

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 90 (1972)
Heft: 20: Bauen morgen

Artikel: Selbsttragende Backsteinwände
Autor: Gut, Jean / Zenobi, Georges
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-85198>

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: 13.01.2026

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

Selbsttragende Backsteinwände

DK 693.2.002.22

Von Jean Gut und Georges Zenobi, dipl. Ingenieure ETH/SIA

1. Anwendungsbereich

In Wohnhäusern, Geschäfts- und Verwaltungsbauten lassen sich übereinanderliegende Geschosse nicht immer in gleichartige Einzelräume aufteilen. Das führt dazu, dass gemauerte Tragwände oft mitten auf einem Deckenfeld abgestellt werden müssen. Architekt und Ingenieur stehen dann vor der Frage, wie die Lasten aus diesen Wänden zweckmässig – und das heisst rissefrei und wirtschaftlich – aufgenommen werden sollen. Hier liegt ein interessantes Anwendungsgebiet für vorgespannte Zuggurte aus gebranntem Ton, die von Tür- und Fensterstürzen her allgemein bekannt sind, für die Verstärkung von ganzen Backsteinwänden bisher aber erstaunlicherweise wenig benützt wurden.

Welche Wände sind «tragend»? Welche Wände übernehmen wirklich die Deckenlasten auf ihrem Weg von Geschoss zu Geschoss? Natürlich nicht nur die willkürlich ausgewählten, die sich gut in ein idealisiertes Tragsystem fügen! Die Durchbiegung von geschosshohen Wandscheiben ist viel geringer als die von Betondecken in der üblichen Stärke, so dass grundsätzlich jede Wand ohne besondere konstruktive Trennung von der darüberliegenden Decke als Trennwand bezeichnet werden muss. Rechnerisch darf sie nach SIA-Norm 113 (Mauerwerk aus künstlichen und natürlichen Bausteinen) bei einer Mindeststärke von 12 cm als tragend berücksichtigt werden.

Normalerweise übt eine Wand an ihrem unteren Rand eine näherungsweise konstante Linienlast auf die untenliegenden Bauteile aus, sofern diese von ähnlich grosser Steifigkeit sind. Dazu ist nicht nötig, dass genau unter der betrachteten Wand wieder eine Wand oder ein Deckenunterzug liegt; es genügt, wenn die Decke durch solche Elemente in ausreichender Nähe wirksam ausgesteift wird. Die blosse Anordnung von Wechsellinien in Deckenstärke unter Wänden ändert jedoch nichts am Verhältnis der Steifigkeiten: die erhöhte Tragreserve solcher Deckenstreifen wird erst nach entsprechenden Durchbiegungen mobilisiert, welchen die Wand nur durch Bildung von Rissen folgen kann. Durch das bekannte Kriechen der Betondecken wachsen diese Risse allmählich noch an; sie können aber auch schlagartig auftreten und durch ihr Geräusch die Hausbewohner beunruhigen. Solche Schäden sind in den vergangenen Jahren

häufiger aufgetreten und haben auch schon die Gerichte beschäftigt.

Neben der Anordnung von Deckenunterzügen, die oft unerwünscht sind, liegt eine naheliegende Möglichkeit zum Abtragen von Wandlasten über weitgespannten Decken oder über grossen Öffnungen darin, Backsteinwände *selbsttragend* auszubilden, das heisst, ihnen auch die Aufnahme von Biegemomenten zuzuweisen. Dazu ist nun ein vorgespannter Zuggurt wie zum Beispiel das Stahlton-Brett vorzüglich geeignet: es besteht aus gebranntem Ton – dem gleichen Material wie die Backsteinwände – und hochwertigem Zementmörtel, und es wird unter werkmässigen Bedingungen auf die erforderliche Vorspannung gebracht. Im Verbund mit einer einwandfrei aufgemauerten Backsteinwand kann es dieser mit geringem Aufwand eine erhebliche Biegetragfähigkeit verleihen. Diese Lösung setzt freilich voraus, dass die Wand weder Türöffnungen noch grosse Durchbrüche aufweist (Bild 1).

2. Tragwerksmodell

Eine selbsttragende Wandkonstruktion, die nur durch Kräfte in ihrer Ebene beansprucht wird, ist definitionsgemäss ein Scheibentragwerk. Für die nachfolgenden Betrachtungen soll von andersartigen Beanspruchungen, wie sie im Hochbau ebenfalls auftreten können, ausdrücklich abgesehen werden; es interessiert hier nur die Scheibentragfähigkeit einer vertikalen, zweckmässig verstärkten Backsteinwand als Teil einer Tragkonstruktion.

Soll eine selbsttragende Wand die von oben her auf sie wirkenden Lasten samt ihrem Eigengewicht über vorbestimmte Auflagerzonen auf die darunterliegenden Gebäudeteile abgeben, so muss sie in der Lage sein, Biegemomente und Querkräfte aufzunehmen (Bild 2). Normalerweise ist eine derartige Wandkonstruktion an zwei Punkten, das heisst statisch bestimmt gelagert, und die auftretenden Biegemomente und Querkräfte können nach den Regeln der elementaren Baustatik ermittelt werden. An dieser Stelle wäre noch darauf hinzuweisen, dass wegen der Gewölbewirkung nicht immer die volle Auflast für die Berechnung der Biegemomente zu berücksichtigen ist (siehe zum Beispiel DIN 1053, Absatz 7.1.1).

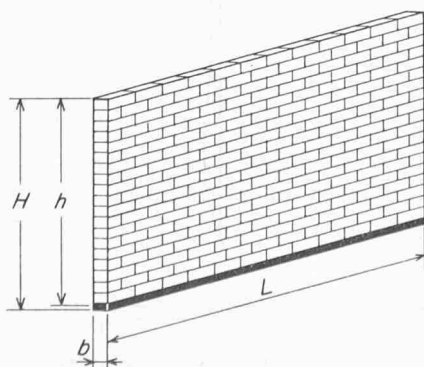


Bild 1. Selbsttragende Backsteinwand mit vorgespanntem Zuggurt

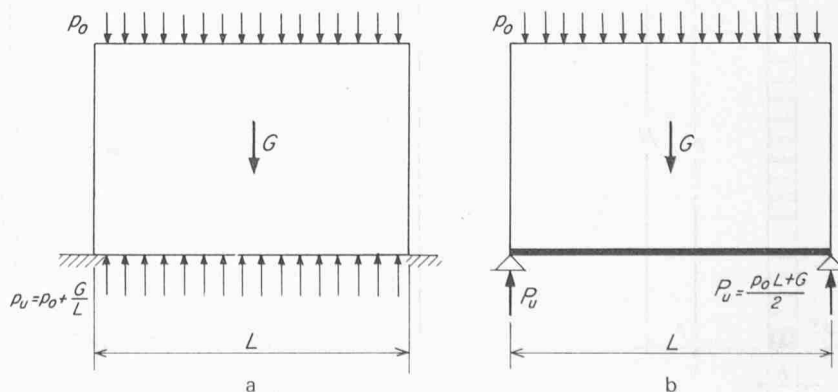


Bild 2. a) Kontinuierliche Lastabtragung einer Tragwand; b) Konzentrierte Lastabtragung einer selbsttragenden Wand mit Zuggurt am unteren Rand

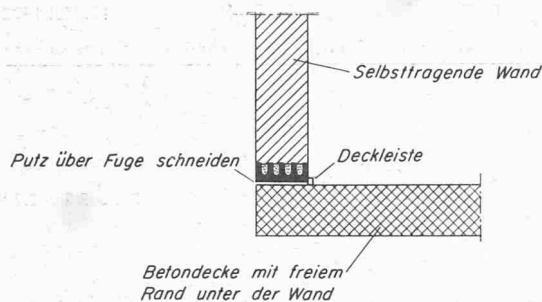


Bild 3. Durchbiegungsdifferenz zwischen Decke und selbsttragender Wand

3. Spannungsverteilung

Für die Berechnung der Spannungen ist davon auszugehen, dass es sich bei Backsteinmauerwerk um ein heterogenes Baumaterial sehr beachtlicher Druckfestigkeit, aber bescheidener bzw. unzuverlässiger Zugfestigkeit handelt. Zur Überbrückung grösserer Spannweiten ist deshalb eine Verstärkung durch ein am unteren Rand schubfest angeordnetes Zugglied notwendig, welchem als untenliegender Armierung der Backsteinwand die gesamten rechnerisch auftretenden Zugkräfte zugewiesen werden. Mit wachsender Belastung bzw. Überlastung bildet sich im Grenzfall das bekannte Modell eines Druckgewölbes mit Zuggurt aus, wobei dann eine Verbindung zwischen diesen beiden Elementen nur noch über den Auflagerzonen besteht. Die auftretenden Durchbiegungen sind im Bereich der Gebrauchslasten ausserordentlich klein, meist viel kleiner als diejenigen einer darunterliegenden Befondecke. Diese Tatsache ist in Fällen wie dem in Bild 3 dargestellten besonders zu beachten.

Für die Berechnung der Biegetragfähigkeit einer derartigen Wandkonstruktion können – in guter Näherung nach der Theorie für isotrope Baustoffe – zwei Fälle unterschieden werden:

- a) der balkenartige Träger mit einem Verhältnis von Wand-Höhe zu Wand-Länge $H/L \leq 0,5$
- b) der wandartige Träger mit einem Verhältnis $H/L > 0,5$

Beim Verhältnis $H/L = 0,5$ handelt es sich selbstverständlich nicht um eine scharfe Grenze zwischen den beiden Fällen, sondern um einen mehr oder weniger ausgeprägten Übergang. In der Praxis liegen allerdings bei selbsttragenden Backsteinwänden meistens *balkenartige* Tragwerke vor. Der auf die statische Höhe h bezogene Hebelarm der inneren Kräfte γ darf dann mit ausreichender Genauigkeit zu 0,9 – dem aus der Eisenbetontheorie bekannten Wert – angenommen werden. Für hohe, wandartige Träger kann γ/h zum Beispiel der zitierten Literatur [1] oder [3] mit ausreichender Genauigkeit entnommen werden.

Der unterschiedliche Verlauf der Biegespannungen in balken- bzw. wandartigen Trägern mit am unteren Rand angeordnetem Zuggurt ist generell in Bild 4 dargestellt.

4. Bemessungskriterien

Im Rahmen ihrer neuen Bemessungsgrundlagen für Sturzkonstruktionen hat die Firma Stahlton AG die zulässigen Biegemomente für übermauerte Stürze unter Anwendung folgender Kriterien tabelliert:

- a) Sicherheit gegen Biegebruch $S_B = 2,5$; wobei

– Zugfestigkeit des Spannstahles	$\beta_z = 18000 \text{ kg/mm}^2$
– Druckfestigkeit des Mauerwerkes in horizontaler Richtung	$\beta_d = 80 \text{ kg/cm}^2$
– Bruchstauchung des Mauerwerkes in horizontaler Richtung	$\epsilon_B = 2,5\%$

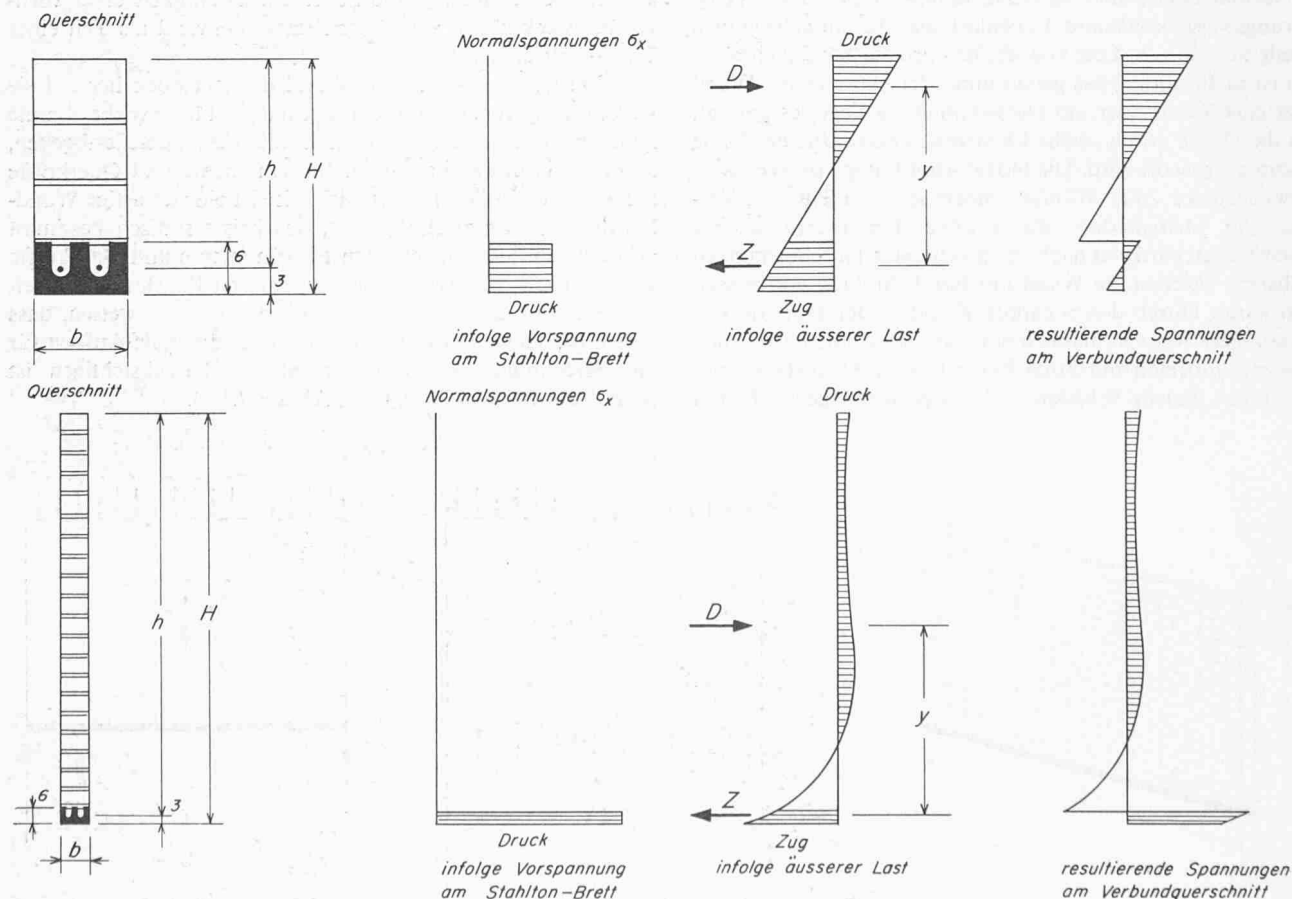


Bild 4. Oben: Spannungsverteilung in niedrigen (balkenartigen) Trägern; unten: Spannungsverteilung in hohen (wandartigen) Trägern

Bild 5. Selbsttragende Preton-Fassadenwände auf dem Lagerplatz der Keller AG, Ziegeleien, Pfungen

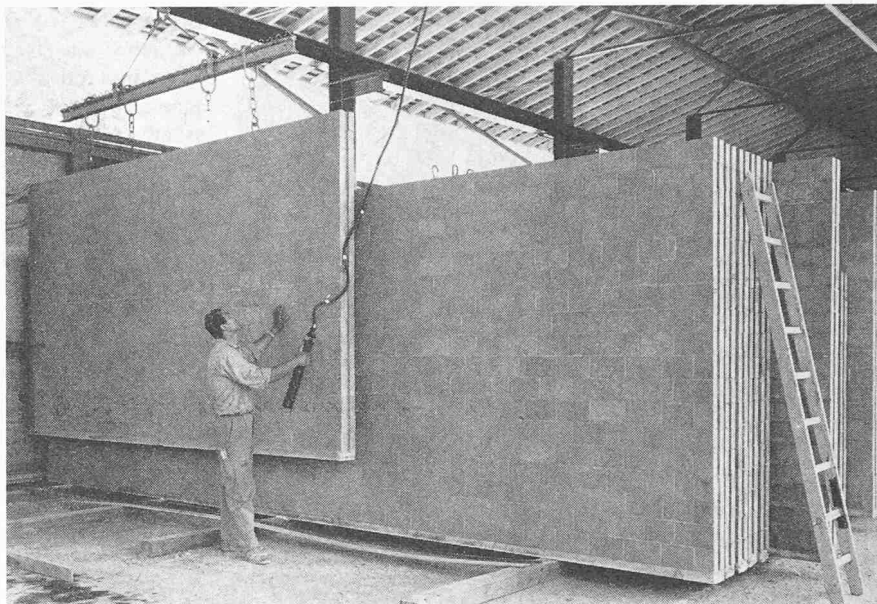


Bild 7. Stahlton-Sturzkonstruktionen über grossen Öffnungen in Backsteinbau

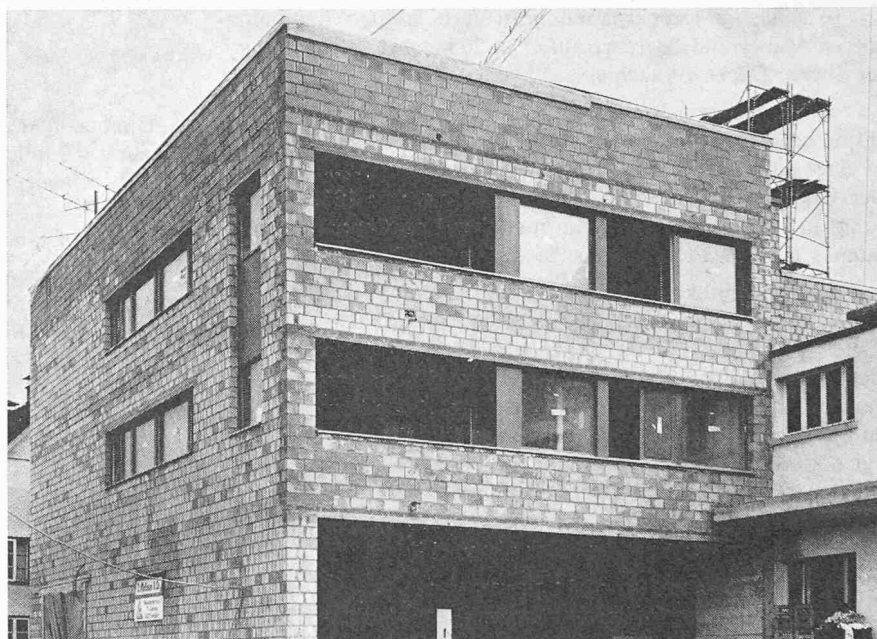
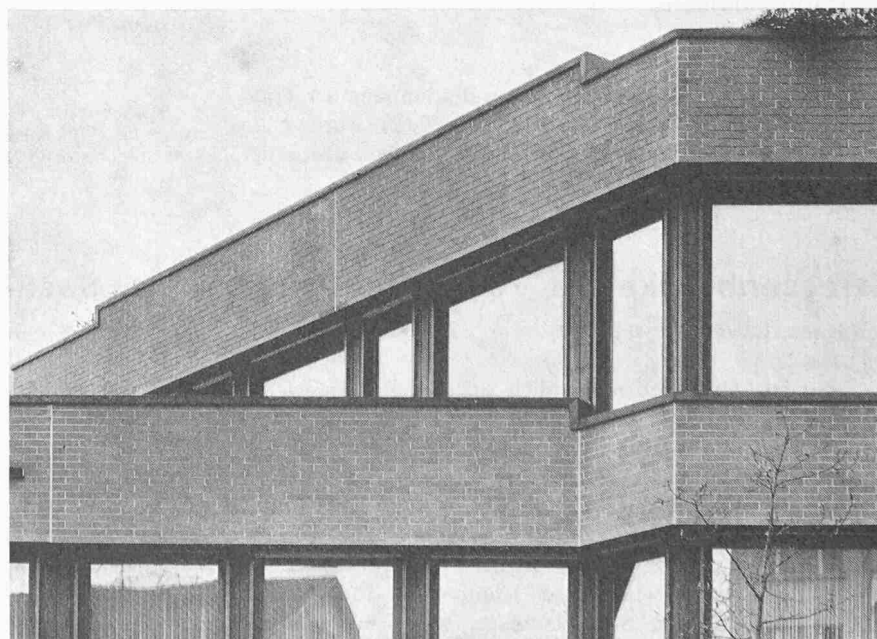


Bild 8. Weitgespannte selbsttragende Preton-Fassadenelemente in Sichtmauerwerk



Bilder 5, 7 und 8 Photos P. Morf, Zürich

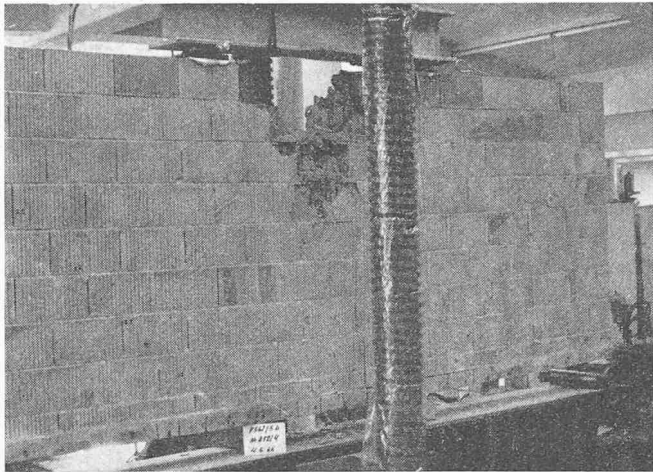


Bild 6. Mit Stahlton-Brett verstärkte Preton-Modellwand bei Bruchversuch (Photo: Prüf- und Forschungsstelle Luzern)

b) Zulässige Druckspannung im Verbundquerschnitt am oberen Mauerrand begrenzt auf $\sigma^0 \leq 20 \text{ kg/cm}^2$ (Mitwirkung der oberen Decke vernachlässigt).

c) Im Stahlton-Brett dürfen auf Höhe der Vorspanndrähte keine Zugspannungen auftreten. Diese Bedingung führt zu einer initialen Vorspannkraft von $V_{\text{erf.}} = M_{\text{vorh.}}/0,9 \cdot y$. Der Faktor 0,9 trägt einem Vorspannverlust von 10% Rechnung und steht nicht mit dem vorstehend erwähnten Quotienten $y/h = 0,9$ für balkenartige Träger in Zusammenhang.

d) Die Schubkräfte der normalerweise nicht verbügelten Sturzkonstruktionen sind nach folgender Formel zu begrenzen: $Q_{\text{zul.}} = (1 + 9 y/L) \cdot y \cdot b$. Diese aus der Schubslankheitstheorie von Zelger [2] für bewehrte Ziegelstürze hergeleitete Formel liefert zuverlässig auf der sicheren Seite liegende zulässige Querkraften für nicht verbügelte Sturzkonstruktionen. Reichen diese nicht aus, so kann in Sonderfällen eine Verbundbewehrung für verstärkte Backsteinwände angeordnet werden. Konstruktiv lässt sich dies zum Beispiel bei vorfabrizierten Preton-Wänden recht gut bewerkstelligen (Bild 5).

e) Bei der Bemessung nicht zu vergessen sind ferner konzentrierte Pressungen im Bereich der Auflager oder von Einzelasten. Die zulässigen Werte für Mauerwerk sind der SIA-Norm Nr. 113 zu entnehmen.

5. Versuche

Zum Zweck der versuchsmässigen Bestimmung der Tragfähigkeit von selbsttragenden Preton-Wänden wurden im Jahre 1966 an der Prüf- und Forschungsstelle Luzern der

Schweizerischen Ziegelindustrie verschiedenartig verstärkte Modellwände bis zum Bruch belastet. Die geringste Verstärkung bestand aus schlaffen, in den Lagerfugen angeordneten Rundeseisen $4 \text{ } \varnothing 2,5 \text{ mm}$; die wirkungsvollste Verstärkung bestand in einem Stahlton-Brett als Zuggurt, welches die bezüglich Tragfähigkeit und Deformationsverhalten bei weitem günstigsten Resultate lieferte.

Die hier interessierenden balkenartigen Versuchswände waren 325 cm lang, 132 cm hoch und 14,7 cm stark. Sie bestanden aus 9 Lagen von im Verband gemauerten Preton-Steinen und waren unten durch ein mit Schubdübeln versehenes, maximal vorgespanntes Stahlton-Brett verstärkt. Die Stützweite zwischen den Auflagerpunkten betrug 300 cm. Die beiden Angriffspunkte der Prüflast befanden sich je 96 cm von der Auflage entfernt. Die aus drei Versuchen gemittelten Werte stehen den gemäss Stahlton-Bemessungsunterlagen berechneten Werten wie folgt gegenüber:

Berechnete Werte:	Gemessene Werte:
Zul. Biegemom. $M_{\text{zul.}} = 6,8 \text{ mt}$	Rissmoment $M_R = 8,1 \text{ mt}$
Zul. Querkraft $Q_{\text{zul.}} = 7,8 \text{ to}$	Querkraft beim Biegebruch $Q(M_B) = 19,0 \text{ to}$
Bruchmoment $M_B = 17,1 \text{ mt}$	Eff. Bruchmoment $M_B = 18,8 \text{ mt}$

Die maximale vertikale Durchbiegung bei zulässiger Last wurde mit 0,7 mm gemessen, was, bezogen auf die Stützweite von 300 cm, einem Verhältnis von $L/4300$ entspricht (Bild 6).

6. Zusammenfassung

Verstärkungen von an Ort gemauerten oder vorfabrizierten Backsteinwänden mittels vorgespannter Zuggurte bringen oft die Lösung konstruktiver Probleme. Dabei kann es sich sowohl um selbsttragende Innenwände als auch um Fassadenelemente handeln. Beide Fälle können meistens auf balkenartige Sturzkonstruktionen grosser Spannweite zurückgeführt werden. Zu dieser Konstruktionsweise liegen in unserem Land positive Erfahrungen bereits seit Jahrzehnten vor (Bilder 7 und 8).

Literatur

- [1] G. Pfeiffer: Berechnung und Bemessung von wandartigen Trägern, Band 1, Werner-Verlag, Düsseldorf 1968.
- [2] C. Zelger: Bewehrte Ziegelstürze, «Die Ziegelindustrie» Jahrg. 1967, Heft 24.
- [3] Stahlton AG: Bemessungsunterlagen zu Stahlton-Stürzen (Eigenverlag, Ausgabe 1970).

Adressen der Verfasser: Jean Gut, dipl. Bauing. ETH/SIA, Zürichstrasse 174, 8700 Küsnacht ZH, und Georges Zenobi, dipl. Bauing. ETH/SIA, Stodolastrasse 22, 8053 Zürich.

Strassenbrücke mit Vorspannelementen bei Seelisberg

DK 624.21:625.7.002.22

Von Hans R. Wenger, Thun

Zur leichteren und namentlich sicheren Benützung der touristisch wichtigen Strasse von Beckenried über Emmetten nach Seelisberg wurden im letzten Jahr zahlreiche enge Kurven ausgebaut oder gestreckt, sämtliche schmalen Teilstrecken von zuweilen nur 2,5 m auf etwa 7 m verbreitert und andere dringliche Sanierungsmassnahmen verwirklicht.

An der Grenze zwischen den Kantonen Nidwalden und Uri, 80 m über dem Seelisbergersee, wird eine schmale

und unübersichtliche Kurve, die durch einen etwa 25 m langen und roh belassenen Felstunnel führt, durch ein ausserhalb des durchbrochenen Felsriegels gelegtes und horizontal nur leicht gekrümmtes Fahrbahntrasse ersetzt. Der gegen 70 m lange neue Strassenabschnitt führt über einen unmittelbaren Geländeabfall von 10 bis 25 m hinweg, wozu zwischen beidseitig des Abgrundes aufgebauten und hinterfüllten Flügelmauern eine 45 m lange Brücke erstellt werden muss. Die lichte Längsöffnung dieser Brücke wird