Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 91 (1973)
Heft: 28

Artikel: Konstruktiver Leichtbeton
Autor: Bachmann, Hugo
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71932

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: 24.12.2025

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

Erstellen der Führungsmauern und Abteufen der Wandschlitze in konventioneller Schlitzwandbauweise unter Verwendung einer Stützflüssigkeit auf Bentonitbasis. Versetzen der fabrikmässig hergestellten Betonelemente in den fertig ausgehobenen Schlitz. Aufbetonieren des Wandfusses auf die statisch erforderliche Einbindetiefe im Kontraktorverfahren. Danach verdrängen der zwischen Betonwand und Erdmaterial vorhandenen Bentonitsuspension mit einem Spezialgemisch. Letzteres wird so aufbereitet, dass seine Festigkeit nach einigen Tagen derjenigen des umgebenden Erdmaterials entspricht. Der Fertigteil wird auf der Baugrubeninnenseite bei Versetzen mit einer Emulsion behandelt, so dass sich die Füllmasse leicht ablösen läst.

Die Wandelemente weisen folgende Abmessungen auf:

Länge:	7,00 bis 11,00 m
Breite:	2,50 bis 3,00 m
Stärke:	30 bis 40 cm
Gewicht:	16,00 bis 26,00 t
Gesamtfläche:	20 000 m²

Auf die fertige Wand wird die Tunneldecke aufgelegt, der Tunnelaushub vorgenommen, die Bodenplatte und die Geleise eingebaut. 1975 soll die Forchbahn bereits schon unterirdisch rollen.

Die Vorteile der vorfabrizierten Schlitzwand sind folgende:

- kurze Bauzeit
- fabrikmässige Herstellung von Armierung und Betonelementen, daher hohe Festigkeiten und keine Fehlstellen in den Ansichtsflächen
- glatte oder beliebig bearbeitbare Wandinnenfläche, grosse Versetzgenauigkeit, daher keine Nacharbeiten.

Bauherrschaft:	Forchbahntunnel Tiefbau: Gemeinde Zumikon Forchbahntunnel Trassebau: Forchbahn AG Ausbau Dorfstrasse: Kanton Zürich
Projekt und Bauleitung:	Hydraulik AG, Zürich
Bauunternehmung:	Arbeitsgemeinschaft Alfredo Piatti AG, Dietlikon Swissboring AG, Zürich

Adresse der Verfasser: *Richard Frei,* Ing.-Techn. HTL, Hydraulik AG, Limmatquai 1, 8001 Zürich, und *Walter Graf,* Bauing. ETH, Swissboring AG, Theaterstrasse 20, 8001 Zürich.

Konstruktiver Leichtbeton

DK 691.32

Von Prof. Dr. **Hugo Bachmann,** Zürich [1])

1. Einleitung

Zementgebundener Beton mit Leichtzuschlagstoffen – Leichtbeton – wird schon seit längerer Zeit zu Isolationszwecken sowie für raumabschliessende Bauteile im Wohnungs- und Industriebau verwendet. Es handelt sich dabei meist um statisch wenig beanspruchte Elemente. Immer mehr wird Leichtbeton aber auch für hochbeanspruchte Tragelemente des konstruktiven Ingenieurbaus eingesetzt. In verschiedenen Ländern, vor allem in den Vereinigten Staaten, ist der konstruktive Leichtbeton bereits stark verbreitet.

Die Einsatzmöglichkeiten des konstruktiven Leichtbetons sind mannigfaltig. Zum Beispiel im Brückenbau führt der Leichtbeton – im Vergleich zum normalen Kiesbeton – durch sein geringeres Gewicht unter anderem zu einer Verminderung des Spannkabel- und Armierungsaufwandes sowie zu Einsparungen bei den Fundationen. Bei setzungsempfindlichen Böden können sich auch statische Vorteile ergeben. Oder bei einem Hochhausbau entstehen durch die Verminderung des Eigengewichts der Decken auch günstigere Stützenquerschnitte. Ob in einem konkreten Fall die Anwendung von Leichtbeton trotz dessen höheren Herstellungskosten zweckmässig ist, muss durch Variantenvergleiche abgeklärt werden.

Voraussetzung für die Anwendung von Leichtbeton ist die Kenntnis seiner technologischen Eigenschaften. Eine Durchsicht der Literatur zeigt, dass diese in weiten Grenzen variieren und v.a. von der Art der verwendeten Zuschlagstoffe abhängen (Blähschiefer, Blähton, gesinterte Flugasche, Hüttenbims, Naturbims usw.). Solche Literaturangaben können daher oft nicht als Basis für die Lösung konkreter Konstruktionsaufgaben dienen. Vielmehr sollten Untersuchungen vorliegen, die mit Leichtbeton aus den tatsächlich zur Verfügung stehenden Zuschlagstoffen vorgenommen wurden.

Diese Überlegungen sowie das zunehmende Interesse der Praxis am Leichtbeton führten zu einem entsprechenden Forschungsprogramm am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich. Bisher wurden die folgenden experimentellen Untersuchungen durchgeführt:

- Kurzzeitversuche über das Biege- und Schubverhalten teilweise vorgespannter Leichtbetonbalken
- Langzeitversuche an analogen Balken
- Technologische Untersuchungen, soweit diese für die Interpretation der Balkenversuche notwendig waren.

Bei diesen Versuchen wurde als Leichtzuschlagstoff der in der Schweiz hergestellte Blähton Leca hd verwendet.

Für den konstruierenden Ingenieur stellt sich die Frage, inwieweit die für Konstruktionen aus normalem Beton gültigen Berechnungs- und Konstruktionsverfahren auf analoge Konstruktionen aus Leichtbeton anwendbar sind. Besonders interessant ist der Vergleich der Eigenschaften und des Verhaltens der Baustoffe und Bauteile bei gleicher Druckfestigkeit. Diesem Vergleich zwischen Leichtbeton und Beton – bei gleicher Druckfestigkeit – wurde daher bei den vorliegenden Untersuchungen besonderes Gewicht beigemessen.

Die Ergebnisse der Versuche sind in den Berichten [1] und [2] ausführlich dargestellt. Im folgenden werden eine kurze Übersicht sowie einige Hinweise für praktische Anwendungen gegeben.

2. Technologische Eigenschaften

Tabelle 1 gibt die *Zusammensetzung des für die Versuche verwendeten Leichtbetons.* Der Natursand machte 25 Ge-

Tabelle 1. Zusammensetzung des Leichtbetons

			Gew.%	Vol.%
Blähton Leca hade	8	15 mm	28	35
	3	8 mm	28	32
	0	3 mm	19	21
Natursand	0	1 mm	25	12
Zement PC			300 kg/m³	
W/Z – Faktor			~ 0,67	

[1]) Vortrag, gehalten am 21. Oktober 1972 anlässlich der SIA-Tagung über «Entwurf und Ausführung von Tragwerken, Erfahrungen, Forschungen».

Tabelle 2. Betoneigenschaften (Mittelwerte, Alter 31 bis 38 Tage, Kurzzeitversuche)

	Leichtbeton	Beton	Verhältnis
Raumgewicht ρ	1,64 t/m³	2,38 t/m³	0,69
Würfeldruckfestigkeit β_w	391 kg/cm²	360 kg/cm²	
Prismendruckfestigkeit β_p	344 kg/cm² = 0,88 β_w	292 kg/cm² = 0,81 β_w	1,08
Biegezugfestigkeit β_{bz}	43 kg/cm² = 2,2 $\sqrt{\beta_w}$	56 kg/cm² = 2,9 $\sqrt{\beta_w}$	0,75
E-Modul (5–100 kg/cm²)	152 000 kg/cm² = 7'700 $\sqrt{\beta_w}$	276000 kg/cm² = 14'500 $\sqrt{\beta_w}$	0,53
Stauchung ε_p bei β_p	2,8 ‰	2,0 ‰	1,4
Maximale Stauchung ε_{max}	3,1 ‰	3,1 ‰	1,0

wichtsprozente der Zuschlagstoffe aus, die Leichtzuschläge – aufgeteilt in drei Kornfraktionen – insgesamt 75 Gewichtsprozente. Die Zementdosierung betrug 300 kg PC/m³ Beton, der W/Z-Faktor etwa 0,67. Dem W/Z-Faktor kommt allerdings beim Leichtbeton nicht dieselbe Bedeutung zu wie beim Beton, da die Zuschlagstoffe meist stark saugen und etwas mehr oder weniger Wasser sich nicht so sehr auswirkt. Mit diesem Mischungsrezept konnte ein schwach plastischer, gut verarbeitbarer Leichtbeton hergestellt werden.

Die Zusammensetzung des Frischbetons zeigt, dass nicht sämtliche Zuschlagstoffe eines üblichen Kiesbetons durch Leichtzuschlagstoffe ersetzt werden können. Vielmehr ist zur Erzielung einer hohen Festigkeit und der dazu nötigen guten Verdichtung ein Anteil an Natursand beizubehalten. Hiefür hat sich die Fraktion 0 bis 1 mm als günstig erwiesen. Steht für eine praktische Aufgabe kein solcher Sand zur Verfügung und muss statt dessen die Fraktion 0 bis 3 mm verwendet werden, so kann dies zu einer Erhöhung des Raumgewichtes und einer Vergrösserung der nötigen Zementdosierung führen.

In Tabelle 2 sind die wichtigsten *Betoneigenschaften* der Kurzzeitversuche aufgeführt. Die mittleren Würfeldruckfestigkeiten β_w von Leichtbeton und Beton im Alter von gut 30 Tagen waren ähnlich, nämlich etwa 390 kg/cm² und 360 kg/cm². Interessant ist ein Vergleich der übrigen Eigenschaften. Das Raumgewicht ϱ des Leichtbetons betrug mit 1,64 t/m³ gut zwei Drittel desjenigen des Betons. Die Prismendruckfestigkeit β_p im Verhältnis zur Würfeldruckfestigkeit β_w scheint beim Leichtbeton etwas höher zu liegen. Die Biegezugfestigkeit des Leichtbetons ist hingegen etwa 25% kleiner als beim Beton gleicher Druckfestigkeit. Die gleiche Abminderung wurde in anderen Versuchen auch bei der Verbundfestigkeit beobachtet, sodass eine entsprechende Vergrösserung der bei Armierungsstählen erforderlichen Verankerungslängen angebracht erscheint.

Bezüglich des *Bruchmechanismus* sind zwischen Leichtbeton und Beton deutliche Unterschiede vorhanden. Beim Leichtbeton ist der Verbund zwischen den Zuschlagstoffen und dem Zementmörtel besser als beim Beton, hingegen sind die Zug- und Druckfestigkeiten der Blähtonkörner geringer als diejenigen der Kieskörner. Die Bruchflächen verlaufen daher beim Leichtbeton vorwiegend quer durch die Körner hindurch, beim Beton hingegen vor allem den Korngrenzen entlang.

Der *Elastizitätsmodul* des Leichtbetons beträgt etwa gut die Hälfte desjenigen des Betons. Diese Feststellung gilt jedoch nur für den Modul, wie er an Prismen bei rascher Belastung ermittelt werden kann, nicht aber für den in Bauteilen tatsächlich wirksamen E-Modul, wie noch gezeigt wird. Die *Stauchung* ε_p *bei der maximalen Belastung* β_p im Prismendruckversuch ist beim Leichtbeton rund 40% grösser als beim Beton, wohingegen die Mittelwerte der *maximalen Stauchung* ε_{max} keine eindeutigen Unterschiede zeigten.

In Bild 1 ist für Leichtbeton und Beton je ein typisches *Spannungs-Stauchungs-Diagramm* dargestellt. Die ersten 100 kg/cm² wurden verhältnismässig rasch und in einem Zuge aufgebracht. Anschliessend wurde die Belastung stufenweise so gesteigert, dass eine konstante mittlere Dehngeschwindigkeit entstand.

Infolge der bereits erwähnten Unterschiede beim Elastizitätsmodul und bei der Stauchung unter maximaler Belastung verläuft das σ-ε-Diagramm beim Leichtbeton wesentlich gestreckter, mit geringerer Krümmung als beim Beton.

Ein Unterschied besteht ferner beim Spannungsabfall bei konstant gehaltener Stauchung. Diese kurzfristige Relaxation ist beim Leichtbeton deutlich geringer als beim Beton. Dies weist auf ein kleineres Anfangskriechen des Leichtbetons hin.

Der unterschiedliche Verlauf der σ-ε-Diagramme für Leichtbeton und Beton hat auch einen Einfluss auf die

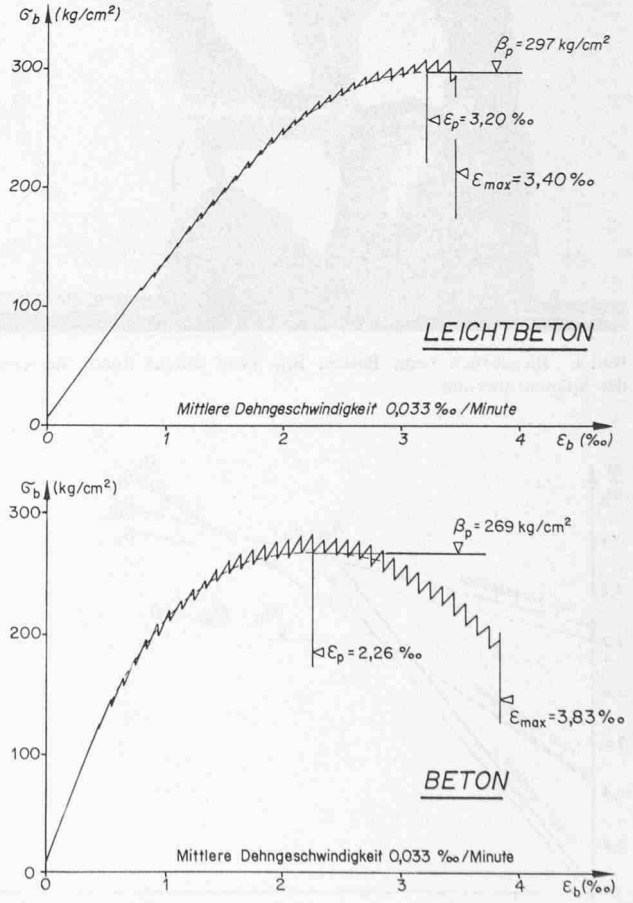

Bild 1. Spannungs-Stauchungs-Diagramme von Leichtbeton und Beton (Beispiele)

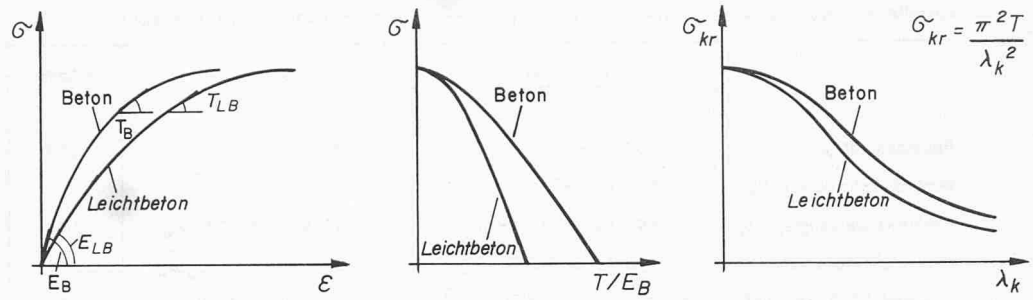

Bild 2. Zentrisches Knicken von Leichtbeton- und Betonstützen

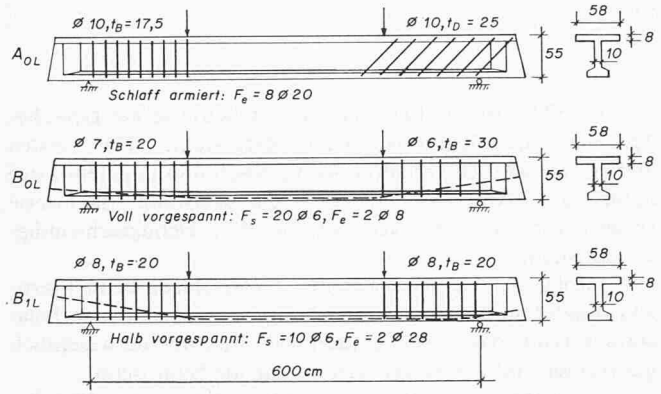

Bild 3. Abmessungen und Armierungen der Balken

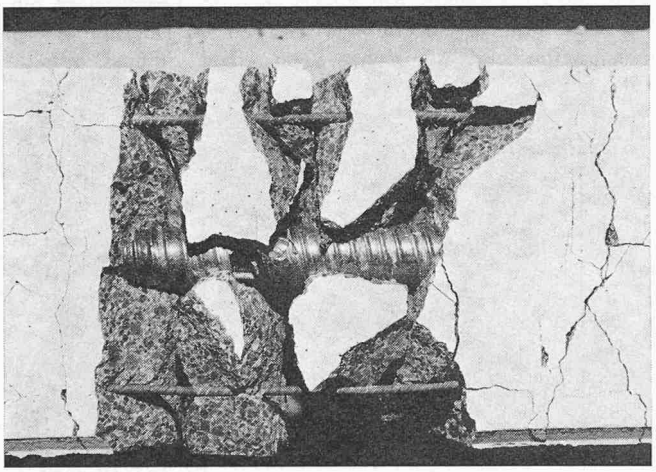

Bild 4. Biegebruch beim Balken B_{OL} (von unten) durch Zerreissen der Spannarmierung

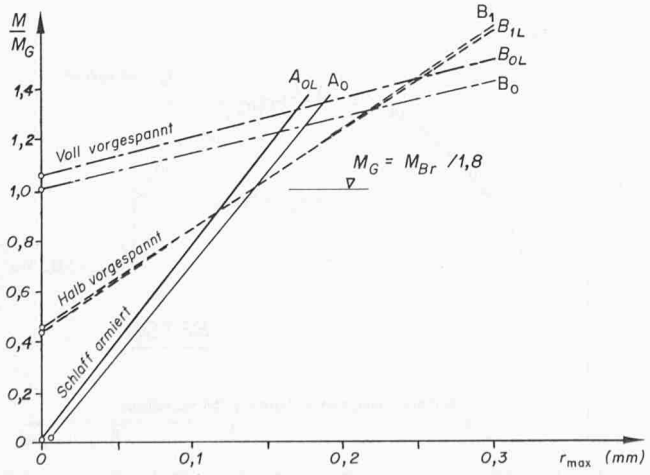

Bild 5. Maximale Breite der Biegerisse (Rissgeraden)

Knicklasten schlanker Stützen. Für die Knickspannungs-Diagramme von Bild 2 wurde die Tangentenmodulmethode benützt, welche auch den Knickspannungskurven in der SIA-Norm Nr. 162 zugrunde liegt. Die Spannungs-Stauchungs-Diagramme wurden durch Parabeln 3. Grades dargestellt:

$$\sigma_b = (E\,\varepsilon_p - 2\,\beta_p)\left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_p}\right)^3 + (3\,\beta_p - 2\,E\,\varepsilon_p)\left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_p}\right)^2 + E\,\varepsilon_p\left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_p}\right)$$

Diese Formel beschreibt die tatsächlichen Stoffgesetze mit sehr guter Näherung, da E, β_p und ε_p vorgeschrieben werden können.

Für die Darstellungen in Bild 2 wurden $\beta_{p\,LB} = \beta_{p\,B}$, $E_{LB} = 0{,}6\,E_B$ und $\varepsilon_{p\,LB} = 1{,}4\,\varepsilon_{p\,B}$ gesetzt. Naturgemäss schneidet der Leichtbeton ungünstiger ab als der Beton: Bei gleichem Schlankheitsgrad ergibt sich eine kleinere Knickspannung.

3. Kurzzeitversuche an Balken

3.1 Biegeverhalten

Bild 3 enthält die Abmessungen und Armierungen der in diesen Versuchen geprüften Balken. Der Träger A_{OL} war schlaff armiert, B_{OL} voll gespannt und B_{1L} ungefähr halb vorgespannt. Alle drei Balken wiesen etwa das gleiche Biegebruchmoment auf. Die Schubbereiche waren deutlich unterbemessen, da Schubbrüche angestrebt wurden. Bei der Prüfung wurden teilweise mehrere Laststellungen angewendet. Dadurch konnten ebenso viele Brüche oder bruchähnliche Zustände erreicht werden.

Bei den Trägern handelte es sich um Duplikate der Betonbalken, A_0, B_0 und B_1, die früher und in anderem Zusammenhang geprüft worden waren (siehe [3]). Dadurch wurde ein direkter Vergleich zwischen analogen Trägern aus Leichtbeton und Beton möglich.

Insgesamt konnten ein Biegebruch und drei Schubbrüche beobachtet werden. Der einzige Biegebruch trat beim voll vorgespannten Träger B_{OL} ein. Bild 4 zeigt die Bruchstelle von unten. Die Spanndrähte im Hüllrohr wurden zerrissen, bevor die Biegedruckzone versagte. Das Auftreten der Bruchart «Stahlbruch vor Betonbruch» hängt v.a. zusammen mit dem guten Verbund und dem Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie der Spannstähle, d.h. mit der kleinen Gleichmassdehnung und der ebenfalls ziemlich geringen Verfestigung nach dem Überschreiten der Streckgrenze. Die im Vergleich zum Beton etwas grössere Stauchfähigkeit des Leichtbetons in der Biegedruckzone hatte auf die Bruchart nur unwesentlichen Einfluss.

Von praktischer Bedeutung ist das *Rissverhalten* im Gebrauchszustand. In diesem Lastbereich vergrössert sich die maximale Breite der Biegerisse, r_{max}, etwa linear mit dem Biegemoment. Die Messreihen können daher durch sogenannte Rissgeraden angenähert werden.

In Bild 5 sind die Rissgeraden für die drei Leichtbetonbalken dargestellt. Mit zunehmendem Vorspanngrad ergibt

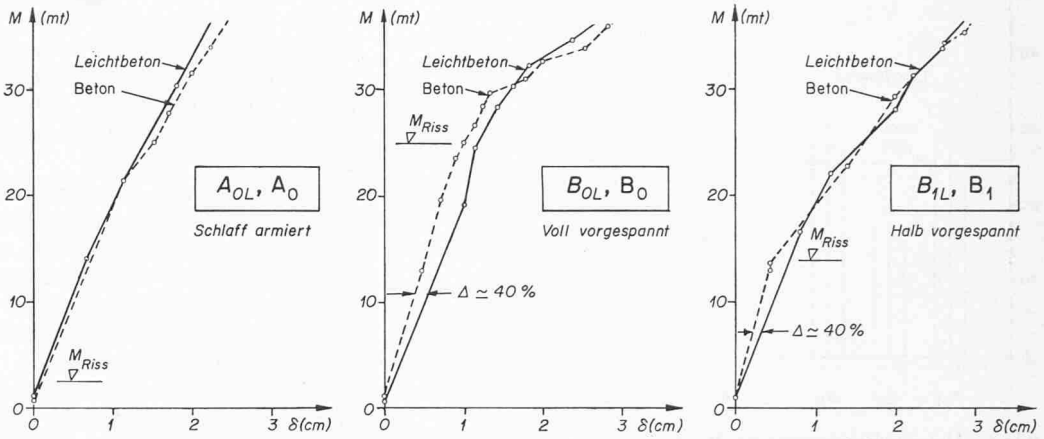

Bild 6. Durchbiegungen

	Leichtbeton	Beton
An Prismen ermittelt (σ = 5 - 100 kg/cm²)	152'000 kg/cm² ± 7'700 $\sqrt{\beta_W}$	276'000 kg/cm² ± 14'500 $\sqrt{\beta_W}$
Aus Krümmungsmessungen Balkenversuche	158'000 kg/cm² ± 8'000 $\sqrt{\beta_W}$	213'000 kg/cm² ± 11'200 $\sqrt{\beta_W}$

Tabelle 3. *E*-Moduli

sich ein grösseres Rissmoment, zugleich verringert sich jedoch die Neigung der Rissgeraden, entsprechend dem abnehmenden Armierungsgehalt. Je stärker ein Balken vorgespannt ist – bei gleichbleibendem Bruchmoment –, desto weicher ist er nach dem Reissen.

Ebenfalls eingetragen sind die Rissgeraden der analogen Betonträger. Es ergibt sich kein eindeutiger Unterschied zwischen den beiden Betonarten, die Rissgeraden analoger Leichtbeton- und Betonträger verlaufen stets sehr nahe beisammen. Die maximale Rissbreite unter voller Gebrauchslast betrug etwa 0,15 mm.

Bild 6 erlaubt einen direkten Vergleich der *Durchbiegungen* der Leichtbeton- und Betonträger. Es zeigt sich, dass die Leichtbetonträger vor der Rissbildung, d.h. im ungerissen-elastischen Zustand, etwa 40% grössere Durchbiegungen als die analogen Betonträger aufweisen. Nach der Rissbildung sind keine eindeutigen Unterschiede mehr festzustellen.

Auf Grund des Verhältnisses der an Prismen gemessenen *E*-Moduli würde man eigentlich erwarten, dass im ungerissen-elastischen Zustand die Leichtbetonbalken etwa 100% grössere Durchbiegungen als die Betonbalken haben würden. Dass dem nicht so ist, lässt sich folgendermassen erklären: Rechnet man aus den gemessenen Durchbiegungen oder besser noch aus den im Biegebereich festgestellten Krümmungen *E*-Moduli aus, dann zeigt sich beim Leichtbeton eine gute Übereinstimmung mit den an Prismen festgestellten Werten. Bei den Betonträgern hingegen ergeben sich verhältnismässig kleinere *E*-Moduli. In Tabelle 3 sind die verschiedenen Werte aufgeführt: oben die an Prismen ermittelten *E*-Moduli, unten die Werte aus den Krümmungsmessungen der Balkenversuche.

Der Unterschied beim Beton hängt vermutlich mit dem stärkeren Anfangskriechen des Betons zusammen (vgl. Bild 1). Oder anders ausgedrückt: Das effektiv wirksame Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons weist bei nicht allzu rascher Belastung vom Ursprung weg eine stärkere Krümmung auf als dasjenige des Leichtbetons. Beim Beton ist daher der für die Anfangsdurchbiegung effektiv wirksame *E*-Modul kleiner als der Ursprungsmodul aus dem Prismenversuch. Das Verhältnis der in einem Bauteil effektiv wirksamen *E*-Moduli von Leichtbeton und Beton gleicher Druckfestigkeit beträgt daher etwa 0,7 und nicht 0,5, wie man das aus den Prismenversuchen erwarten würde. Zu den gleichen Feststellungen führt auch die Betrachtung des Rissezustandes. Bild 7 zeigt den *Dehnungsverlauf über den Querschnitt* in den Biegebereichen der schlaff armierten Balken A_{OL} und A_O.

Beim Betonträger wandert die neutrale Achse mit zunehmender Belastung nach unten, entsprechend einem

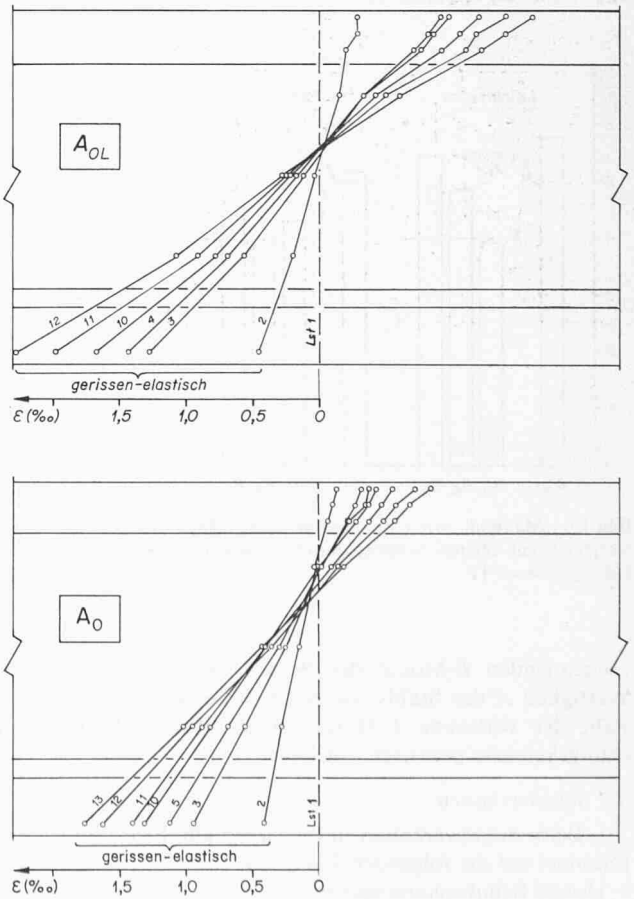

Bild 7. Dehnungen über den Querschnitt im Biegebereich der schlaff armierten Träger A_{OL} und A_O

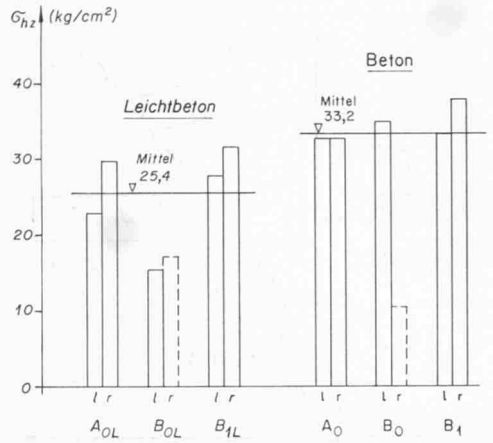

Bild 8. Hauptzugspannungen bei Rissbeginn im Steg

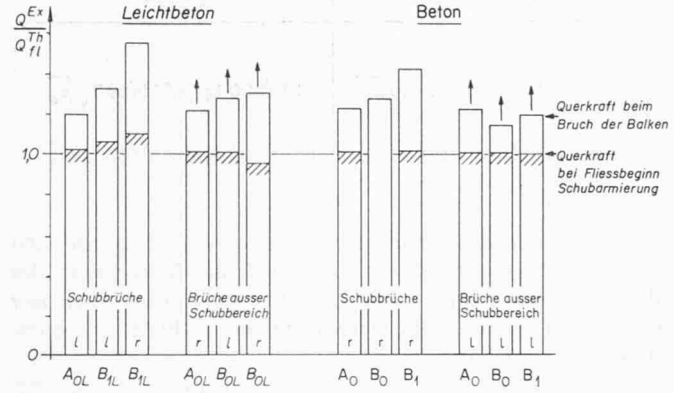

Bild 9. Querkraft bei Fliessbeginn der Schubarmierung und beim Bruch der Balken, bezogen auf die theoretische Fliessquerkraft nach SIA-Norm 162, Richtlinie 17

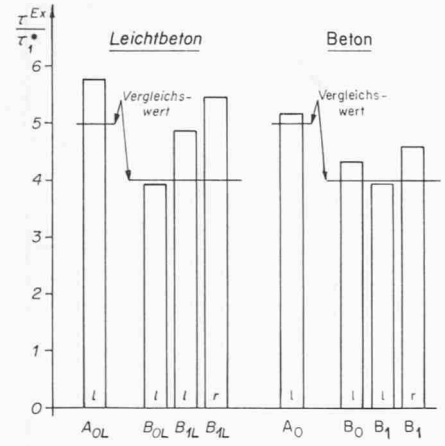

Bild 10. Maximal erreichte nominelle Schubspannungen im Vergleich zur oberen Schubspannungsgrenze nach SIA-Norm 162, Richtlinie 17

abnehmenden E-Modul des Betons bzw. einer wachsenden Wertigkeit n des Stahls. Beim Leichtbeton ist das nicht der Fall, der wirksame E-Modul bleibt über weite Beanspruchungsbereiche praktisch konstant.

3.2 Schubverhalten

Beim Schubverhalten interessieren allfällige Einflüsse der Betonart auf die folgenden Faktoren:

- Untere Schubspannungsgrenze
- Bemessung der Schubarmierung
- Obere Schubspannungsgrenze

In Bild 8 sind die rechnerischen *Hauptzugspannungen beim Auftreten des ersten Stegrisses* aufgetragen. Es zeigt sich ein systematischer Unterschied zwischen den beiden Betonarten: Der Mittelwert der Hauptzugspannungen beim Rissbeginn liegt beim Leichtbeton rund 25% tiefer als beim Beton.

Diese Tatsache stimmt mit dem bei der Biegezugfestigkeit von Leichtbeton und Beton festgestellten Unterschied recht gut überein. Geht man davon aus, dass Leichtbetonträger dieselbe Sicherheit wie Betonträger aufweisen sollen, dann ist die untere Schubspannungsgrenze – d.h. diejenige Schubspannung, bis zu welcher keine Schubarmierung nachzuweisen ist – entsprechend tiefer anzusetzen.

In Bild 9 sind *die beim Fliessbeginn der Schubarmierung und beim Bruch der Balken vorhandenen Querkräfte* dargestellt, jeweils bezogen auf die theoretische Fliessquerkraft nach Richtlinie 17 der SIA-Norm 162.

Es zeigt sich kein systematischer Unterschied zwischen den beiden Betonarten. Das gute Verformungsvermögen des Leichtbetons erlaubt nach dem Fliessen der Schubarmierung Umlagerungen der inneren Kräfte, die mindestens gleich denjenigen analoger Betonbalken sind. Für beide Trägerarten wird der für die Schubverformungen wichtige Fliessbeginn der Schubarmierung durch die Regeln der Richtlinie 17 recht gut vorhergesagt. Diese Richtlinie kann daher – was die Bemessung der Schubarmierung betrifft – auf Leichtbetonträger ebenfalls angewendet werden.

Das Einhalten einer oberen Schubspannungsgrenze soll garantieren, dass in einem Schubbereich kein Bruch des Betons infolge schiefen Druckes eintritt, bevor die Schubarmierung fliesst. Diese Grenze hat in Schubbereichen die analoge Funktion wie die Grenzarmierung bei Biegung. In beiden Fällen soll erreicht werden, dass die Armierungen zum Fliessen kommen, bevor der Beton versagt, und durch beide Grenzen wird ein höchstzulässiger Armierungsgehalt festgelegt.

Um die ungefähre Lage der oberen Schubspannungsgrenze experimentell ermitteln zu können, muss an stark schubarmierten Trägern die Bruchart «Betonbruch vor Stahlfliessen» eintreten. Bei den vorliegenden Versuchen war dies nicht der Fall, da die Schubarmierung stets ins Fliessen kam.

Aus Bild 10 ist jedoch ersichtlich, dass die *Schubspannungen beim Bruch der Balken* Werte erreichten, die in der Grössenordnung der in Richtlinie 17 der SIA-Norm 162 postulierten $4\tau_1^*$ bzw. $5\tau_1^*$ liegen. Zwischen Leichtbeton- und Betonträgern sind keine signifikanten Unterschiede festzustellen. Dies lässt den vorläufigen Schluss zu, dass – solange keine einschlägigen Versuchsresultate vorliegen – die Werte der Richtlinie 17 auch auf Leichtbetonkonstruktionen angewendet werden dürfen. Dies allerdings mit einer gewissen Vorsicht, d.h., jene Werte sollten keinesfalls überschritten werden, und der konstruktiven Durchbildung der Armierungen ist grösste Beachtung zu schenken.

4. Langzeitversuche an Balken und an unarmierten Probekörpern

Bild 11 zeigt die beiden Balken der Langzeitversuche. Die 6 m langen Träger werden durch zwei Spannrahmen mit Zugpressen gegeneinander gezogen. Die Last wird zeitlich konstant gehalten durch eine hydrostatisch arbeitende Druckhalteanlage mit Stickstoffakkumulator.

Bei den Trägern handelt es sich um Duplikate der in den Kurzzeitversuchen geprüften Balken A_{OL} und B_{1L}. Der Balken A_{OL} ist schlaff armiert, der Balken B_{1L} halb vorgespannt.

Die Balken wurden im Februar 1970 unter Last gesetzt, und zwar in einem Alter von 30 bzw. 35 Tagen. Die aufgebrachte Belastung entspricht bei beiden Trägern etwa der Biegegebrauchslast. Durch diese Last wurden jedoch die

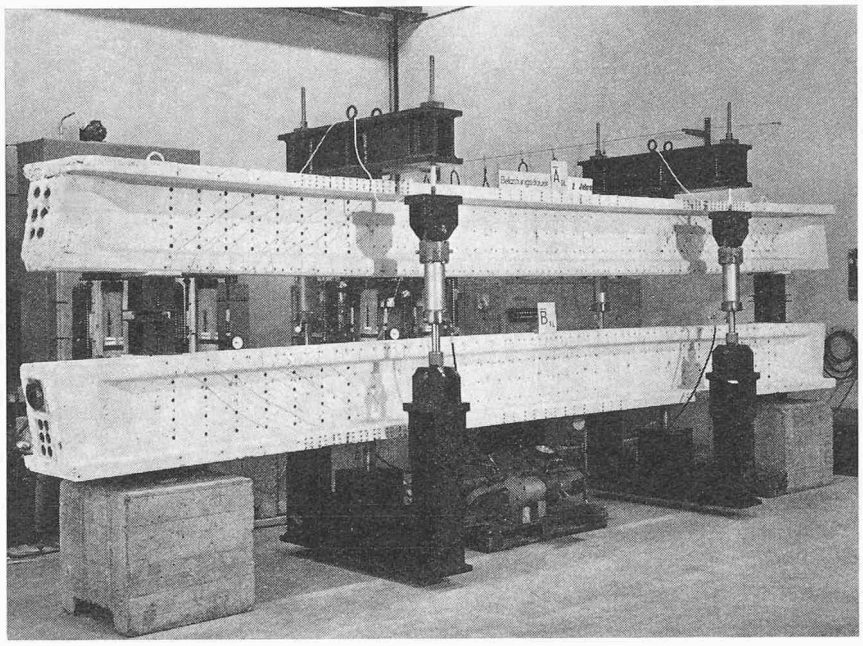

Bild 11. Anlage und Balken der Langzeitversuche

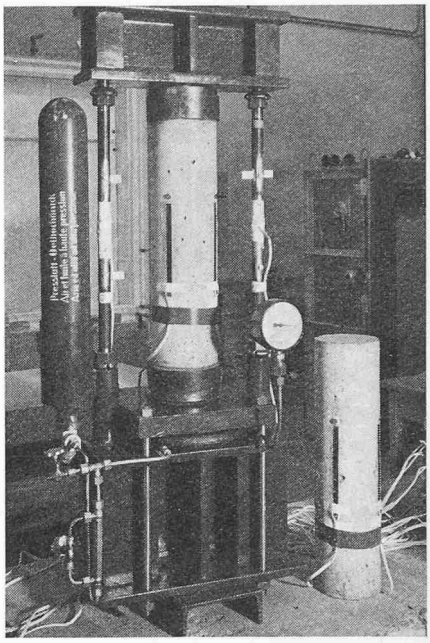

Bild 12. Nicht armierte Probekörper für Schwind- und Kriechversuche

Schubbereiche wesentlich überbeansprucht, da es sich eben um Duplikate der Balken handelt, welche primär für die Schubversuche konzipiert worden waren.

Bild 12 zeigt Probekörper für die Schwind- und Kriechversuche, welche parallel zu den Balkenversuchen durchgeführt wurden. Es handelt sich um unarmierte Prüfzylinder mit 15 cm Durchmesser und 54 cm Höhe.

Die Balken- und die Zylinderversuche wurden im klimatisierten Labor bei 20 °C und 60 % relativer Luftfeuchtigkeit durchgeführt. Die im folgenden wiedergegebenen Versuchsresultate umfassen den Zeitraum der ersten zwei Jahre. Die Versuche werden vorläufig fortgesetzt.

Bis zur Belastung der Balken wurde die Würfeldruckfestigkeit in üblicher Weise an besonders hergestellten Probekörpern bestimmt, anschliessend wurden den Trägerenden Bohrkerne entnommen. Deren Druckfestigkeit kann nach vergleichenden Versuchen der EMPA der herkömmlichen Würfeldruckfestigkeit gleichgesetzt werden.

In Bild 13 gibt die ausgezogene Linie den *Festigkeitsverlauf* des Leichtbetons wieder. Nach 7 Tagen betrug die Würfeldruckfestigkeit etwa 300 kg/cm², nach 28 Tagen 450 kg/cm² und nach zwei Jahren etwa 620 kg/cm². Ferner ist der Festigkeitsverlauf für Beton gemäss neueren Untersuchungen der TFB[1]) eingetragen, bezogen auf die gleiche 28-Tage-Festigkeit. Es ergeben sich keine grossen Unterschiede. Die weitere Festigkeitszunahme wird jedoch beim Leichtbeton vermutlich geringer sein als beim Beton, da beim Leichtbeton in diesen – relativ hohen – Festigkeitsbereichen die Festigkeit der Zuschlagstoffe gegenüber der Mörtelfestigkeit immer stärker massgebend wird. Dies ist beim Beton erst bei noch höheren Festigkeiten der Fall.

Mit den Schwindmessungen an den unarmierten Probekörpern wurde ein Tag nach Belastung der Balken begonnen, d.h. im Alter von 31 bzw. 36 Tagen. In Bild 14 sind oben die mittleren *Schwindmasse* aufgetragen. Das Schwinden betrug ein Monat nach Messbeginn etwa 0,06‰ und nach zwei Jahren 0,36‰. Ein direkter Vergleich mit analogen, genau gleich hergestellten und gelagerten Probekörpern aus normalem Beton konnte leider nicht durchgeführt werden.

[1]) TFB, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Zurlindenstrasse, 5103 Wildegg.

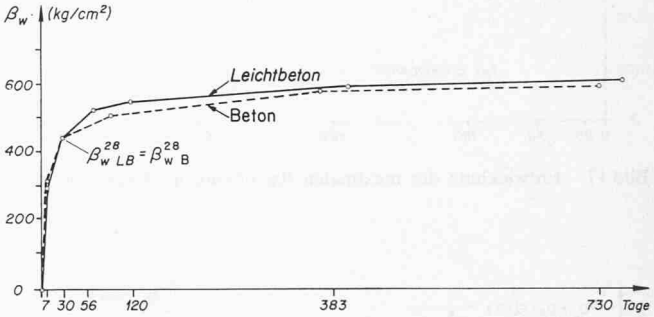

Bild 13. Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit

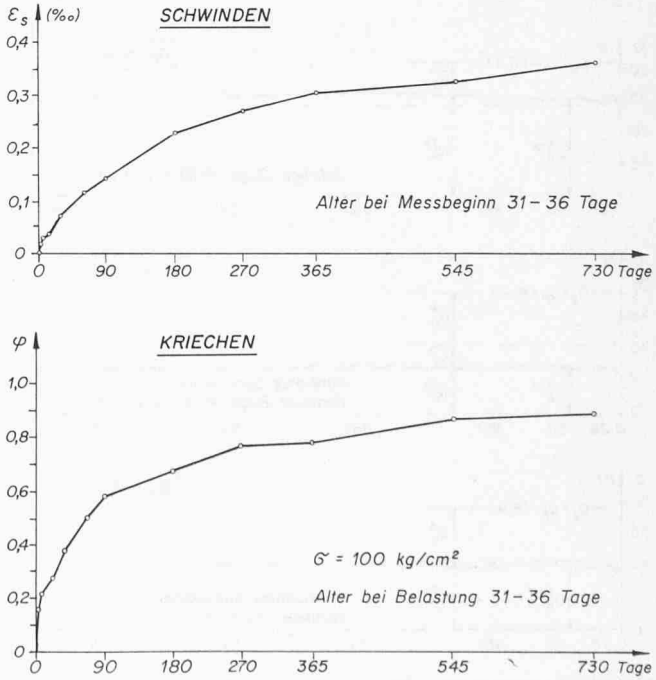

Bild 14. Schwinden und Kriechen des Leichtbetons

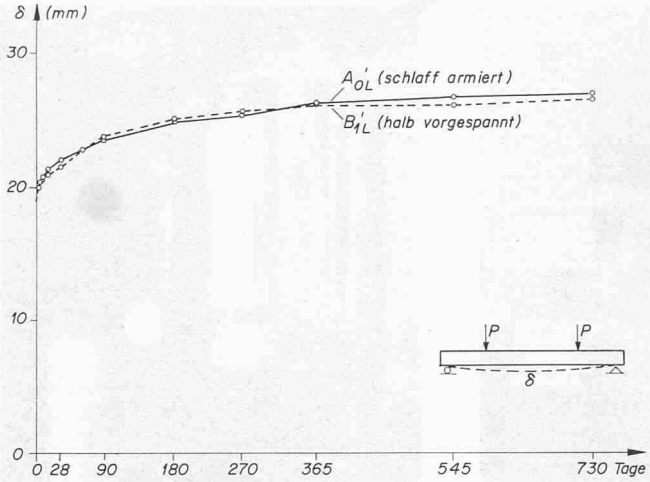

Bild 15. Entwicklung der Balken-Durchbiegungen

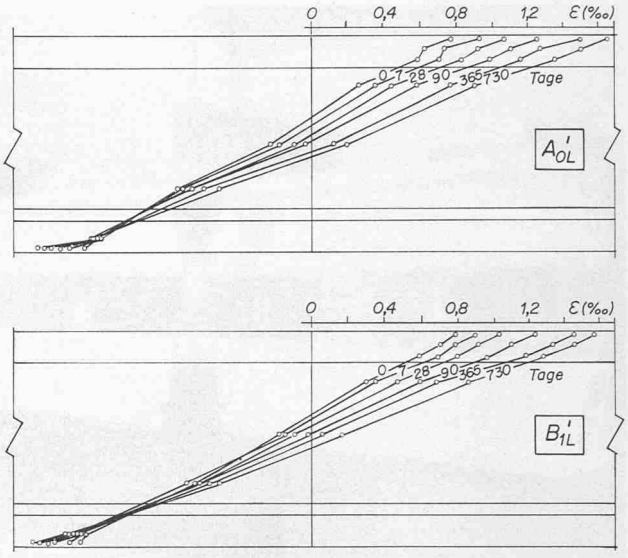

Bild 16. Entwicklung der Dehnungen über den Querschnitt

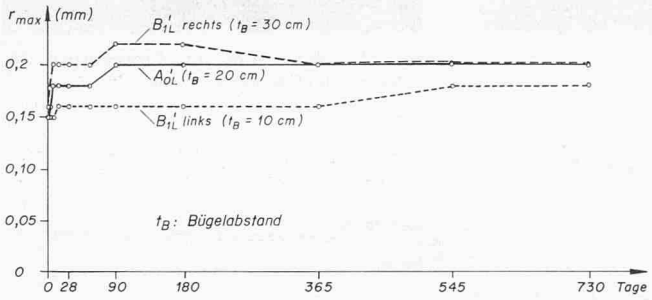

Bild 17. Entwicklung der maximalen Rissbreiten im Biegebereich

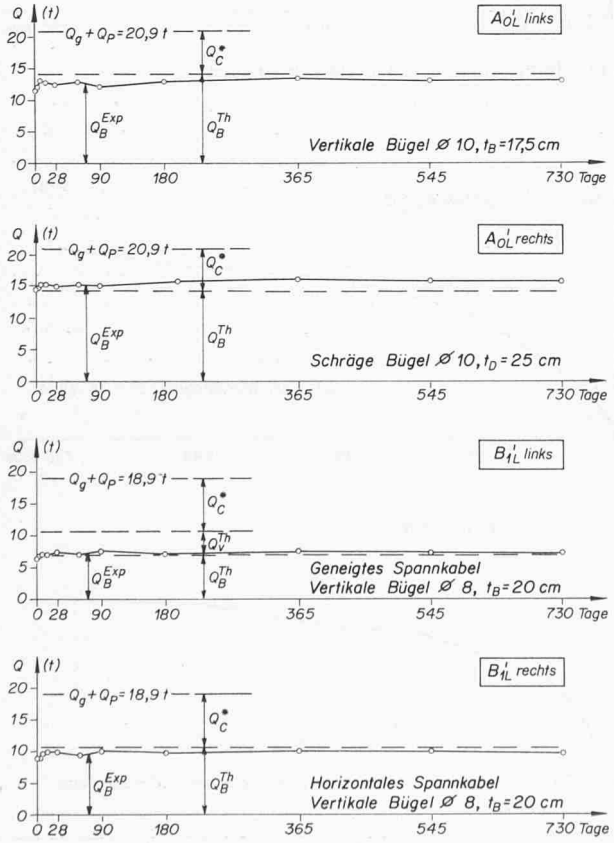

Bild 18. Experimentelle Bügelquerkraft und Vergleiche mit SIA-Norm 162, Richtlinie 17

Immerhin scheint Leichtbeton etwas stärker zu schwinden als vergleichbarer Beton. Dies dürfte mit dem kleineren *E*-Modul der Leichtzuschlagkörner zusammenhängen. Diese setzen dem Zusammenziehen des Zementmörtels einen geringeren Widerstand entgegen als Kieskörner.

Die Kriechzylinder wurden im Alter von 31 bzw. 36 Tagen mit einer gleichbleibenden zentrischen Druckspannung von 100 kg/cm² belastet. Bild 14 zeigt unten die gemittelten *Kriechzahlen*. Diese betrugen nach einem Monat etwa 0,40 und nach zwei Jahren 0,90. Das ist rund die Hälfte der Kriechzahlen, wie sie ein vergleichbarer Beton etwa aufweist. Da jedoch der *E*-Modul des Leichtbetons wesentlich kleiner ist, ergeben sich für die beiden Betonsorten ähnliche Kriechmasse.

Die *Durchbiegungen* der beiden Balken betrugen unmittelbar nach der Belastung je etwa 19 mm (Bild 15). Dazu trugen die Verformungen der unterbemessenen Schubbereiche wesentlich bei. Die weitere Zunahme der Durchbiegungen innert 2 Jahren war mit 8 mm verhältnismässig gering. Vergleicht man die gemessenen Werte mit Rechenwerten theoretischer Modelle, welche sowohl die Biege- wie auch die Schubverformungen berücksichtigen, so ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

Interessant ist der zeitliche Verlauf der *Dehnungen über die Querschnittshöhe* im Biegebereich (Bild 16). Durch das Kriechen der Biegedruckzone nahmen die Stauchungen am Druckrand innert zweier Jahre auf etwa den doppelten Anfangswert zu. Die Stahldehnungen hingegen vergrösserten sich nur wenig. Diese Formänderungen bewirkten in den 55 cm hohen Trägern ein Absinken der neutralen Achse um 10 bzw. 8 cm.

Die maximale *Breite der Biegerisse* betrug unmittelbar nach der Belastung etwa 0,15 mm und nach zwei Jahren 0,2 mm (Bild 17). Auf die Rissebildung und damit auf die maximale Rissbreite hatte der Bügelabstand einen Einfluss, da die Bügel eine gewisse Schwächung des Beton-Zugquerschnittes bewirken. Mit zunehmendem Bügelabstand ergaben sich breitere Risse.

In den Schubbereichen entstanden im Laufe der Zeit gewisse Kriechverformungen der Druckdiagonalen.

Trotzdem blieben die *Bügeldehnungen* praktisch konstant. Bild 18 ergibt den zeitlichen Verlauf der durch die Bügel übertragenen Querkraft. Zum Vergleich sind die theoretischen Werte nach Richtlinie 17 der SIA-Norm 162 eingetragen. Zum Beispiel beim Balken B'_{1L} links beträgt die

Dauerlast 18,9 t. Davon ausgehend sind die theoretischen Werte Qc^* und $Q_V{}^{Th}$ abgetragen, d.h. die durch die Biegedruckzone und das geneigte Spannkabel aufzunehmenden Querkraftanteile. Der restliche Teil der Querkraft $Q_B{}^{Th}$, welcher durch die Bügel zu übertragen ist, stimmt mit dem im Versuch gemessenen Wert $Q_B{}^{Exp}$ recht gut überein. Auch in den anderen Messbereichen zeigt sich eine befriedigende Übereinstimmung.

5. Folgerungen

Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass Leichtbeton gegenüber Beton keine grundsätzlich anderen Eigenschaften aufweist. Die für Betontragwerke gültigen Berechnungs- und Konstruktionsverfahren können weitgehend übernommen werden, wobei den vorhandenen Unterschieden natürlich Rechnung zu tragen ist. Daneben ist festzuhalten, dass genauso wie bei stark beanspruchten Betonbauten bei analogen Bauten aus Leichtbeton das sorgfältige Durchkonstruieren der Armierungen wichtiger ist als eine ausgeklügelte Berechnung.

Bei der Ausführung von Bauten aus konstruktivem Leichtbeton sind unbedingt sorgfältige Vorversuche durchzuführen. Insbesondere ist die Eignung des vorgesehenen Natursandes abzuklären. Wesentlich ist auch der Feuchtigkeitsgehalt der in trockenem Zustand stark saugenden Leichtzuschlagstoffe. Um eine rasche Versteifung des Frischbetons zu vermeiden, ist eine gleichmässige Vornässung zu empfehlen. Die Vorversuche sollten nicht nur im Laboratorium durchgeführt werden, sondern auch unter Baustellenbedingungen, sozusagen im Massstab 1:1. Auch während der aufenden Herstellung und Verarbeitung von Leichtbeton ist nsbesondere dort, wo die Erfahrung noch fehlt, ein gewisser Mehraufwand bezüglich Sorgfalt und Kontrollen erforderlich. Verschiedene im Ausland und in der Schweiz erstellte Bauten zeigen, dass unter den skizzierten Voraussetzungen konstruktiver Leichtbeton ohne besondere Risiken zur Lösung anspruchsvoller Bauaufgaben eingesetzt werden kann.

Verdankungen

Das Forschungsprogramm «Teilweise vorgespannter Leichtbeton» wurde ermöglicht durch einen Kredit der Firma AG Hunziker & Cie., Baustoffabriken, Zürich. Die Versuchsträger wurden bei der Stahlton AG in Frick hergestellt. Die experimentellen Arbeiten konnten an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt in Dübendorf durchgeführt werden. Bei der Planung, Durchführung und Auswertung der Versuche wirkten vor allem dipl. Ing. *R. Krauss* und dipl. Ing. *E. Heimgartner* mit. Für diese Unterstützung möchte der Verfasser allen Beteiligten den besten Dank aussprechen.

Literaturverzeichnis

[1] *R. Krauss, H. Bachmann:* Biege- und Schubversuche an teilweise vorgespannten Leichtbetonbalken. Bericht Nr. 6504-4 des Instituts für Baustatik ETH Zürich, Birkhäuser-Verlag, Basel, Oktober 1971

[2] *E. Heimgartner, R. Krauss, H. Bachmann:* Langzeitversuche an teilweise vorgespannten Leichtbetonbalken. Bericht Nr. 6504-5 des Instituts für Baustatik ETH Zürich, Birkhäuser-Verlag, Basel, Oktober 1972

[3] *R. Caflisch, B. Thürlimann:* Biege- und Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken. Berichte Nr. 6504-1 und -2 des Instituts für Baustatik ETH Zürich, Birkhäuser-Verlag, Basel, März/Oktober 1970

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *Hugo Bachmann*, Eidg. Technische Hochschule Leonhardstrasse 33, 8006 Zürich

Teamgeist und Teamungeist bei der Bearbeitung von Grossprojekten

Von **Dr. P. A. Fink**, Liestal

DK 65.014

Bei der Planung und Durchführung von technischen Grossprojekten ist es für ein Unternehmen fast unumgänglich geworden, in projektbezogenen Gruppen – in Teams – zu arbeiten. Grossprojekte von einer Einzelperson bearbeiten zu lassen, ist bei der heutigen Evolution der Technik in mancherlei Hinsicht kaum mehr möglich:

- *von den fachlichen Anforderungen her*
- *vom Arbeitsvolumen her*
- *von der Fehlererkennung her*
- *vom Abhängigkeitsverhältnis her usw.*

Nun zeigt es sich, dass bei einer Teamarbeit die mannigfaltigsten Schwierigkeiten auftreten können. Die folgenden Zeilen wollen zeigen, welcher Natur diese Schwierigkeiten sein können und wie sie oft verhindert werden können.

Zur Auswahl der Teampartner

Ein Arbeitsteam sollte zusammengestellt werden, damit man von ihm eine Aufgabe in möglichst rationeller Weise lösen lassen kann. Das Wort rationell bezieht sich dabei nicht nur auf die Art der endgültigen Lösung der Aufgabe, sondern auch auf die Zeit, welche zur Lösung benötigt wird (Anzahl der Mannjahre, die aufgewendet werden müssen).

In einem Unternehmen muss man meist diejenigen Spezialisten aller benötigten Fachrichtungen zusammenstellen, welche für die Projektdauer überhaupt frei verfügbar sind. Bei der Konstituierung eines solchen Teams hat man nicht nur auf das Fachwissen und die Arbeitskapazität jedes einzelnen Mitgliedes zu achten, sondern auch auf die charakterlichen Eigenschaften für möglichst gute zwischenmenschliche Beziehungen innerhalb der Gruppe. Es muss sichergestellt werden, dass von den verschiedenen Teammitgliedern die an sie gestellten fachlichen Aufgaben kompetent und in nützlicher Frist gelöst werden können. Glaubt man bei der Auswahl der Mitglieder diesen Anforderungen Genüge getan zu haben, dann bleibt immer noch die Frage der zwischenmenschlichen Beziehungen. Für die optimale Zusammensetzung des Teams bezüglich der Charaktereigenschaften der Mitglieder besteht meistens keine grosse Wahl mehr, weil gute Fachspezialisten sowieso Mangelware sind. Falls diesbezüglich die Kombination der Mitglieder nicht ganz glücklich sein sollte, hat man durch geeignete Führungsmethoden besonders dafür zu sorgen, dass das Team zielstrebig auf die gemeinsame Aufgabe hinarbeitet.

Teamgeist – der Sache dienen!

Genauso wie ein Politiker im Parlament im Interesse des Staates denken und handeln sollte, so muss auch das Mitglied eines Arbeitsteams im Interesse der gemeinsamen Zielsetzung für die zu lösende Aufgabe denken und handeln. Dies ist zugegebenermassen nicht immer ganz einfach; es setzt Vertrauen auf die Fähigkeiten der anderen und auch eine gewisse Hingabe zur Sache voraus. Wer es nicht fertig bringt, seine Fähigkeiten in den Dienst einer Sache zu stellen, ist ein äusserst schlechter Teampartner!

Bei der Teilbearbeitung der Aufgabe im Teamwork kommt es natürlich vor, dass sich die Teampartner vorerst in irgendwelchen Punkten nicht einig sind. Hier gilt es nun,