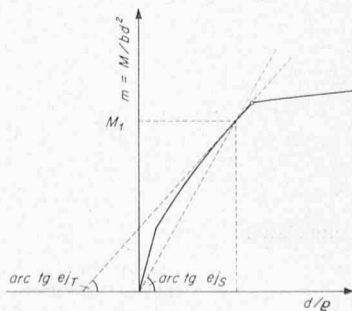


Bild 7. Moment-Krümmungs-Linie bei konstanter Normalkraft unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen

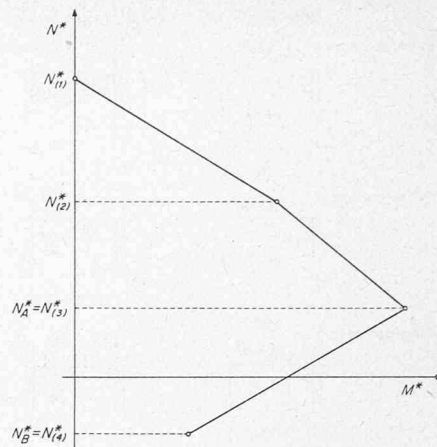


Bild 9. Interaktionsdiagramm der Bruchschnittfläche

M_1 ($N = \text{konstant}$), die Tangentensteifigkeit entspricht andererseits der Steifigkeit bei einer Momenten-Änderung im Bereich $M_1 + dM_1$ ($N = \text{konstant}$).

5. Berechnung der Traglast

Bei der Traglast-Berechnung einer Stütze interessiert vor allem die Sekantensteifigkeit, die sich beim Erreichen der Bruchschnittkräfte N^* , M^* bzw. beim Fließbeginn des Stahls einstellt:

$$EJ_f = \rho_f M_f$$

Grundsätzlich lässt sich EJ_f mit den im Abschnitt 2 angegebenen charakteristischen Dehnungsebenen bestimmen. Der Dehnungsebene (3) kommt dabei eine besondere Bedeutung zu, da sie das grösste Moment und die grösste Krümmung bzw. den kleinsten Krümmungsradius aufweist. In Richtlinie 35 wird diese Dehnungsebene mit Zustand «A» bezeichnet (Bild 8).

Aufgrund einer umfassenden Untersuchung verschiedener Querschnitte gelangt man im weiteren zu folgenden Feststellungen (Bild 9):

- im Bereich $N^*_{(3)} < N^* < N^*_{(2)}$ weicht die Sekantensteifigkeit EJ_f nur unwesentlich von $EJ_{fA} = EJ_{f(3)}$ ab, wobei EJ_f in diesem Bereich praktisch immer grösser ist als EJ_{fA}
- im Bereich $N^*_{(4)} < N^* < N^*_{(3)}$ nimmt EJ_f allmählich auf den wesentlich kleineren Wert $EJ_{f(4)}$ ab. In Richtlinie 35 wird die Dehnungsebene (4) mit Zustand «B» bezeichnet.

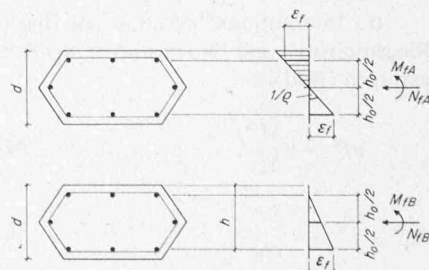


Bild 8. Charakteristische Dehnungsebenen zur Berechnung der rechnerischen Biegesteifigkeit EJ_f

$$EJ_{f(3)} = EJ_{fA} = \rho_{fA} M_{fA}$$

$$EJ_{f(4)} = EJ_{fB} = \rho_{fB} M_{fB}$$

$$\rho_{fA} = \frac{h_0}{2 \varepsilon_f} \quad \rho_{fB} = \frac{h_0}{\varepsilon_f}$$

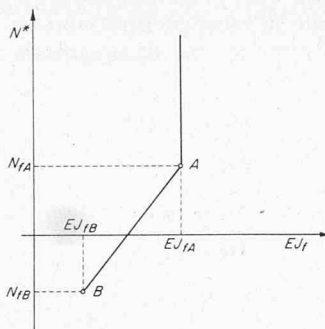


Bild 10 (oben). Rechnerische Biegefestigkeit EJ_f in Funktion der Bruchnormalkraft N^*

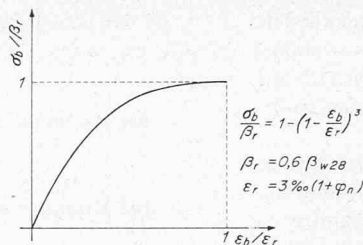


Bild 11 (Mitte). Allgemeines Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons unter Berücksichtigung des Kriechens

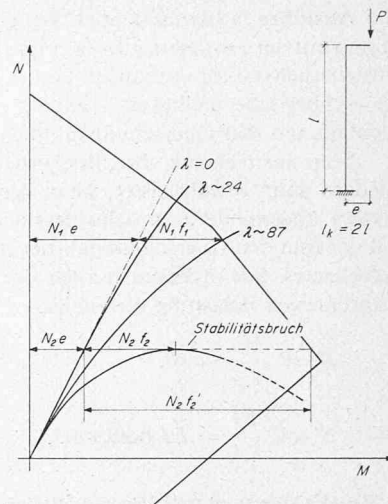


Bild 12 (rechts). M - N -Schnittkraftlinien in Funktion der Stützenschlankheit; aus [4] entnommen

Mit der Annahme eines linearen Steifigkeitsabfalles von EJ_{fA} auf EJ_{fB}

$$EJ_f = \frac{N^* - N^*_{(4)}}{N^*_{(3)} - N^*_{(4)}} (EJ_{fA} - EJ_{fB}) + EJ_{fB}$$

wird der Verformungsberechnung ein unterer Steifigkeitsgrenzwert zugrunde gelegt; d. h. die Berechnung liegt auf der sicheren Seite.

- Der Bereich $N^*_{(2)} < N^* < N^*_{(1)}$ ist in bezug auf die Steifigkeitsbestimmung belanglos, da nur gedrungene Druckglieder, für die keine Verformungsberechnung durchgeführt werden muss, eine so hohe Traglast erreichen können.

Damit lässt sich die Sekantensteifigkeit EJ_f unmittelbar vor dem Erreichen der Bruchschnittkräfte N^* , M^* für beliebige Querschnitte mit ausreichender Genauigkeit folgendermassen festlegen (Bild 10).

- Für $N^* \geq N_{fA}$ $EJ_f = EJ_{fA}$
- Für $0 \leq N^* \leq N_{fA}$ EJ_f linear interpoliert zwischen EJ_{fB} und EJ_{fA}

Bei Langzeitbeanspruchungen muss die Sekantensteifigkeit EJ_f dem effektiven Materialverhalten des Betons entsprechend abgemindert werden. Dies geschieht dadurch, dass bei der Berechnung von M_f bzw. M^* das um den Kriechbeiwert φ vergrößerte Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons berücksichtigt wird.

Bild 11 zeigt das allgemeine Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons unter Berücksichtigung des Kriechens. Da die Ausbiegung einer Stütze hauptsächlich durch die Verformung im kritischen (höchst beanspruchten) Stützenbereich bestimmt wird, ist es zweckmässig, auf der gesamten Stützlänge mit der im Bruchzustand massgebenden Sekantensteifigkeit EJ_f zu rechnen.

Die Traglast eines schlanken Druckgliedes lässt sich somit wie bei rein elastischem Materialverhalten (siehe Abschnitt 3), mit guter Näherung aufgrund der oben angegebenen Annahmen für die mittlere, rechnerische und schnittkraftunabhängige Biegesteifigkeit durchführen.

Das vorgeschlagene Verfahren liefert sehr gute Ergebnisse bei Festigkeitsproblemen; bei eigentlichen Stabilitätsproblemen ist die mit dieser Methode bestimmte Traglast jedoch kleiner als der theoretisch genaue Wert (sichere Seite). Eine diesbezügliche Verbesserung des Verfahrens ist aber mit geringem Aufwand möglich [3].

Das Bild 12 zeigt die Schnittkraftlinien in Funktion der Stützenschlankheit (aus [4]). Die Überprüfung der dar-

gestellten Berechnungsmethode erfolgte mit umfangreichen Computerberechnungen. Unter anderem wurden 64 Stützen untersucht, die bezüglich Querschnittsform, Schlankheit, Lastexzentrizität, Bewehrungsgehalt und Betonfestigkeit besonders ausgewählte, extreme Parameterwerte aufwiesen [5]. Die Übereinstimmung zwischen Näherungsverfahren und Computerberechnung ist gut. Die nachstehenden Hystogramme zeigen die effektiven Sollwertabweichungen (Bilder 13a und 13b).

Die Biegesteifigkeit EJ_f darf nur zur Berechnung der Traglast verwendet werden. Als Sekantensteifigkeit unmittelbar vor dem Eintreten des Bruches ist sie wesentlich kleiner als die den Gebrauchsschnittkräften entsprechende Steifigkeit, d. h.: Bei der Berechnung von Verformungen und Zwängungen im Gebrauchszustand ist die hierfür massgebende Steifigkeit aus dem Momenten-Krümmungs-Diagramm zu ermitteln.

6. Bestimmung der zulässigen Belastung

Das Sicherheitskonzept der SIA-Norm besteht darin, dass die Schnittkräfte S' infolge einer um Lastfaktoren vergrösserten Belastung dem um den Querschnittsfaktor verminderten Bruchwiderstand $\bar{W}$ des Querschnitts gegenübergestellt werden [6, 7]. Mit den Lastfaktoren werden dabei Unsicherheiten in den Lastannahmen und – sehr beschränkt – in der Schnittkraftberechnung erfasst, während der Querschnittsfaktor im wesentlichen Unsicherheiten bezüglich der Materialqualität

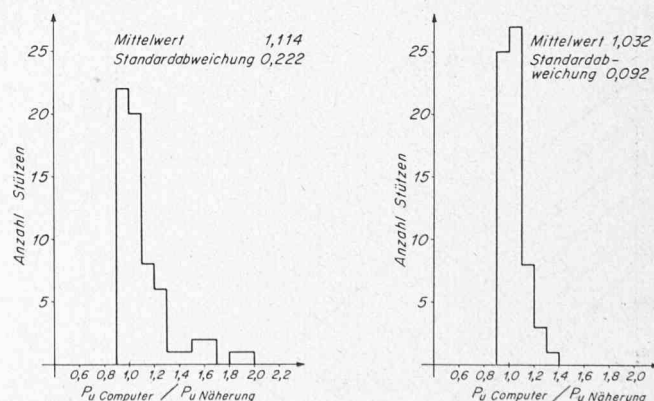


Bild 13a (links). Traglast-Hystogramm. Vergleich der Näherungsberechnung mit der Computerrechnung. EJ_f gemäss Richtlinie 35

Bild 13b (rechts). Traglast-Hystogramm. Vergleich der Näherungsberechnung mit der Computerrechnung. Verbesserung von EJ_f bei Stabilitätsbrüchen gemäss [3]

und Ausführung berücksichtigt. Bei schlanken Druckgliedern ist nun mit der Festlegung der Steifigkeit ein weiterer, wichtiger Unsicherheitsfaktor vorhanden und es drängt sich deshalb auf, die rechnerische Steifigkeit – analog zum Bruchwiderstand – ebenfalls um den Querschnittsfaktor abzumindern.

Eine ausreichende Bruchsicherheit ist somit bei Druckgliedern dann gewährleistet, wenn der (um den Querschnittsfaktor) abgeminderte Bruchwiderstand des Querschnitts die mit der (um den Querschnittsfaktor) abgeminderten Steifigkeit berechneten Schnittkräfte infolge der (um die Lastfaktoren) vergrößerten Belastung übersteigt.

$$S' \leq \frac{W_r}{1,3} = \bar{W}_r$$

$$S' \text{ mit } \frac{EJ}{1,3} = \bar{EJ} \text{ berechnet.}$$

7. Bruchwiderstand und Biegesteifigkeit

In den folgenden Diagrammen ist der reduzierte Bruchwiderstand

$$\bar{W} = \frac{W_r}{1,3}$$

bzw. die reduzierten Bruchschnittkräfte

$$\bar{N} = \frac{N^*}{1,3}, \quad \bar{M} = \frac{M^*}{1,3}$$

für symmetrisch bewehrte Rechteckquerschnitte und für Kreisquerschnitte dargestellt. Als Parameter wird der mechanische Bewehrungsgehalt μ^* verwendet

$$\mu^* = \frac{\sigma_f}{\beta_r} \mu = \frac{F_{etot}}{F_b}$$

F_{etot} umfasst $F_{eb} + (1/3) F_{eh}$ (sofern F_{eh} auf der Querschnittsseite h gleichmässig verteilt ist, Bild 14).

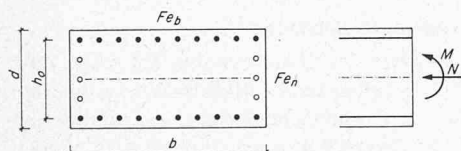


Bild 14. Massgebende Bewehrung zur Bestimmung des Bruchwiderstandes und der Steifigkeit bei allseitig, symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitten

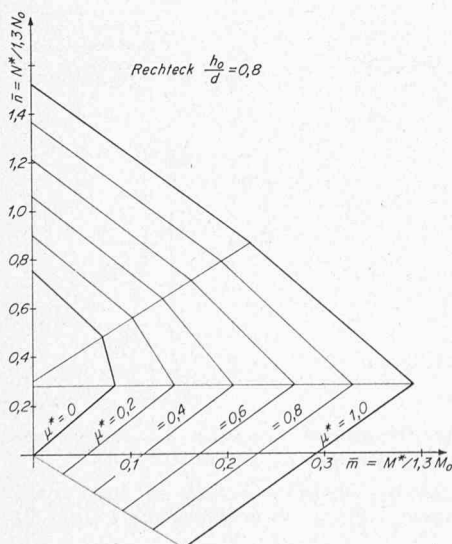


Bild 15a (links). Reduzierter Bruchwiderstand $\bar{W}$ symmetrisch bewehrter Rechteckquerschnitte $h_0/d = 0,8$

Bild 15b (rechts). Reduzierter Bruchwiderstand $\bar{W}$ symmetrisch bewehrter Rechteckquerschnitte $h_0/d = 0,9$

In den Diagrammen sind die reduzierten Bruchschnittkräfte als bezogene Grössen aufgetragen; die Bezugsgrössen sind

$$\begin{aligned} \text{bei Rechteckquerschnitten} \quad N_0 &= \beta_r b d \\ M_0 &= \beta_r b d^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{bei Kreisquerschnitten} \quad N_0 &= \beta_r \pi r^2 \\ M_0 &= \beta_r \pi r^3 \end{aligned}$$

$$\bar{n} = \frac{N^*}{1,3 N_0};$$

$$\bar{m} = \frac{M^*}{1,3 M_0} \quad (\text{Bilder 15a und 15b}).$$

Die nachfolgende Tabelle enthält die reduzierte rechnerische Steifigkeit zur Bestimmung der Verformungen 2ter Ordnung im Bruchzustand. Die reduzierte Steifigkeit ist als bezogene Grösse in Funktion der Betonbruchdehnung ϵ_r angegeben. Dabei wird ϵ_r – im konkreten Fall – dem Verhältnis von Dauerlast zu Gesamlast entsprechend angesetzt.

$$\epsilon_r = 3\text{‰} \left(1 + \varphi_n \frac{N_g}{N_{tot}} \right)$$

$$\bar{e}j = \frac{ej}{1,3} = \frac{\bar{E}J_f}{EJ_o} = \frac{EJ_f}{1,3 EJ_o}$$

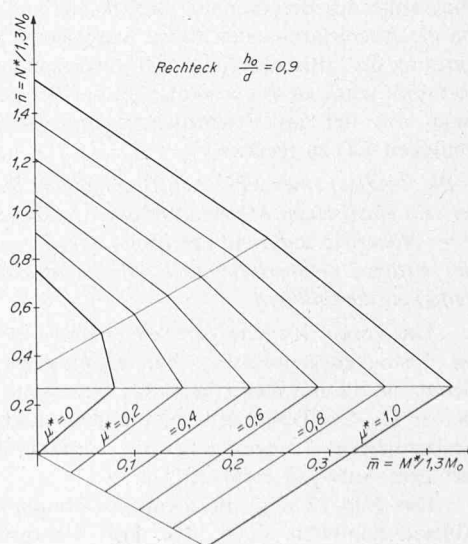
Als Bezugsgrösse dient

$$\text{bei Rechteckquerschnitten} \quad EJ_o = \beta_r b d^3$$

$$\text{bei Kreisquerschnitten} \quad EJ_o = \beta_r \pi r^4$$

Tabelle 1. Bezogene reduzierte Steifigkeit. Obere Zahl $\bar{e}j_A$ untere Zahl $\bar{e}j_B$

ϵ_r	Rechteck-Querschnitt		Kreis-Querschnitt	
	$h_0/d = 0,8$	$h_0/d = 0,9$	$r_0/r = 0,8$	$r_0/r = 0,9$
3‰	15,5 + 56,2 μ^* 56,2 μ^*	16,7 + 71,1 μ^* 71,1 μ^*	49,7 + 112,3 μ^* 112,3 μ^*	53,5 + 141,8 μ^* 141,8 μ^*
6‰	11,1 + 56,2 μ^* 56,2 μ^*	11,6 + 71,1 μ^* 71,1 μ^*	34,6 + 112,3 μ^* 112,3 μ^*	35,9 + 141,8 μ^* 141,8 μ^*
9‰	8,4 + 56,2 μ^* 56,2 μ^*	8,6 + 71,1 μ^* 71,1 μ^*	25,7 + 112,3 μ^* 112,3 μ^*	26,3 + 141,8 μ^* 141,8 μ^*



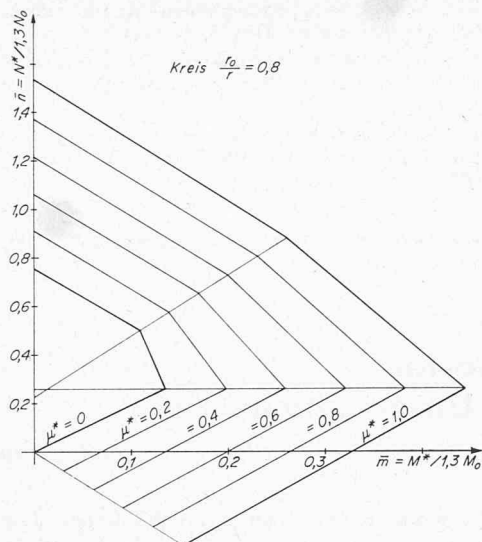
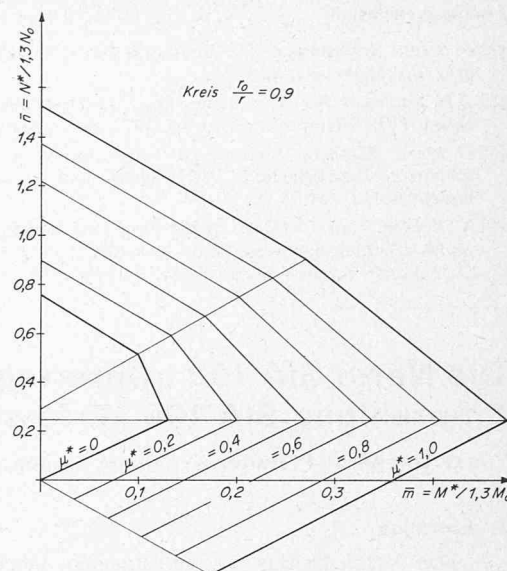


Bild 16a (links). Reduzierter Bruchwiderstand $\bar{W}$ gleichmässig bewehrter Kreisquerschnitte $r_0/r = 0,8$

Bild 16b (rechts). Reduzierter Bruchwiderstand $\bar{W}$ gleichmässig bewehrter Kreisquerschnitte $r_0/r = 0,9$



8. Beispiel: Bruchsicherheitsnachweis für eine Rechteckstütze

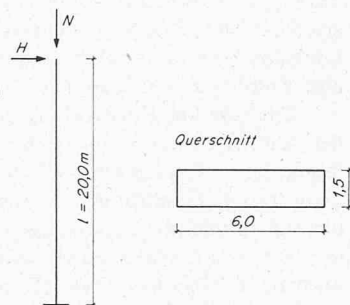
1) System, Abmessungen, Querschnittswerte

$$l_k = 2l = 40 \text{ m}$$

$$i = \frac{d}{2\sqrt{3}} = 0,43 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = 93$$

$$\frac{h_0}{d} = 0,9$$



2) Materialqualität

Beton: $\beta_{w28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ $\beta_r = 0,6 \beta_{w28} = 240 \text{ kg/cm}^2$

Stahl III: $\sigma_f = 4,6 \text{ t/cm}^2$

3) Lasten

$$N_g = 2100 \text{ t}$$

$$N_p = 900 \text{ t}$$

$$N_{tot} = 3000 \text{ t}$$

$$H = 60 \text{ t}$$

$$N' = 1,4 N_{tot} = 4200 \text{ t}$$

$$H' = 1,4 H = 84 \text{ t}$$

4) Schnittkräfte am Stützenfuss

- Berechnungsgrundlagen

Vorverformung: gemäss RL 35 $w_{u0} = (l_k/500) = 8 \text{ cm}$

Bewehrung: $\mu_{tot} = 1,2\%$
 $F_{etot} = \mu_{tot} b d = 1080 \text{ cm}^2$
 $F_e = F_{e'} = 540 \text{ cm}^2$

$$\mu^* = \mu \frac{\sigma_f}{\beta_r} = 0,23$$

Beton-Bruchdehnung für Steifigkeitsnachweis
 Kriechzahl $\varphi_n = 2,0$

$$\varepsilon_r = 3\text{‰} \left(1 + \varphi_n \frac{N_g}{N_{tot}} \right) = 7,2\text{‰}$$

Steifigkeit:

$$\bar{e}_{jA} = 10,4 + 71,1 \mu^* = 26,8$$

$$\bar{e}_{jB} = 71,1 \mu^* = 16,4$$

$$\bar{n}_{fA} = 0,268 \quad \bar{N}_{fA} = 0,268 \beta_r b d = 5789 \text{ t}$$

$$\bar{n}_{fB} = -0,088 \quad \bar{N}_{fB} = -0,088 \beta_r b d = -1908 \text{ t}$$

$$\bar{e}_{jF} = \frac{N' - \bar{N}_{fB}}{\bar{N}_{fA} - \bar{N}_{fB}} (\bar{e}_{jFA} - \bar{e}_{jFB}) + \bar{e}_{jFB} = 24,7$$

$$\bar{E}J_f = \bar{e}_{jF} \beta_r b \cdot d^3 = 1,20 \cdot 10^6 \text{ m}^2 \text{ t}$$

$$\bar{N}_E = \frac{\pi^2 \bar{E}J_f}{l_k^2} = 7402 \text{ t}$$

- Stützenausbiegung

Ausbiegung erster Ordnung:

$$w_1 = \frac{H' l^3}{3 \bar{E}J_f} + \frac{5}{12} \frac{N' l^2}{\bar{E}J_f} w_{u0} = 0,233 \text{ m}$$

Ausbiegung zweiter Ordnung:

$$w = w_1 \frac{1}{1 - (N'/\bar{N}_E)} = 0,539 \text{ m}$$

Gesamtexzentrizität am Stützenfuss:

$$e_{tot} = w_{u0} + w = 0,619 \text{ m}$$

- Schnittkräfte am Stützenfuss

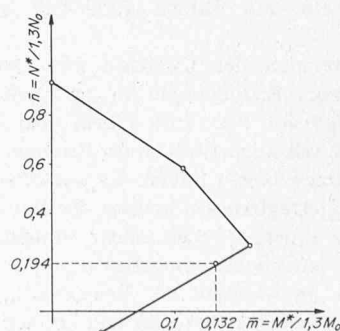
$$N' = 4200 \text{ t}$$

$$M' = H' l + N' e_{tot} = 4280 \text{ mt}$$

$$n' = \frac{N'}{N_0} = 0,194$$

$$m' = \frac{M'}{N_0} = 0,132$$

- Bruchsicherheitsnachweis



Literaturverzeichnis

- [1] F. Stüssi: Vorlesungen über Baustatik. Bd. 1, 4. Aufl. Basel – Stuttgart: Birkhäuser Verlag 1971.
- [2] J. H. Kammerhuber: Zur Bemessung von Druckgliedern aus Stahlbeton. IVBH-Symposium, Quebec 1974, Schlussbericht S. 55–59.
- [3] C. Menn: Einfache Methode zur Berechnung der Bruchlast von schlanken Druckgliedern. IVBH-Symposium, Quebec 1974, Vorbericht S. 137–144.
- [4] K. Kordina und U. Quast: Bemessung von schlanken Bauteilen – Knicksicherheitsnachweis. Beton-Kalender 1975. Berlin – München – Düsseldorf: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1975.

- [5] U. H. Oelhafen: Accuracy of simple design procedures for concrete columns. IVBH-Symposium, Quebec 1974, Vorbericht S. 93–115.
- [6] J. Schneider: Überlegungen zu einem konkreten Sicherheitsbegriff für die Bemessung von Bauwerken. «Schweiz. Bauzeitung», 22. Juli 1971.
- [7] J. Schneider: Grundsätzliches zum Sicherheitsbegriff sowie Elemente einer Sicherheitsnorm für Tragwerke. IVBH-Berichte der Arbeitskommissionen, Bd. 18, Zürich 1974.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. C. Menn, Plantaweg 21, 7000 Chur.

Die Norm SIA 198 «Untertagbau» und die zugehörige Empfehlung SIA 199 «Erfassen des Gebirges im Untertagbau»

Von G. Lombardi, P. Halter, R. Pfister, F. Lauper, A. Sonderegger und J. Norbert

DK 622.2:389.6

1. Einleitung

Das letzte Drittel des vergangenen Jahrhunderts, mit dem Bau der wichtigsten Eisenbahnlinien, und die Jahrzehnte nach dem Zweiten Weltkrieg, mit den bedeutenden Kraftwerksbauten, bildeten zwei Blütezeiten für die Tunnelbaukunst in der Schweiz. Eine dritte Zeitspanne dieser Art mit dem Bau der grossen Verkehrstunnel, vorwiegend des Strassenbaues, scheint angebrochen zu sein. Es ist zu hoffen, dass sie den jetzigen konjunkturellen Schwierigkeiten nicht zum Opfer fallen wird.

Eine Normierung entsprach sicher nicht dem Geiste der Eisenbahnpioniere, die im besten Sinne Künstler des Tunnelbaues waren. Auch die scheinbar überbeschäftigten Tunnelbaufachleute der Kraftwerksbau-Epoche konnten zu einem solchen Schritt nicht genügend Zeit und Lust finden.

Es ist daher sicher ein grosses Verdienst von Prof. A. Sonderegger, bereits im Jahre 1961 dem Central-Comité des SIA den Vorschlag unterbreitet zu haben, eine Norm über Tunnelbau aufzustellen. Allerdings dauerte es bis zum 1. Juli 1966 bis eine arbeitsfähige Kommission Untertagbau eingesetzt werden konnte.

Dem Wesen der zu lösenden Aufgabe nach war in der Kommission neben der Bauingenieurkunst auch die Geologie vertreten. Ferner mussten die jeweiligen Gesichtspunkte der Behörden, der öffentlichen und privaten Bauherrschaften, der projektierenden und ausführenden Stellen sowie der Schweizerischen Unfallversicherungsanstalt und der Berufsverbände vertreten werden können, so dass die Zahl der Mitglieder der Kommission verhältnismässig hoch ausfiel.

Allen war von Anfang an klar, dass hier Neuland betreten werden musste, bestanden doch weder in der Schweiz noch im Ausland eigentliche Normen oder Richtlinien, die einen geeigneten Ansatzpunkt für die Arbeiten der Kommission hätten liefern können. Auf der anderen Seite lagen unzählige «Allgemeine Bedingungen» und «Spezielle Bestimmungen» vor, die im Laufe von Jahrzehnten von den einzelnen öffentlichen und privaten Bauherrschaften und Projektierungsstellen vorwiegend des Kraftwerksbaues für die Ausführung von Tunneln und Stollen aufgestellt worden waren.

Erschwerend wirkte sich der Umstand aus, dass die Norm SIA 118 «Allgemeine Bedingungen für die Ausführung von Bauarbeiten» in Revision war. Eine Norm über Untertagbau muss ihren Platz selbstverständlich im Rahmen dieser übergeordneten allgemeinen Norm finden. Es war aber auch sofort klar, dass der Untertagbau im Schosse des Bauwesens eine besondere Stellung innehat wegen seiner weitgehenden Abhängigkeit von den natürlichen Gegebenheiten, die von der Sache her meistens im Moment der Projektierung und selbst der Vergabe nur angenähert bekannt sein können.

Im Laufe der Kommissionsarbeit zeigte sich ferner, dass man es einerseits mit allgemein anerkannten und gültigen Regeln der Baukunst zu tun hatte, dass man aber andererseits vor Fragen stand, für welche keine übereinstimmende Meinung vorlag und für welche somit keine bindende Vorschrift erlassen werden durfte.

Dies galt vor allem für Fragen, die der jungen Felsmechanik nahestehen und somit noch nicht als endgültig gesichert und allgemein anerkannt gelten können. Aus diesem Umstand war es zweckmässig, neben der eigentlichen Norm eine Empfehlung aufzustellen.

Die ständige Entwicklung der Tunnelbaukunst, insbesondere die Einführung von neuen Baumethoden, führt zwangsläufig dazu, dass für einzelne Gebiete und Bauverfahren noch nicht genug Erfahrungen vorliegen oder solche, dass keine übereinstimmende Auffassung gefunden werden kann. Fragen mussten somit leider einer späteren Neufassung der Norm vorbehalten bleiben. Dies gilt insbesondere, aber nicht ausschliesslich, für den Tunnelbohrvortrieb, trotz oder vielleicht wegen der grossen Bedeutung, die er inskünftig einnehmen wird.

Zweck einer Norm ist eben nicht, der Zukunft vorzugreifen oder gar die technische Entwicklung irgendwie in den Zügeln zu halten, sondern im wesentlichen die anerkannten Regeln der Baukunst in einer verbindlichen und möglichst klaren Art zu formulieren, mit der Absicht der Vermeidung von Missverständnissen, der möglichen Erreichung einer einwandfreien Arbeit und der Gewährleistung von sauberen und klaren Geschäftsbedingungen.

Tabelle 1 der Norm SIA 198 «Untertagbau»

Tabelle 1 Ausbrucharten (Bauweisen) und Ausbruchklassen

Beispiele für Ausbrucharten		Ausbruchklassen						Abrechnung nur nach Ausbrucharten VERFAHREN
		I	II	III	IV	V	VI	
A	Vollausbruch	A I	A II	A III	A IV	A V	—	A
B	Kalottenausbruch	B I	B II	B III	B IV	B V	—	B
C	Firststollen	C I	C II	C III	C IV	C V	—	C
D	Sohlschlitz	D I	D II	D III	D IV	D V	—	D
E	Sohlstollen	E I	E II	E III	E IV	E V	—	E
F								F
S	z. B. Schild usw.	—	—	—	—	—	SVI	S

Abrechnung nur nach Ausbruchklassen	I	II	III	IV	V	VI
-------------------------------------	---	----	-----	----	---	----

↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓

↑ ↑ ↑ ↑ ↑ ↑

Abrechnung nur nach Ausbrucharten
VERFAHREN

Abrechnung nur nach Ausbruchklassen

Allgemeines Vorgehen: Auswahl aus Tabelle