

Zum Durchstanzen von Stützen bei Flachdecken aus Leichtbeton

Autor(en): **Ladner, Marc / Roedner, Harry**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **96 (1978)**

Heft 24

PDF erstellt am: **17.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73705>

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.

Zum Durchstanzen von Stützen bei Flachdecken aus Leichtbeton

Von Marc Ladner und Harry Roedner, Dübendorf

Decken und Platten werden in der Stahl- und Spannbetonbauweise sehr häufig angewandt. Wegen ihrer hochgradigen inneren statischen Unbestimmtheit haben sie im allgemeinen eine hohe Tragfähigkeitsreserve, auch weisen sie gegenüber Biegung ein *grosses Verformungsvermögen* auf, so dass sich bei einer unvorhergesehenen, gefährlichen Überbelastung ein allfällig bevorstehender Kollaps meist durch unzulässig grosse Verformungen und Risse im voraus ankündigt. Diese Umstände verleiten dazu, dass die Möglichkeit eines spröden, nahezu verformungslosen Bruches bei Decken und Platten in der Praxis oft viel zu wenig ernst genommen wird, und es daher immer wieder zu Unfällen bei Decken kommt.

Zu einer *Sprödbbruchanfälligkeit* besonderer Art neigt der *Stützenbereich bei Flachdecken*, wo das bekannte und gefährliche Durchstanzen der Stützen auftreten kann. Ein solcher *Bruch* erfolgt, wie einige Schadenfälle dieser Art in letzter Zeit mit erschreckender Deutlichkeit gezeigt haben, sehr *plötzlich und ohne jede Vorankündigung*; ihm ist daher durch eine sorgfältige Berechnung und Bemessung sowie durch eine ebenso gewissenhaft durchgearbeitete Konstruktion und Ausführung unter allen Umständen zu begegnen.

Wird nun im Flachdeckenbau ein Baustoff verwendet, bei dem sich im allgemeinen der Bruchvorgang mit grosser Geschwindigkeit abspielt, dann ist besondere Vorsicht geboten. Es war deshalb das Ziel einer Untersuchung, die an der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf durchgeführt wurde, abzuklären, inwieweit sich die aus dem Normalbetonbau bekannten Berechnungsmethoden für das Erfassen des Durchstanzproblems auch im ingenieurmässigen Leichtbetonbau anwenden liessen, und welche konstruktiven Massnahmen zu beachten seien.

Bevor aber auf einige spezifische Probleme des Durchstanzens von Stützen bei Leichtbetonflachdecken eingegangen wird, sollen die Eigenschaften von Leichtbeton, insbesondere im Blick auf Unterschiede zum gewöhnlichen Schwerbeton, der im folgenden kurz «Beton» genannt wird, zusammengefasst werden.

Eigenschaften von Leichtbeton

Festigkeiten

Beton und Leichtbeton können als *Zweistoffsystem* aufgefasst werden, das aus den beiden Komponenten *Zuschlagkörner* und *Zementmörtel* zusammengesetzt ist [1]. Da aber diese Komponenten bei Beton und bei Leichtbeton nicht die gleichen Festigkeits- und Verformungseigenschaften haben (s. Tabelle 1 [2]), ergibt sich daraus für die beiden Betonarten ein unterschiedliches Tragmodell [3].

Beim *Beton* sind die Zuschlagkörner wesentlich steifer als der sie verbindende Mörtel; die Kraftableitung erfolgt somit in diesem Fall hauptsächlich von Korn zu Korn. Beim *Leichtbeton* hingegen übernehmen die gegenüber den Zuschlagkörnern steiferen Mörtelzwischen-schichten den Hauptanteil der äusseren Druckkraft.

Entsprechend dieser Modelle bilden sich bei den beiden Betonarten *unterschiedliche Bruchmechanismen* aus. Wenn ein Probekörper unter Druck gesetzt wird, dann treten die *ersten Mikrorisse* dort auf, wo die *Querzugdehnungen am grössten* sind. Beim *Beton* entstehen daher solche Risse zuerst in der *seitlichen Haftzone* zwischen den Zuschlagkörnern und dem Zementmörtel parallel zur Druckrichtung. Diese Anrisse bilden sich schon bei relativ niedrigen Belastungen aus, was einen stetig gekrümmten Verlauf des Spannungs-Stauchungsdiagrammes von Beton erzeugt.

Beim *Leichtbeton* hingegen liegen die Zugzonen in der Mörtelmasse im *Scheitel- und Sohlenbereich eines Zuschlagkornes*. Dort breiten sich radial zum Zuschlagkorn gerichtete Risse aus, die auch in diesem Fall parallel zur Richtung der äusseren Druckkraft verlaufen, doch entstehen sie erst, wenn die Zugfestigkeit des Mörtels überwunden wird, also bei relativ hohen Druckbelastungen. Dies erklärt auch, warum das Spannungs-Stauchungsdiagramm des Leichtbetons bis zu einer Spannung von über 80% der Druckfestigkeit nahezu gradlinig verläuft. Allerdings erfolgt die Verbindung dieser Mikrorisse im Mörtel zu einer durchgehenden Bruchfläche aufgrund der gespeicherten Energie sehr rasch, so dass sich der Bruchvorgang bei Leichtbeton schliesslich mit grosser Geschwindigkeit abspielt.

Ausser der Druckfestigkeit sind auch die Biegezug-, Schub- und Haftfestigkeiten von Interesse. Hier liegen die Verhältnisse so, dass die Biegezug- und Schubfestigkeiten bei Leichtbeton allgemein unter denen des Betons gleicher Druckfestigkeit sind. Dies dürfte zum Teil damit zu begründen sein, dass zwar der Verbund zwischen den Leichtzuschlagkörnern mit ihren rauen Oberflächen und dem Mörtel im allgemeinen besser ist als jener mit glatten Schwerzuschlagkörnern, dass aber die Eigenfestigkeit der Zuschlagkörner von Leichtbeton doch wesentlich kleiner ist als jene von Beton (s. Tabelle 1). Ausserdem entsteht während der Austrocknungsphase ein durch das unterschiedliche Schwinden des Zementmörtels bedingter Spannungszustand im Innern der Probekörper, der einen scheinbaren Abfall der Biegezugfestigkeit des Leichtbetons erzeugt. Wie *Badoux und Mingard* [4] aber nachgewiesen haben, nimmt die Biegezugfestigkeit auch beim Leichtbeton erwartungsgemäss mit dem Alter zu, wenn die Probekörper in einer feuchten Umgebung aufbewahrt werden.

Tabelle 1. Verformungs- und Festigkeitseigenschaften [2]

	E-Modul (N/mm ²)	Druckfestigkeiten (N/mm ²)
Zuschlagkörner bei Leichtbeton	5...15 × 10 ³	10...60
Mörtel	20...30 × 10 ³	20...80
Zuschlagkörner bei Beton	50...100 × 10 ³	120...300

Verformungen

Im elastischen Bereich bestimmt der Elastizitätsmodul die Verformungsgrössen. Er ist bei Leichtbeton im allgemeinen etwa halb so gross wie bei Beton gleicher Druckfestigkeit. Daraus resultieren grössere elastische Deformationen bei Leichtbetonkonstruktionen, die zu berücksichtigen sind. Ausserdem muss aus dem gleichen Grund auch dem Knicken grössere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Die Schwind- und Knickverformungen von Leichtbeton sind jenen des Betons ähnlich. Hingegen beträgt die Endkriechzahl φ_n (Verhältnis zwischen Kriechverformung und elastischer Verformung) des Leichtbetons etwa die Hälfte jener von Beton.

Auswirkungen der materialtechnischen Eigenschaften des Leichtbetons auf das Durchstanzen

Die oben angeführten, z.T. gegenüber Beton unterschiedlichen Eigenschaften des Leichtbetons müssen sich auf das Durchstanzverhalten einer auf Einzelstützen gelagerten Flachdecke aus Leichtbeton auswirken.

Zunächst ist zu erwarten, dass bei gleicher Konstruktions- und Belastungsart die Leichtbetonflachdecke gegenüber der entsprechenden Betonflachdecke grössere elastische Verformungen aufweist, was sich sowohl bei den Durchbiegungen als auch bei den Betonstauchungen auswirken wird. Allerdings werden sich nur die Betonstauchungen bei gleicher Beanspruchung verzweifachen, nicht aber die Stahldehnungen. Damit werden die Krümmungen und durch Integration derselben über die ganze Decke, die Durchbiegungen der Leichtbetondecke wesentlich unter dem doppelten Wert der entsprechenden Betondecke bleiben.

Das Durchstanzen einer Stütze wird durch das Zusammentreffen von grossen Momenten- und Querkraftbeanspruchungen im Stützenbereich einer Flachdecke ausgelöst. Wegen der verminderten Biegezug- und Schubfestigkeit und bedingt durch die raschere Rissausbreitung im Leichtbeton ist bei einer aus diesem Baustoff hergestellten Flachdecke zu erwarten, dass sich bei einer Überbelastung der Durchstanzvorgang bei ihr noch schneller als bei einer Stahlbetondecke abspielen kann. Dem Durchstanzproblem bei Flachdecken aus Leichtbeton ist daher wie bei allen Fällen, wo grosse Biege- und Schubbeanspruchungen gleichzeitig auftreten [5], ganz besondere Aufmerksamkeit sowohl bei der Bemessung als auch bei der konstruktiven und bauseitigen Ausführung zu schenken. Insbesondere sind alle Armierungsstäbe wegen der verringerten Haftfestigkeiten auf eine genügend grosse Länge ausserhalb des sich um die Stützen bildenden Nullkreises der Radialmomente zu verankern; eine strenge Überwachung der Ausführung auf der Baustelle hat dafür zu sorgen, dass ein qualitativ hochwertiger Beton hergestellt wird.

Versuch

Zur Abklärung einiger der oben aufgestellten Thesen wurde an der EMPA ein Durchstanzversuch an einem Dekkenausschnitt aus Leichtbeton durchgeführt. Über diesen Versuch soll anschliessend berichtet werden. Die dabei erhaltenen Ergebnisse werden mit einem gleichen Versuch aus Beton verglichen, der mit jenem aus Leichtbeton sowohl hinsichtlich der Beton- und Stahlfestigkeiten als auch der geometrischen Abmessungen und des Armierungsgehaltes weitgehend übereinstimmte [13].

Materialeigenschaften

Der Versuch wurde mit einem Leichtbeton durchgeführt, für den als *Leichtstoffzuschlag Blähton Leca hade* verwendet wurde. Die Zusammensetzung des Leichtbetons geht aus Tabelle 2 hervor.

Tabelle 2. Zusammensetzung des Leichtbetons

Komponente	Korngrösse ϕ (mm)	Masse (kg/m ³)
Natursand	0 - 1	304
Leca Hade	0 - 3	184
Leca Hade	3 - 8	367
Leca Hade	8 - 15	367
Zement		300
Wasser		228
		1750
Gemessene Rohdichte des Frischbetons		1745

Zur Kontrolle der Festigkeit des Betons wurden 10 Prismen (120 × 120 × 360 mm³) und zwei Würfel (200 mm Kantenlänge) hergestellt und in verschiedenem Alter geprüft. Die dabei erzielten Festigkeitswerte zeigt Tabelle 3. Die Lagerung der Proben vor der Prüfung erfolgte in einem nicht klimatisierten Raum bei ungefähr 18 ° bis 20 °C und 50 % bis 70 % relativer Luftfeuchtigkeit.

Tabelle 3. Festigkeiten des verwendeten Leichtbetons

Alter	Rohdichte (kg/dm ³)		Biegezugfestigkeit β_{bz} (N/mm ²)		Würfeldruckfestigkeit β_w (N/mm ²) ¹⁾	
	Einzelwerte	Mittel	Einzelwerte	Mittel	Einzelwerte	Mittel
5	1,76	1,76	3,6	3,8	23,1	23,4
	1,76		4,0		23,6	
7	1,72	1,72	3,9	4,0	26,6	27,6
	1,73		4,1		28,6	
14	1,69	1,70	3,0	3,2	31,1	32,5
	1,72		3,3		33,9	
27 ²⁾	1,67	1,68	2,7	2,9	39,6	39,5
	1,70		3,2		39,5	
27 ²⁾	1,71	1,70			45,5 ³⁾	45,0 ³⁾
	1,70				44,4 ³⁾	

¹⁾ An halben Prismen bestimmt. Jeder Einzelwert = Mittel aus beiden Prismenhälften

²⁾ Zum Zeitpunkt des Bruchversuches

³⁾ An Würfeln bestimmt

Bei diesen Ergebnissen fällt auf, dass das Raumgewicht der Probekörper, die in einer relativ trockenen Umgebung aufbewahrt wurden, gegenüber dem Frischraumgewicht bis zum Zeitpunkt des Bruchversuches nach 27 Tagen um etwa 3,4 % abnimmt. Noch deutlicher tritt aber die Abnahme der Biegezugfestigkeit mit zunehmendem Alter des Leichtbetons in Erscheinung, obwohl die entsprechenden Werte bei der Würfeldruckfestigkeit zunehmen. Diese beiden Feststellungen stehen somit in voller Übereinstimmung mit jenen, die *Badoux* und *Mingard* [4] an Leichtbeton ähnlicher Zusammensetzung gemacht haben. Als praktische Folge ergibt sich daraus die Notwendigkeit einer gewissenhaften Nachbehandlung des Leichtbetons, insbesondere des Feuchthaltes, das unmittelbar nach dem Betoniervorgang einsetzen sollte.

Die Armierung bestand aus einem kaltverformten Armierungsstahl der Gruppe IIIb nach Norm SIA 162 (1968). Die einzelnen Stäbe wurden sehr sorgfältig ausgesucht und einzeln geprüft, damit keine allzu grossen Unterschiede in den Materialeigenschaften auftraten. Tabelle 4 gibt einen Überblick über die Eigenschaften des Tor-Stahles.

Tabelle 4. Eigenschaften des Tor-Stahles.
Stabdurchmesser: 10 mm

Eigenschaft		Mittelwert (aus 14 Proben)	Standard- abweichung
Streckgrenze	σ_s (N/mm ²)	520,9	± 11,6
Zugfestigkeit	β_z (N/mm ²)	580,2	± 5,4
Bruchdehnung	λ_{10} (%)	8,7	± 0,78
Bruchdehnung	λ_5 (%)	15,4	± 1,20
Gleichmassdehnung	λ_{gl} (%)	2,3	± 0,30
Querkontraktion	ψ (%)	59,1	± 3,5

Tabelle 5. Querschnittswerte

		Leichtbeton	Beton
Plattendurchmesser	D = 0,44 l (mm)	1200	1200
Plattendicke	d (mm)	127	127
Statische Höhe	h (mm)	109	109
Durchmesser der Rundstütze	$\varnothing$ (mm)	226	226
Stahlfläche	F _e (cm ²)	46 $\varnothing$ 10 = 36,13 cm ²	44 $\varnothing$ 10 = 34,54 cm ²
Armierungsgehalt	μ_s (%)	1,37	1,31
Streckgrenze	σ_s (N/mm ²)	520,9	551,0
Bezogene Streckgrenze	$\mu_s \cdot \sigma_s$ (N/mm ²)	7,136	7,218
Würfeldruckfestigkeit	β_w (N/mm ²)	39,5	40,4
Biegezugfestigkeit	β_{bz} (N/mm ²)	2,9	5,4

Versuchskörper

Bild 1. Abmessungen des Versuchskörpers

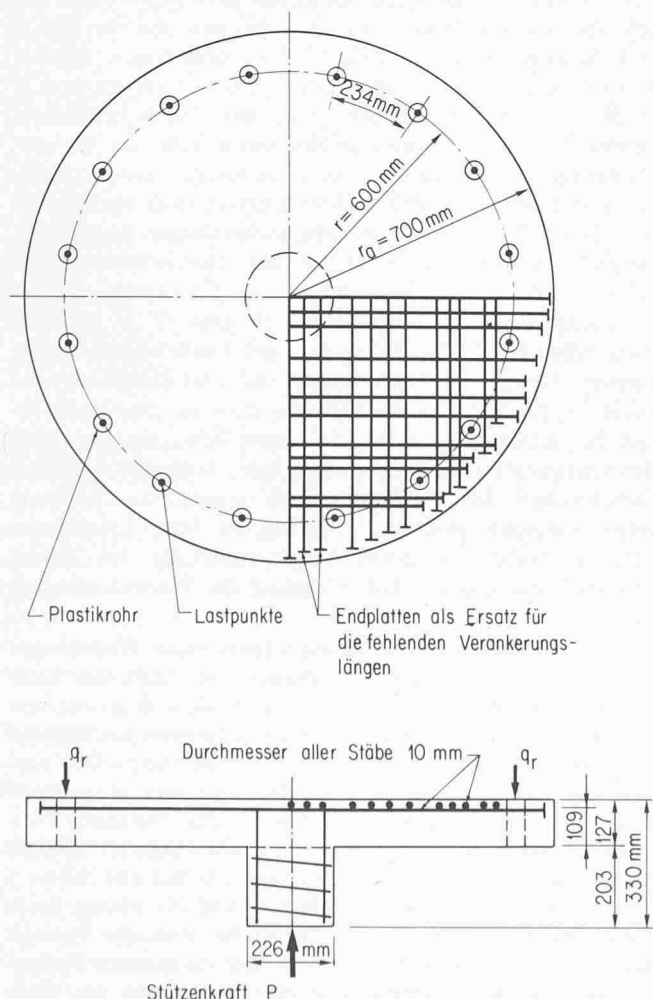


Bild 2. Überblick über die Versuchsanordnung

Der Versuchskörper war, wie es bei solchen Versuchen üblich ist, ein *kreisförmiger Deckenausschnitt um den Stützenstumpf*; am Umfang dieses Ausschnittes wurden die Querkraft in Form von regelmässig verteilten Einzellasten eingeführt. Die Querschnittswerte der Versuchskörper gehen aus der Tabelle 5 hervor, die geometrischen Einzelheiten aus Bild 1. Als Ersatz für die fehlende Verankerungslänge der Biegearmierung wurden an den Enden der Armierungsstäbe Plättchen angeschweisst.

Versuchsanordnung

Bild 2 gibt einen Überblick über die Versuchsanordnung. Die Belastung erfolgte über einen zentrisch angeordneten, hydraulischen Zylinder und wurde von den 16 gleichmässig über den Plattenumfang verteilten Zugstäben aufgenommen. Dadurch liess sich die stetig verteilte Randlast annähernd simulieren.

Die Durchbiegung des Plattenrandes wurde entlang des Lastangriffskreises an vier Punkten mit Messuhren bestimmt. Ausserdem wurden auch die Verschiebungen der Platte gegenüber der Stütze an ebenfalls vier Stellen gemessen.

Zur Ermittlung der Stahldehnungen wurden am mittleren Stab der unteren und der oberen Armierungslage drei bzw. fünf Messstrecken in radialer Richtung angeordnet, wobei die unteren Messstrecken aus konstruktiven Gründen ungefähr 30 mm exzentrisch angeordnet waren. Die Dehnungen selber wurden mit einem Deformeter der Basislänge 200 mm bestimmt.

Die Betonstauchungen wurden auf der Plattenunterseite in unmittelbarer Nähe der Stütze parallel zu den Armierungseinlagen von je vier elektrischen Dehnmessstreifen sowohl in radialer als auch in tangentialer Richtung registriert.

Versuchsdurchführung

Die Grundlast betrug 35 kN. Die Belastung erfolgte stufenweise, wobei die Laststufen etwa einem Viertel der

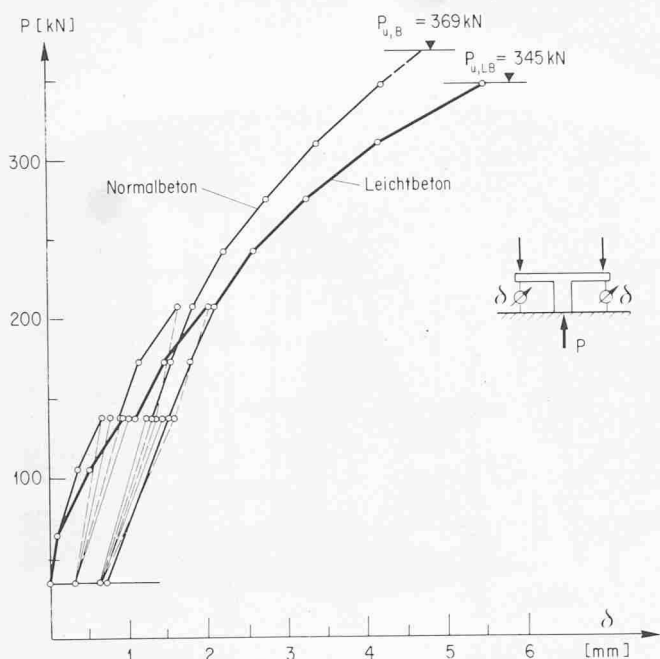


Bild 3. Last-Durchbiegungskurven des Plattenrandes

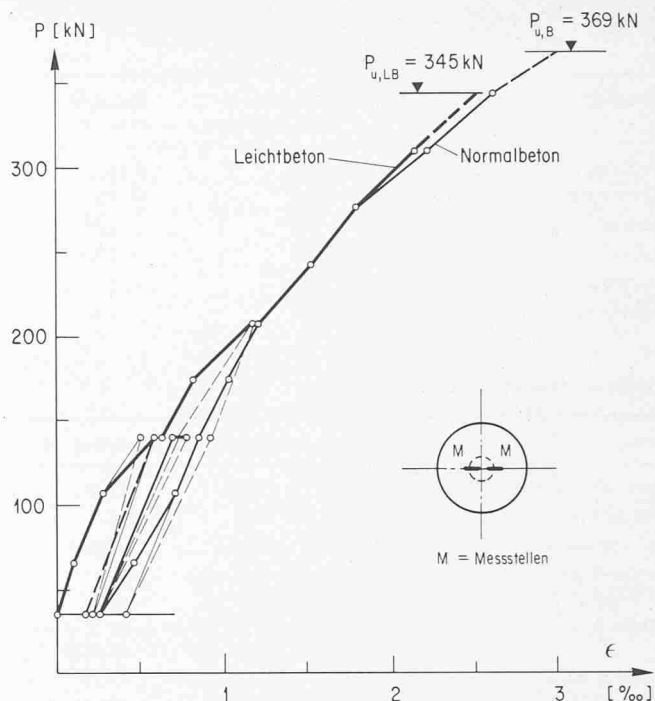


Bild 4. Last-Dehnungsdiagramme der Biegearmierung der obersten Lage

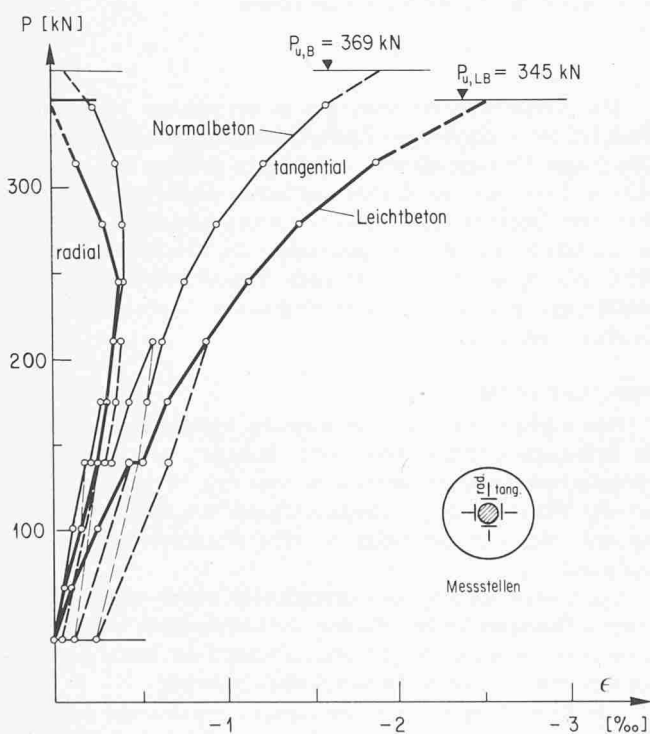


Bild 5. Last-Stauchungsdiagramme des Betons unmittelbar neben Stütze

Nutzlast entsprachen. Bei jeder Laststufe wurden die Verformungen gemessen und die Rissbildung beobachtet.

Nach Erreichen der Nutzlast $P_{zul} = 138 \text{ kN}$ und $1,5 \cdot P_{zul} = 207 \text{ kN}$ erfolgten jeweils Entlastungen auf die Grundlast; ausserdem konnte das Kriechen während etwa 28 Stunden unter Nutzlast beobachtet werden.

Ergebnisse

Die Ergebnisse der Verformungsmessungen am Deckenausschnitt sind in den Bildern 3, 4 und 5 gezeigt. Gleichzeitig

sind dort auch die entsprechenden Messwerte für Beton eingetragen.

Betrachtet man die Durchbiegungen der Plattenränder (Bild 3), dann werden sofort die grösseren Verformungen des Leichtbetonprobekörpers bemerkt, die jene des Betons je nach Belastungsgrad um 20% bis 35% übersteigen. Ausserdem ist die Last-Durchbiegungskurve beim Leichtbeton ab $P = 242 \text{ kN}$ stärker gekrümmt als es beim Beton beobachtet werden konnte. Dagegen unterscheiden sich die an der Armierung im Bereich des Stützenrandes gemessenen Stahldehnungen der beiden Probekörper kaum (Bild 4). Im Stützenbereich der Flachdecke, wo ein mehrachsiger Spannungszustand herrscht, zeigen die an der Deckenunterseite in radialer und tangentialer Richtung gemessenen Betonstauchungen (Bild 5), dass schon ab etwa $P = 242 \text{ kN}$, entsprechend 67% der Höchstlast des Leichtbetonversuchskörpers, eine stärkere Krümmung der Last-Stauchungslinie erfolgt. Interessant ist dabei auch, dass die Stauchung in radialer Richtung, die bis zu dieser Belastung für beide Betonarten fast gleich verlief, sich beim Leichtbeton stärker zurückbildete. Die Stauchungen in tangentialer Richtung zeigen hingegen gleich von Anfang an beim Leichtbeton grössere Werte als beim Vergleichsversuch im Beton, was auch die grössere Durchbiegung des Plattenrandes erklärt.

Hinsichtlich der Rissbildung wiesen beide Probekörper ein etwas unterschiedliches Verhalten auf. Während beim Betonkörper die ersten Risse schon unter einer Belastung von $P = 65 \text{ kN}$ festgestellt wurden, konnten sie beim Leichtbeton erst nach Erreichen der nächsten Laststufe beobachtet werden und müssen somit zwischen den Laststufen $P = 65 \text{ kN}$ und $P = 105 \text{ kN}$ entstanden sein. Unter Nutzlast, $P = 138 \text{ kN}$, bildete sich in beiden Fällen ein ähnliches Rissbild und die gleiche grösste Rissbreite von $0,07 \text{ mm}$ aus (Bilder 6 und 7). Im Bruchzustand (Bilder 8 und 9) wiesen beide Versuchskörper ebenfalls das für solche Versuche typische Rissbild mit nur radial gerichteten Rissen im äusseren Platten sichtbar gemacht werden. Gleichzeitig blätterte die über-

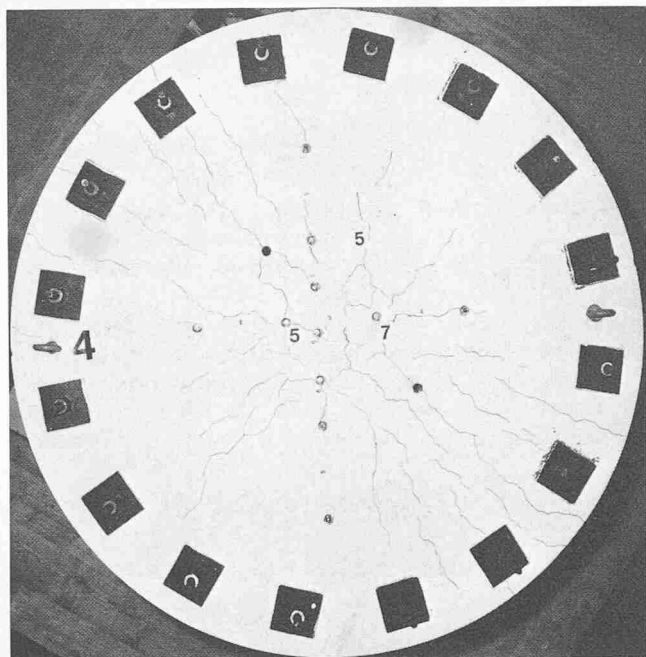


Bild 6. Rissbild unter Nutzlast ($P = 138 \text{ kN}$) bei Normalbeton. Rissbreiten in $1/100 \text{ mm}$

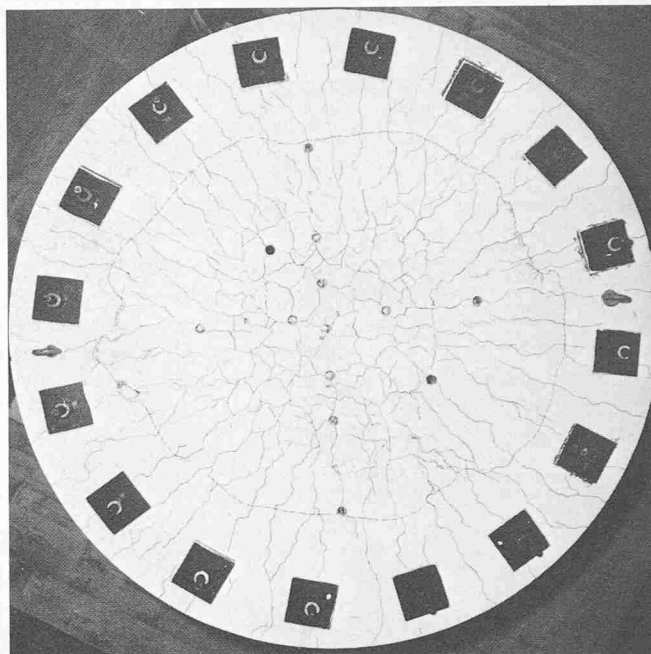


Bild 8. Rissbild im Bruchzustand ($P_{u,B} = 369 \text{ kN}$) bei Normalbeton

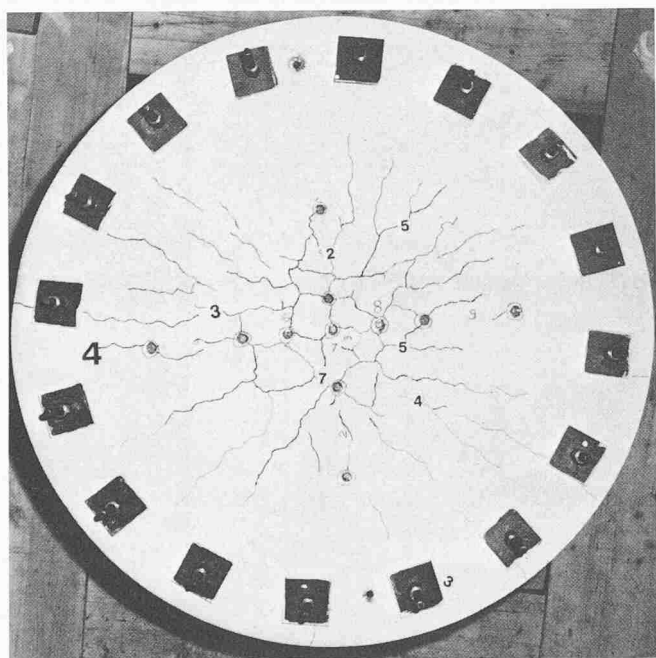


Bild 7. Rissbild unter Nutzlast ($P = 138 \text{ kN}$) bei Leichtbeton. Rissbreiten in $1/100 \text{ mm}$

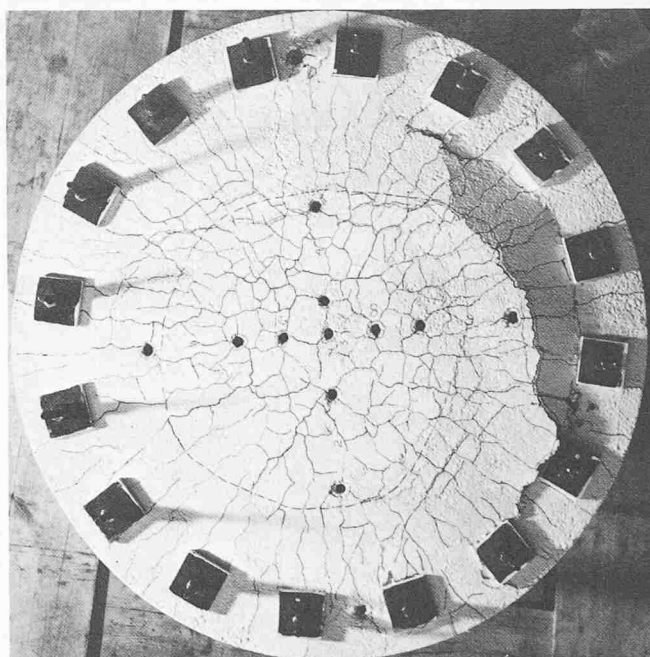


Bild 9. Rissbild im Bruchzustand ($P_{u, LB} = 345 \text{ kN}$) bei Leichtbeton

bereich und einem Spinnennetz von radial und tangential gerichteten Rissen im Stützenbereich auf.

Der Bruch selber trat sowohl beim Beton als beim Leichtbeton plötzlich und ohne Vorankündigung auf. Beim Leichtbeton war während der Messung, etwa zwei bis drei Minuten nach Aufbringen der letzten Laststufe, plötzlich ein helles, knallartiges Geräusch zu hören. Dabei gab sich der Durchstanzkegel nur zum Teil an der Oberfläche zu erkennen. Die Stütze stanzte deutlich einseitig durch. So konnte der Kegel, der auf der einen Seite viel flacher als auf der anderen war, erst nach längerem Wiederbelasten deutlich

deckende Betonschicht an den Rändern etwas ab, was die Konturen des Durchstanzkegels etwas undeutlich machte.

Nach den Versuchen wurden die beiden Bruchkegel freigelegt (Bilder 10 und 11). Obwohl ihre Form und Grösse in beiden Fällen etwa gleich sind, können doch die für beide Betonarten typischen Beobachtungen an den Bruchflächen gemacht werden. Während beim Beton der Bruch nur vereinzelt durch die Zuschlagskörner und nur bei kleineren Korndurchmessern hindurchgeht, im allgemeinen aber eher um die Korngrenze erfolgt, verläuft beim Leichtbeton die Bruchfläche durch die einzelnen Zuschlagskörner hindurch.

Autor	Bezeichnung	$\delta = \frac{0.441}{h}$	$\rho = \frac{\sigma}{h}^2$	μ	σ_s (N/mm ²)	β_{Zyl} (N/mm ²)	h (mm)	P _u , Versuch (kN)	P _u , K + N (kN)	$\frac{P_{u, Versuch}}{P_{u, K + N}}$
[7]	A 1 a	15.55	2.75	0.0115	339	14.4	117.6	308.4	283.0	1.086
	A 1 b	15.55	2.75	0.0115	339	25.7	117.6	372.0	329.0	1.130
	A 1 c	15.55	2.75	0.0115	339	29.6	117.6	362.9	340.2	1.066
	A 1 d	15.55	2.75	0.0115	339	37.6	117.6	358.3	360.0	0.995
	A 1 e	15.55	2.75	0.0115	339	20.7	117.6	362.9	312.6	1.161
	A 2 a	16.00	2.83	0.0247	328	13.9	114.3	340.2	355.7	0.956
	A 2 b	16.00	2.83	0.0247	328	19.9	114.3	408.2	398.2	1.024
	A 2 c	16.00	2.83	0.0247	328	38.2	114.3	476.3	510.3	0.933
	A 7 b	16.00	2.83	0.0247	328	28.5	114.3	521.6	453.3	1.150
	A 3 a	16.00	2.83	0.0370	328	13.0	114.3	362.9	398.2	0.911
	A 3 b	16.00	2.83	0.0370	328	23.1	114.3	453.6	482.6	0.939
	A 3 c	16.00	2.83	0.0370	328	27.1	114.3	544.3	513.8	1.059
	A 3 d	16.00	2.83	0.0370	328	35.2	114.3	557.9	573.6	0.972
	A 4	16.00	3.85	0.0115	339	26.6	117.6	408.2	404.8	1.008
	A 5	16.00	3.96	0.0247	328	28.3	114.3	544.3	581.6	0.935
	A 6	16.00	3.96	0.0370	328	25.5	114.3	508.0	643.3	0.789
	A 9	16.00	2.83	0.0247	328	30.4	114.3	453.6	465.5	0.974
	A 10	16.00	3.96	0.0247	328	30.3	114.3	499.0	597.6	0.835
	B 9	16.00	2.83	0.0200	348	44.8	114.3	514.8	501.9	1.025
	B 11	16.00	2.83	0.0300	417	13.8	114.3	335.7	378.2	0.887
	B 14	16.00	2.83	0.0300	332	51.5	114.3	589.7	628.0	0.938
[8]	H 1	16.00	2.83	0.0115	334	26.6	114.3	378.8	311.6	1.215
	S1-60	16.00	2.83	0.0106	407	23.8	114.3	396.9	303.1	1.309
	S2-60	16.00	2.83	0.0106	407	22.5	114.3	362.9	297.9	1.218
	S3-60	16.00	2.83	0.0106	407	23.1	114.3	370.8	300.1	1.235
	S4-60	16.00	2.83	0.0106	407	24.3	114.3	340.2	305.2	1.114
	S1-70	16.00	2.83	0.0106	492	25.0	114.3	400.1	308.2	1.298
	S3-70	16.00	2.83	0.0106	492	25.9	114.3	385.6	312.0	1.236
	S4-70	16.00	2.83	0.0106	492	35.9	114.3	381.0	351.3	1.084
	S4A70	16.00	2.83	0.0106	492	20.9	114.3	317.5	290.5	1.093
	S5-60	16.00	2.226	0.0106	407	22.6	114.3	349.3	247.5	1.441
	S6-60	16.00	2.83	0.0106	407	21.9	114.3	326.6	294.9	1.107
	S7-60	16.00	3.40	0.0106	407	23.5	114.3	429.8	352.6	1.218
	S5-70	16.00	2.26	0.0106	492	23.5	114.3	385.6	250.3	1.540
	S6-70	16.00	2.83	0.0106	492	24.7	114.3	385.6	307.3	1.254
	R1	16.00	3.40	0.0138	334	28.1	114.3	401.4	402.6	0.996
	R2	16.00	1.70	0.0138	334	27.1	114.3	317.5	268.2	1.183
	M1A	16.00	3.40	0.0150	490	21.2	114.3	441.4	395.1	1.117
[9]	5215	14.62	1.28	0.0078	450.0	27.9	117	260	230.8	1.126
	5224	14.49	1.27	0.0078	463.0	27.4	118	280	234.8	1.193
	5269	14.13	1.24	0.0115	444.5	33.4	121	340	320.9	1.060
	5270	14.02	1.23	0.0116	447.5	32.2	122	338	324.0	1.043
	5107	13.36	2.34	0.0101	464.5	27.5	128	438	403.4	1.086
	5117	13.79	2.42	0.0104	460.0	26.2	124	416	378.8	1.098
	5281	14.25	2.50	0.0162	443.0	31.3	120	500	461.4	1.084
	5290	14.37	2.52	0.0164	457.0	31.3	119	550	456.7	1.204
	5089	13.90	2.44	0.0049	457.0	27.4	123	263	242.7	1.083
	5098	13.68	2.40	0.0048	470.5	27.8	125	263	251.0	1.048
	5125	14.25	2.50	0.0075	469.5	28.6	120	338	313.6	1.078
	5134	14.02	2.46	0.0074	467.5	26.1	122	338	313.7	1.078
M i t t e l									1.0916	
Standardabweichung									± 0.140	

Tabelle 6. Durchstanzverhalten mit Beton.
Berechnung nach Kinnunen & Nylander

Autor	Bezeichnung	$\delta = \frac{0.441}{h}$	$\alpha = \frac{\phi}{h}$ ²⁾	μ	σ_s (N/mm ²)	β_{Zyl} (N/mm ²)	h (mm)	P _u , Versuch (kN)	P _u , K + N (kN)	P _u , Versuch P _u , K + N
[10]	H1L3	15.33 ¹⁾	2.83	0.0115	335.3	30.6	114.3	317.5	332.0	0.956
	H1L4	15.33 ¹⁾	2.83	0.0115	335.3	28.0	114.3	317.5	325.3	0.976
	R1L4	15.33 ¹⁾	2.13	0.0134	335.3	29.7	114.3	337.9	295.0	1.145
	R1L13	15.33 ¹⁾	2.13	0.0134	335.3	25.3	114.3	294.8	278.8	1.057
[11]	A27	15.33 ¹⁾	2.83	0.0115	362.0	28.8	114.3	317.5	336.6	0.943
	A27, 14	15.33 ¹⁾	2.83	0.0115	362.0	23.1	114.3	286.2	319.2	0.897
	A23	15.33 ¹⁾	2.83	0.0115	362.0	35.5	114.3	335.7	354.4	0.947
	A23s	15.33 ¹⁾	2.83	0.0115	362.0	31.9	114.3	324.9	345.2	0.993
	A1	15.33 ¹⁾	2.83	0.0115	362.0	30.9	114.3	331.6	342.5	0.968
	C23	12.55 ¹⁾	5.56	0.0123	293.2	26.8	139.7	680.4	674.2	1.009
[12]	JL01,7a	16.50 ¹⁾	3.82	0.0167	358.5	15.3	50.8	82.6	77.1	1.072
	JL02,2a	16.50 ¹⁾	3.82	0.0220	358.5	13.2	50.8	86.2	81.6	1.056
	JL01,7b	16.50 ¹⁾	3.82	0.0167	358.5	29.0	50.8	98.0	95.1	1.031
	JL02,2b	16.50 ¹⁾	3.82	0.0220	358.5	20.4	50.8	81.2	93.4	0.869
	JL01,1	16.50 ¹⁾	3.82	0.0110	358.5	42.0	50.8	105.2	78.8	1.335
	M210	20.0	2.55	0.0110	392.0	29.1	50.8	87.5	57.2 ⁴⁾	1.530
	M220	20.0	2.55	0.0220	393.0	25.4	50.8	103.9	82.6 ⁴⁾	1.258
	M310	20.0	3.82	0.0110	393.0	21.5	50.8	80.7	68.5 ⁴⁾	1.178
	M320a	20.0	3.82	0.0220	393.0	18.3	50.8	101.2	100.2 ⁴⁾	1.010
	M320b	20.0	3.82	0.0220	393.0	54.3	50.8	175.1	135.2 ⁴⁾	1.295
	M410	20.0	5.09	0.0110	393.0	15.8	50.8	94.3	77.6 ⁴⁾	1.215
	M420	20.0	5.09	0.0220	393.0	27.7	50.8	135.2	141.1 ⁴⁾	0.958
	M510	20.0	6.37	0.0110	393.0	23.8	50.8	111.1	88.4 ⁴⁾	1.257
	M520	20.0	6.37	0.0220	393.0	23.3	50.8	154.7	158.8 ⁴⁾	0.974
	M610	20.0	7.64	0.0110	393.0	28.5	50.8	121.1	100.7 ⁴⁾	1.202
	M620	20.0	7.64	0.0220	393.0	26.9	50.8	161.5	186.0 ⁴⁾	0.868
	M710	20.0	8.92	0.0110	393.0	28.3	50.8	141.1	113.8 ⁴⁾	1.240
	M720	20.0	8.92	0.0220	393.0	25.5	50.8	188.2	208.2 ⁴⁾	0.904
	M810	20.0	10.18	0.0110	393.0	25.4	50.8	147.9	113.4 ⁴⁾	1.304
	M820	20.0	10.18	0.0220	393.0	25.0	50.8	188.2	222.7 ⁴⁾	0.845
	EMPA	11.0	2.07	0.0137	520.9	39.5 ³⁾	109.0	345.0	362.4	0.952
M i t t e l									1.072	
Standardabweichung									± 0.168	

Tabelle 7. Durchstanzversuche mit Leichtbeton
Berechnung nach Kinnunen & Nylander

1) In [10], [11] und [12] sind quadratische Platten mit allseitig frei aufliegenden Rändern geprüft worden. Da nur die äusseren Abmessungen der Platte und nicht die Auflagerabstände angegeben sind, wurde zur Berechnung von δ ein Kreis gewählt, dessen Durchmesser 3" kleiner ist als die Seitenlänge der Quadratplatten.

2) Rechteckstützen wurden in umfangreiche Rundstützen mit Durchmesser ϕ umgerechnet. Wenn das Verhältnis der Stützensseiten $a/b > 1,5$ wurde, wurde gemäss Vorschlag von Kinnunen & Nylander nur ein Verhältnis $a/b = 1,5$ für die Umrechnung benützt.

3) Würfeldruckfestigkeit

4) Nach [12]

Weitere Untersuchungen

Um zu beurteilen, ob sich die im Fall von Normalbeton zu brauchbaren Ergebnissen führende Theorie von Kinnunen und Nylander zur Berechnung der Durchstanzlast bei Flachdecken [6] auch auf Leichtbeton anwenden lasse, wurden neben dem oben erwähnten Versuch noch weitere Ergebnisse aus der Literatur herbeigezogen. In den Tabellen 6 und 7 ist eine Übersicht über die ausgewerteten Versuche gegeben, wobei jedoch nur solche Versuche berücksichtigt sind, bei denen die Voraussetzungen für die Anwendung der schwedischen Theorie gegeben sind.

Wie ein Vergleich der nach dieser Theorie berechneten Höchstlasten mit den bei den Versuchen gemessenen Durchstanzlasten zeigt, scheint die Übereinstimmung für Leichtbeton etwa gleich gut wie für Beton zu sein.

Zusammenfassung

Die anhand der technischen Eigenschaften des Werkstoffes aufgestellten Thesen über das Durchstanzverhalten bei Flachdecken aus Leichtbeton sind durch den Versuch erhärtet worden. Vergleichende Untersuchungen zeigen, dass mit Hilfe der bekannten schwedischen Durchstanztheorie die

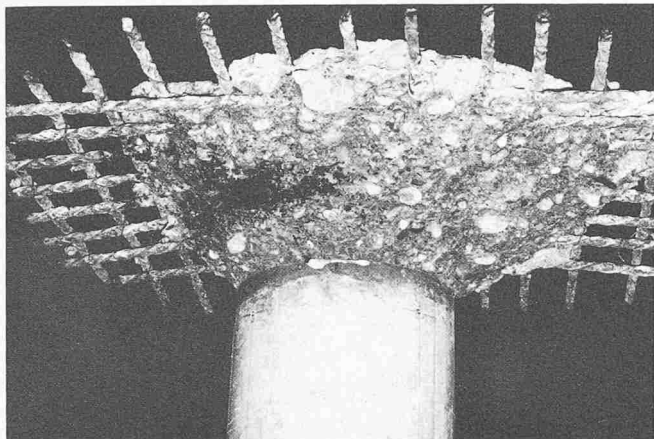


Bild 10. Freigelegter Durchstanzkegel bei Normalbeton. Bruchfläche teils entlang der Korngrenzen, teils durch die Körner hindurch

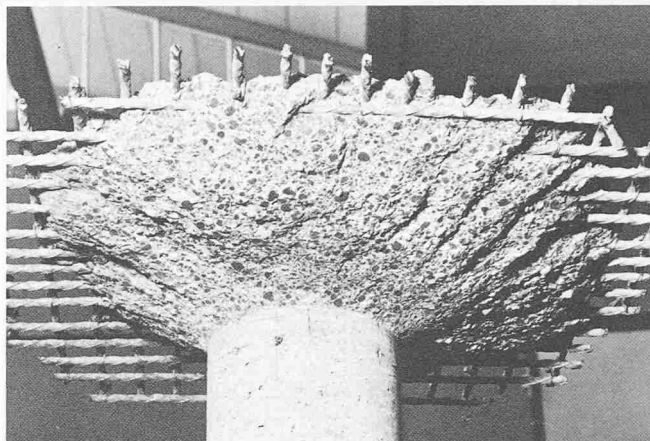


Bild 11. Freigelegter Durchstanzkegel bei Leichtbeton. Bruchfläche immer durch die Zuschlagstoffe

Durchstanzlasten auch für Flachdecken aus Leichtbeton ermittelt werden können. Der konstruktiven Ausbildung und der baulichen Ausführung ist grosse Sorgfalt zu widmen.

Literaturverzeichnis

- [1] Wischers, G.: «Aufnahme von Druckkräften in Schwerbeton und im Leichtbeton.» Beton (Düsseldorf), Nr. 5, 1967.
- [2] Weigler, H.: «Gefügedichter Leichtbeton.» Beton (Düsseldorf), Nr. 7, 1972.
- [3] Wischers, G., Lusche, M.: «Einfluss der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton.» Beton (Düsseldorf), Nr. 8/9, 1972.
- [4] Badoux, J.-C., Mingard, M.: «Ponts-Routes en construction mixte avec dalle en béton léger.» Rapport de l'Institut de la construction métallique, EPFL (Lausanne), 1973.
- [5] Short, A.: «Lightweight Concrete.» CEB-International Course on Structural Concrete, L7. Lisboa 1973.
- [6] Schaeidt, W., Ladner M., Rösli A.: «Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen.» TFB, Wildeg 1970.
- [7] Elstner, R. C., Hognestad, E.: «Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs.» ACI-Journal (Detroit), p. 29, 1956.
- [8] Moe, J.: «Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads.» PCA Research and Development Laboratories. Bulletin No. D 47 (Skokie) 1961.
- [9] Kinnunen, S., Nylander, H.: «Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement.» Kunglich Tekniska Högskolans Handlingar (Stockholm), 1969, Nr. 158.
- [10] Hognestad, E., Elstner, R. C., Hanson, J. A.: «Shear strength of reinforced structural lightweight aggregate concrete slabs.» ACI-Journal, Juni 1964.
- [11] Ivy, C. B., Ivey, D. L., Buth, E.: «Shear capacity of lightweight concrete flat slabs.» ACI-Journal, Juni 1969.
- [12] Mowrer, R. D., Vanderbilt, M. D.: «Shear strength of lightweight aggregate reinforced concrete flat plates.» ACI-Journal, November 1967.
- [13] Ladner, M.: «Einfluss der Massstabgrösse bei Durchstanzversuchen.» Material und Technik (Zürich), Nr. 2, 1973.

Adresse der Verfasser: Dr. M. Ladner und H. Roedner, dipl. Ing. ETH, EMPA, Ueberlandstrasse 129, 8600 Dübendorf.

Wärmepumpenheizungen zur Nutzung der Sonnenenergie und Umgebungswärme

Eine direkte Nutzung der Sonnenenergie zur Raumheizung unter den klimatischen Bedingungen in unseren Breitengraden ist auch unter speziell günstigen Voraussetzungen und bei erheblichen Mehrinvestitionen wirtschaftlich kaum vertretbar. Grössere Möglichkeiten für energiesparende und umweltfreundliche Raumheizungen bietet die in der Schweiz schon seit den dreissiger Jahren angewandte Wärmepumpe. Die meisten der über 1000 Wärmepumpenanlagen, die in Europa bis heute installiert wurden, nutzen die im Grund-, Fluss- oder Seewasser enthaltene Wärme, die sie auf ein für die Raumheizung nutzbares, höheres Temperaturniveau bringen. Das doch beschränkte Potential an nutzbarem Grund-, Fluss- und Seewasser hat bisher eine weitere Verbreitung der Wärmepumpenheizungen verhindert. Eine internationale Firmen-Gruppe unter schweizerischer Führung hat ein neues Wärmepumpenheizungs-System entwickelt, das mit speziellen Niedertemperaturkollektoren aus Kunststoff eine überall verfügbare Wärmequelle für die Wärmepumpen aufweist.

Der günstige Preis der Kollektoren (etwa 30% der herkömmlichen Flachkollektoren) erlaubt bei bescheidenem Investitionsaufwand eine grossflächige Nutzung der Sonnenenergie und Umge-

bungswärme, wobei in der Erde verlegte Plastikrohre die saisonale Speicherung der gewonnenen Energie übernehmen. Bis 70% der für die Raumheizung und Warmwasseraufbereitung benötigten Energie können aus der Umgebungswärme gewonnen werden. Da dieses Wärmepumpensystem den gesamten Wärmebedarf auch während den kälteren Tagen deckt, ist eine Zusatzheizung überflüssig. Die Erfahrungen mit über 30 Anlagen, die in der Schweiz während den letzten zwei Jahren erstellt wurden, zeigen, dass das System äusserst betriebssicher und wartungsfreundlich ist, wobei Betriebskostensenkungen bis zu 65% gegenüber Ölheizungen, eine solche Heizung auch wirtschaftlich sehr attraktiv machen.

Bis 70% der Heizenergie aus der Umgebungswärme

Die Wärmepumpe ermöglicht es, Wärme auf ein höheres Temperaturniveau zu bringen. Damit können Wärmequellen, die sonst wegen ihrem relativ tiefen Temperaturniveau nicht genutzt werden können, z.B. Grund-, Fluss- oder Seewasser (Temperaturen von 0 bis ca. 15 °C) dank der Wärmepumpe zur Raumheizung verwendet werden. Da Fluss- oder Seewasser lokal nur beschränkt zur Verfügung stehen, und das Grundwasser meist zu tief liegt, um