

Unverkleidete Stahlkonstruktionen für alle Garagen

Autor(en): **Kollbrunner, Curt F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **84 (1966)**

Heft 26

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68941>

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.

Tabelle 1. Werte für den Residualfaktor R

| Zustand des Tones | Stratigraphie | Ort | Natürliche Böschung N Einschnitt C (Zeit bis zum Bruch) | Residualfaktor R |
|--|-----------------------------|------------------------------------|---|------------------|
| Keine Risse oder Klüfte, unverwittert | Grundmoränenlehm | Selset | N | 0,08 |
| Risse und Klüfte, verwittert | Londoner Ton | Northolt Kensal Green Sudbury Hill | C(19 Jahre) | 0,56 |
| | | | C(29 Jahre) | 0,61 |
| | | | C(49 Jahre) | 0,80 |
| | Sudbury Hill 10° Böschungen | C(nach dem Bruch) | 1,04 | |
| | | N | 0,92 ÷ 1,06 | |
| | Coalport Schichten | Jackfield | N | 1,12 |
| Bewegungen auf bestehenden Gleitflächen in jeder Art von Ton | | | | rd. 1,0 |

auf Effektivspannungen in der Scherfläche lassen sich die Resultate vereinfacht durch die drei Scherlinien im rechten Teil von Bild 12 darstellen. Interessant ist ferner, dass Scherversuche an natürlichen Rutschharnischen Scherfestigkeiten ergeben, die genau der Restscherfestigkeitslinie entsprechen.

Wo liegt nun die praktische Bedeutung dieser Ergebnisse? Die Analyse einer grossen Anzahl von Rutschungen zeigt, dass unsere heutigen Stabilitätsrechnungsmethoden zwar diejenigen Rutsche erklären können, die durch Schüttungen oder durch Einschnitte in intakten Tonen erfolgten, dass aber die selbe Berechnungsmethode in überkonsolidierten, von Rissen durchzogenen Tonen oftmals Sicherheitsfaktoren von 2 bis 3 statt 1 ergeben, also absolut nicht zuverlässig sind. Skempton führt nun den Begriff des Residualfaktors ein, der angibt, wo im Bereich zwischen Maximal- und Restfestigkeit die Festigkeit einer bestimmten Probe in einem bestimmten Zeitpunkt liegt (Bild 13). Rechnen wir für jeden analysierten Rutsch die mittlere Scherfestigkeit im Moment des Rutschens und die zugehörige mittlere Normalspannung auf der Scherfläche aus und tragen sie in dieses Diagramm ein, so ergibt sich, hier für den Londoner Ton, folgendes Bild (Bild 14):

- Natürliche Hänge, die seit sehr langer Zeit auserodiert sind, aber sich naturgemäss im labilen Gleichgewicht befinden, liegen auf der Linie $R = 1$
- Rutschungen in künstlichen Einschnitten liegen im Gebiet zwischen $R = 0$ und $R = 1$
- Eine gewisse Gesetzmässigkeit scheint sich abzuzeichnen, indem grösseren Werten von R auch längere Zeiten zwischen dem Ausbruch und dem Rutsch entsprechen

Unverkleidete Stahlkonstruktionen für alle Garagen

DK 624.94 : 699.81

Von **Curt F. Kollbrunner**, Dr. sc. techn., Zollikon, Präsident der Kommission 3 «Feuerschutz» der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände

Die Schweiz hat seit der Gründung der *Europäischen Konvention der Stahlbauverbände* im Jahre 1955 das Präsidium der Kommission 3 «Feuerschutz». Dieser Konvention gehören folgende elf Staaten an: Belgien, Deutschland, Frankreich, Grossbritannien, Italien, Jugoslawien, Niederlande, Österreich, Schweden, Schweiz, Spanien. Das Ziel der Kommission «Feuerschutz» ist, die verschiedenen Feuerpolizeivorschriften in Europa zu vereinheitlichen und auf einen gemeinsamen Nenner zu bringen. Heute ist man auf dem besten Wege, dies bald zu verwirklichen, denn die Feuersicherheit ist nicht an politische Grenzen gebunden.

In Europa gelten meist als «feuerbeständig» Bauteile aus nicht brennbaren Baustoffen, die während mindestens 90 Minuten unter der Einwirkung des Feuers und des Löschwassers ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und damit ihre Tragfähigkeit und ihre Standsicherheit nicht über das zulässige Mass verlieren.

Die neueste Publikation Skemptions [12] beschreibt die Rutschungen in der Baugrube des Atomkraftwerks bei Bradwell. Hier erfolgten Rutsche in Londoner Ton etwa eine bis drei Wochen nach dem Ausbruch, und der entsprechende Wert für R lag zwischen 0,2 und 0,45. Tabelle 1 gibt eine Zusammenstellung der untersuchten Rutschungen und Böschungen. Bradwell wäre hier oberhalb Northolt einzufügen.

Daraus muss folgende Schlussfolgerung gezogen werden: In von Rissen und Klüften durchzogenen, überkonsolidierten Tonen darf für die Stabilitätsanalyse von Einschnitten nicht der volle Wert der Scherfestigkeit eingesetzt werden. Je nach der Zeitdauer, während der die Böschung stehen muss, ist die Festigkeit bis wenigstens zu einer Linie, die etwa $R = 0,4$ bis $0,5$ entspricht, für definitive Böschungen sogar bis $R = 1$, d. h. bis zur Restscherfestigkeit abzumindern. Dies ist eine Warnung, die wir im Zeitalter der Verkehrsbauten mit ihren grossen Einschnitten nicht überhören dürfen.

Weitere Vorträge hielten: Prof. Rowe über Modellversuche für passiven Erddruck, theoretische Spannungs-Dehnungs-Zusammenhänge und Konsolidationen von geschichteten Böden. Dr. K. H. Roscoe über seine Bruchtheorie in einem dreidimensionalen Spannungs-Deviator-Porenziffer-System [6], [7], [8]; Prof. Ladanyi von der Laval-Universität über eine theoretische Untersuchung über Spannungen und Deformationen in der Umgebung von Tunneln, und Prof. J. Brinch Hansen über seine Erddruck-Berechnungsmethode [9].

Literaturverzeichnis

- [1] A. W. Skempton and L. Bjerrum: A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. «Géotechnique», Vol. VII, pp. 168–178, 1957.
- [2] G. A. Leonards: Foundation Engineering. McGraw-Hill Book Company, Inc., 1962.
- [3] A. Casagrande and W. L. Shannon: Strength of soils under dynamic loads. Trans. ASCE, Vol. 114, pp. 755–772, 1949.
- [4] A. Casagrande and S. D. Wilson: The effect of rate of loading on strength of clays and shales at constant water content. «Géotechnique», Vol. II, pp. 251–263, 1951.
- [5] A. W. Bishop and G. E. Green: Influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. «Géotechnique», Vol. XV, pp. 243–266, 1965.
- [6] K. H. Roscoe, A. N. Schofield and C. P. Wroth: On the yielding of soils. «Géotechnique», Vol. VIII, pp. 22–53, 1958.
- [7] K. H. Roscoe, A. N. Schofield and A. Thurairajah: Yielding of clays in states wetter than critical. «Géotechnique», Vol. XIII, pp. 211–240, 1963.
- [8] J. R. F. Arthur, R. G. James and K. H. Roscoe: The determination of stress fields during plane strain of a sand mass. «Géotechnique», Vol. XIV, pp. 283–308, 1964.
- [9] J. Brinch Hansen: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag, 1960.
- [10] A. W. Skempton: Long-term stability of clay slopes. «Géotechnique», Vol. XIV, pp. 77–101, 1964.
- [11] A. W. Skempton and F. A. DeLory: Stability of natural slopes in London clay. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., London, Vol. 2, pp. 378–381, 1957.
- [12] A. W. Skempton and P. LaRochelle: The Bradwell slip: a short-term failure in London clay. «Géotechnique», Vol. XV, pp. 221–242, 1965.
- [13] Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. University of Toronto Press, 1965.

Adresse des Verfassers: H. G. Locher, dipl. Ing., Mittelstrasse 5 3073 Gümligen.

Schon ein Laie erkennt jedoch, dass es unlogisch ist, bei modernen Büro- und Geschäftshäusern mit maximalen Brandbelastungen von 25 kg/m² (heute meist unter 15 kg/m²), d. h. einer für den Einzelraum maximalen Branddauer von 20 Minuten (sofern man als Branddauer die Zeit des Erreichens und teilweise Überschreitens der maximalen Temperaturen in der Höhe der EMPA-Standard-Kurve annimmt) eine Brandsicherheit für 90 Minuten zu verlangen. Eine so lange Branddauer kann in modernen Büro- und Geschäftshäusern überhaupt nicht mehr auftreten.

Für jeden mit der Materie vertrauten Fachmann ist es selbstverständlich, dass Wegleitungen, Vorschriften und Normen strenger abgefasst werden sollen, als dies unbedingt nötig ist. Denn diese Richtlinien sind ja leider nicht nur für die seriösen Fachleute, sondern auch für diejenigen geschrieben, welche ohne grosse Vorbildung, Praxis, Erfahrung und Einfühlungsvermögen sich einbilden, die Feuersicher-

heit der Stahlkonstruktionen beurteilen zu können.

Die Europäische Konvention der Stahlbauverbände hat im Dezember 1960 als Heft Nr. 1 folgende Publikation herausgegeben: *Berechnung der Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen im Hochbau und ihre praktische Durchführung* [1]. Dabei wurde auf Seite 15 angegeben: «Bei einem Holzgleichwert bis zu 20 kg/m² erübrigt sich die Berücksichtigung der Abbrandgeschwindigkeit und die weitere Punktbewertung. Es sind dann keine besonderen Anforderungen in feuersicherheitlicher Hinsicht an die Konstruktion zu stellen. Die Stahlkonstruktion kann unverkleidet ausgeführt werden.»

Wie schon E. Melan [2] ausdrücklich festhielt, hat beim Grossbrand des Warenhauses «ARA» in Prag das unverkleidete Stahlgerippe den Brand in einer Weise überstanden, welche die kühnsten Erwartungen übertraf. Von allen Stützen wies nur eine einzige, die anscheinend mitten im Zentrum des Brandes stand, im Erdgeschoss eine schwerere Beschädigung auf, die auf eine Länge von rd. 4 m ihre Auswechslung notwendig machte. Diese Auswechslung ist in der Rekordzeit von nur 20 Minuten vorgenommen worden.

Dank den hauptsächlich in Deutschland und in der Schweiz systematisch durchgeführten Brandversuchen kann heute festgehalten werden, dass mit den Feuerpolizeibehörden in Europa ein bedeutender Schritt vorwärts gemacht wurde. Wenn auch die Stahlkonstruktionen nicht überall bis zu einer Brandbelastung von 20 kg/m² unverkleidet ausgeführt werden dürfen, gehen die Feuerpolizeibehörden teilweise doch bis zu 15 kg/m².

Leider wird auch heute noch von mit der Materie nicht vollkommen vertrauten Leuten dem Prinzip der Brandbelastung als Kriterium der Feuergefährlichkeit entgegengehalten, dass bei späterem, verändertem Verwendungszweck eines Gebäudes die Brandbelastung grösser sein könnte. Diesem falschen Einwand kann aber stets mit Recht die übliche Praxis entgegengehalten werden, nämlich die durch Normen vorgeschriebene Praxis der Baustatik, die allgemeine Gültigkeit hat. In diesen Normen muss nie eine statische oder dynamische Überdimensionierung vorgenommen werden. Hier kommt nur die Dimensionierung für die vorgesehenen Lasten in Frage. Somit müssen auch übertriebene Feuerschutzmassnahmen und Verkleidungen von Stahlkonstruktionen, sofern die Brandbelastung weniger als 20 kg/m² beträgt, abgelehnt werden. Wird der Bau einem neuen Verwendungszweck zugeführt, so ist es klar, dass sowohl die statischen, dynamischen wie auch feuertechnischen Grundlagen neu überprüft und die Konstruktionen dem neuen Stand angepasst werden müssen. Baustatik und Brandbelastung stehen auf der gleichen Stufe.

Die Brandbelastung eines Gebäudes oder eines Gebäudeteiles bedeutet den Heizwert aller im Bau vorhandenen brennbaren Materialien, seien es nun Bau- oder Lagermaterialien, bezogen auf die Einheit der vorhandenen Bodenfläche.

Man erhält:

$$p = \frac{\sum(Hg)}{F} \text{ in kcal/m}^2.$$

Dabei bedeuten:

p = Brandbelastung

H = spezifische Heizwerte in kcal/kg

g = Gewicht der brennbaren Bau- und Lagerstoffe in kg

F = Bodenfläche des Gebäudes oder Gebäudeteils in m².

Umgerechnet auf eine entsprechende Holzmenge p_1 mit einem spezifischen Heizwert von Holz, $h_1 = 4400$ kcal/kg, erhält man als Brandbelastung:

$$p_1 = \frac{p}{h_1} \text{ in kg Holz/m}^2 \text{ Bodenfläche.}$$

Als erstes Land hat Italien mit einer neuzeitlichen Norm die alten Fesseln gesprengt und, wenn auch nicht bis zu 20, so doch bis zu 15 kg/m² Brandbelastung die unverkleideten Stahlkonstruktionen zugelassen [3].

Betreffend *Brandbelastung von Garagen* kann festgehalten werden, dass Garagen heute kein nennenswertes Brandrisiko bilden.

Nach deutschen Zusammenstellungen weisen Garagen Brandbelastungen von 5 ÷ 8 kg/m² auf, d. h. Werte, die erheblich unter jenen liegen, die meist für die als wenig brandempfindlichen Wohn- und Büroräume gelten. Nach deutschen Berechnungen (Durchschnittsgrundfläche pro Personenkraftwagen rd. 8 ÷ 9 m²) mit einem Wert von 50 l Benzin (einschliesslich Schmieröl und Polsterung) ergibt sich eine Nettobrandbelastung von 10 ÷ 11 kg/m² oder eine Bruttobrandbelastung, bezogen auf die Gesamtfläche der Garage

von rd. 6 kg/m². Nach der schon vor 16 Jahren von E. Geilinger und C. F. Kollbrunner herausgegebenen Publikation: *Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen*, I. Teil [4], gilt dafür die niedrigste Gefahrenklasse 1 (Brandbelastung unter 25 kg/m²), d. h. die Ausführung einer nicht verkleideten, somit ungeschützten Stahlkonstruktion ist zulässig.

Festgehalten werden soll hier, dass in den USA die mehrgeschossigen, offenen Garagen in *ungeschützter* Stahlbauweise ausgeführt werden. Das gleiche gilt für die Garage am Sihlquai in Zürich, die 1965 in Betrieb genommen wurde [5].

Berechnung der Brandbelastungen für Garagen:

| | |
|--|---|
| Autostandfläche: | 10 m ² |
| Benzin: | Heizwert 10 400 kcal/kg [6], $\gamma = 0,7$ |
| Pro Autostandfläche (10m ²): | 50 l Benzin, entsprechen $0,7 \cdot 50 = 35$ kg Benzin pro Standfläche. |
| Heizwert pro Standfläche: | $35 \cdot 10400 = 364\,000$ kcal. |
| Das entspricht einem Heizwert von | |

$$\frac{364\,000}{4400} = 83 \text{ kg Holz pro } 10 \text{ m}^2 \text{ oder } 8,3 \text{ kg Holz/m}^2$$

Die Brandbelastung beträgt somit 8,3 kg/m². Dies ist die Brandbelastung, wenn ein Wagen dicht neben dem anderen stehen würde, was jedoch in einer Garage nie der Fall sein kann. Unter Einschluss von Schmieröl und Polsterung, jedoch bezogen auf die Gesamtfläche der Garage, kann somit, wie weiter oben angegeben, mit *maximal 6 kg/m² Brandbelastung gerechnet werden*.

Wenn auch geschlossene Garagen gefährlicher sind als offene (Benzindampfexplosion), ist doch nicht einzusehen, dass bei einer so kleinen Brandbelastung die Stahlkonstruktion verkleidet werden soll. Eine Verkleidung der Stahlkonstruktion hat auch gegen Benzindampfexplosionen keinen Zweck. Die starken Stahlkonstruktionen widerstehen auch unverkleidet diesen Explosionen.

Unverkleidete Stahlkonstruktionen in Garagen verlieren auch bei einem Grossbrand ihre Tragfähigkeit nicht (hier handelt es sich nur um Brandbelastungen von maximal 6 kg/m² starke Stahlkonstruktionen). Heute gibt es für die Garagen nur veraltete Vorschriften, die unbedingt revidiert werden müssen. Da die schweizerischen Feuerpolizeibehörden jedoch aufgeschlossen und grosszügig sind, werden sie sich den neuen Erkenntnissen nicht verschliessen. Hier muss man ja für die Zukunft richtungweisend sein und darf nicht an Veraltetem und längst Überholtem kleben. Gleichgültig, ob es sich um grosse oder kleine, um offene oder geschlossene Garagen handelt, müssen die Stahlkonstruktionen nicht verkleidet werden. Die starken Stahlkonstruktionen behalten ihre Tragfähigkeit auch dann, wenn die ganze Garage ausbrennt.

Literatur:

- [1] C. F. Kollbrunner und P. Boué: *Berechnung der Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen im Hochbau und ihre praktische Durchführung*. Europäische Konvention der Stahlbauverbände. Heft Nr. 1, Dez. 1960. Verlag Schweizer Stahlbau-Vereinigung, Zürich.
- [2] E. Melan: *Das Grossfeuer in dem Stahlskelettbau des Warenhauses «ARA» in Prag*. «Der Bauingenieur» 1931, Heft 27, S. 498.
- [3] *Ministero dell'Interno*. Direzione Generale dei Servizi Antincendi: *Norme di Sicurezza per la Protezione contro il Fuoco dei Fabbricati a Struttura in Acciaio destinati ad uso civile*. Roma 1961.
- [4] E. Geilinger und C. F. Kollbrunner: *Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen*, I. Teil. Mitteilungen der TKVSB, Heft Nr. 3. Mai 1950. Verlag Leemann Zürich.
- [5] C. F. Kollbrunner: *Stahlhochbau heute und morgen*. «Schweiz. Bauzeitung», 84. Jahrgang, Heft 18, S. 323/324. 5. Mai 1966.
- [6] W. Franken: *Brandschutz, Wärmeschutz, Schallschutz*. S. 457/458. Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld 1965.

Adresse des Verfassers: Dr. C. F. Kollbrunner, 8702 Zollikon, Witelikerstrasse 50.

«Baukostenplan» der CRB

DK 69.003.3

Eine neue Norm der Schweizerischen Zentralstelle für Baurationalisierung

Die soeben erschienene Norm «Baukostenplan» der Zentralstelle befasst sich mit der systematischen Gliederung der bei der Erstellung eines Bauwerkes auftretenden Kosten. Damit wird einem Wunsche der Expertengruppe I der Landeskonferenz zur Förderung des Wohnungsbaus (siehe SBZ 1966, H. 11, S. 214) entsprochen, die in ihrem Bericht die Verwendung eines solchen Baukostenplanes empfiehlt.