Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 93 (1975)
Heft: 38

Artikel: Statische Belastungsversuche an zwei Flachdecken
Autor: Maissen, Aluis / Ladner, Marc
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-72821

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: 02.07.2025

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

93. Jahrgang Heft 38 SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG 18. September 1975

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, 8021 ZÜRICH, POSTFACH 630

Statische Belastungsversuche an zwei Flachdecken

Von **Aluis Maissen** und **Marc Ladner**, Dübendorf

DK 624.073.13

1. Versuchsziele

Die Hauptaufgabe des Bauingenieurs bei der Projektierung und Bemessung besteht darin, das Tragverhalten eines Bauwerkes richtig zu erfassen, um so zu wirtschaftlichen und sicheren Lösungen zu gelangen. Als Hilfsmittel stehen ihm dabei die Baustatik, die Elastizitäts- und Plastizitätstheorie zur Verfügung. Sobald es sich jedoch um komplexe statische Systeme handelt, muss er vereinfachende Annahmen treffen, was ihm in vielen Fällen überhaupt erst die rechnerische Ermittlung der Schnittkräfte ermöglicht. Dabei hat er gewisse Unsicherheiten in Kauf zu nehmen, die ihn zu einem Überdimensionieren der Bauteile verleiten und dabei die Wirtschaftlichkeit gefährden.

Vor einer solchen Lage stand man im Fall des Neubaus der Universitätskinderklinik in Bern[1]). Die Flachdeckenkonstruktion auf Doppelstützen mit dazwischenliegenden Deckenaussparungen stellte so mannigfache statische Probleme, die nur unter sehr vereinfachenden Annahmen rechnerisch hätten abgeschätzt werden können. Deshalb entschlossen sich die Verantwortlichen, das statische Verhalten und die statische Bruchsicherheit dieser Decke durch Versuche abklären zu lassen.

Mit der Durchführung dieser Versuche wurde die Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf betraut. Die folgenden Probleme sollten dadurch abgeklärt werden können:

- Ermittlung der erforderlichen Deckenstärke und des Armierungsgehaltes in den Feld- und Stützenbereichen;
- Verhalten der Decke unter Gebrauchsbelastung: Beanspruchung bei den einspringenden Ecken und Kriechen der auskragenden Plattenteile;
- Beanspruchung der Armierung und des Betons im Anschlussbereich der Stützen an die Decke sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand;
- Durchstanzen der Doppelstützen mit dazwischenliegenden Deckenaussparungen;
- Beanspruchung der Stützen im Gebrauchs- und Bruchzustand.

2. Versuchsplanung

Sehr bald wurde erkannt, dass es zur Erreichung der angeführten Versuchsziele nicht genügte, die verschiedenen Teilprobleme durch Einzelversuche zu untersuchen, sondern dass nur Belastungsversuche an ganzen Decken den gewünschten Erfolg zu zeitigen vermochten. Im weiteren wurde festgelegt, dass zwei Versuchsdecken hergestellt werden sollten. Während der erste Versuchskörper vom Projektverfasser aufgrund theoretischer Überlegungen zu bemessen war, sollten beim zweiten die Erfahrungen aus dem ersten Versuch in der Weise ausgenutzt werden, dass ein minimaler Materialaufwand benötigt wurde. Mit diesem Vorgehen sollte sich somit der optimale Materialaufwand der Hauptausführung (Prototyp) eingabeln lassen.

Von Anfang an stand fest, dass sich die Versuche nur an Modelldecken ausführen liessen. Der zu wählende Modell-

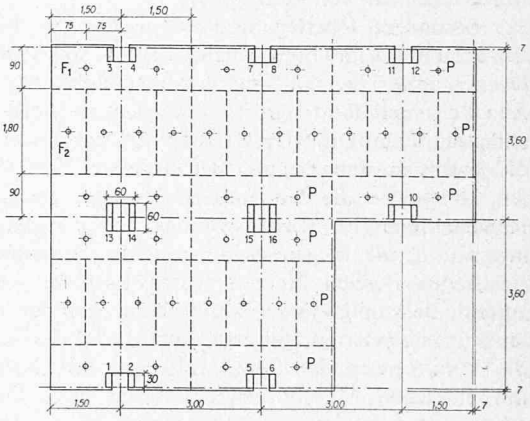


Bild 1. Grundriss der ersten Versuchsplatte mit der Anordnung der Einzellasten. Deckenstärke: 12,5 cm. Angenommene Verteilflächen: $F_1 = 0{,}90 \times 1{,}50 = 1{,}35\ m^2$; $F_2 = 0{,}75 \times 1{,}80 = 1{,}35\ m^2$

Bild 2. Versuchsplatte 2, Zustand vor dem Versuch

[1]) Vgl. «Schweiz. Bauzeitung *93* (1974), H. 16, S. 225—235.

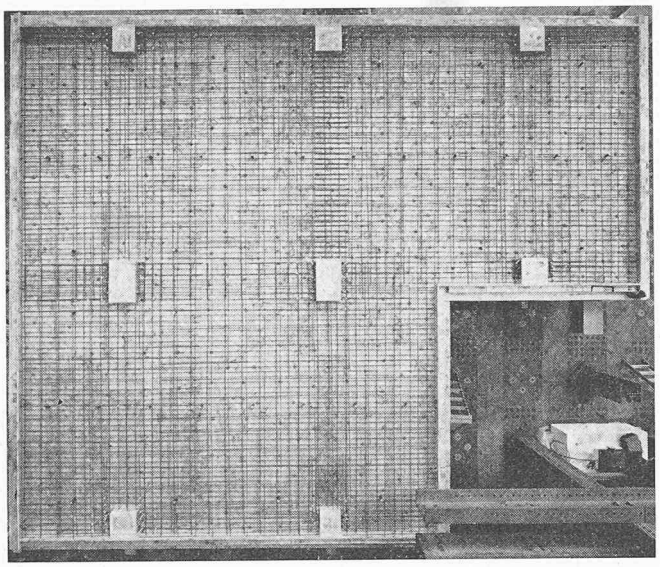
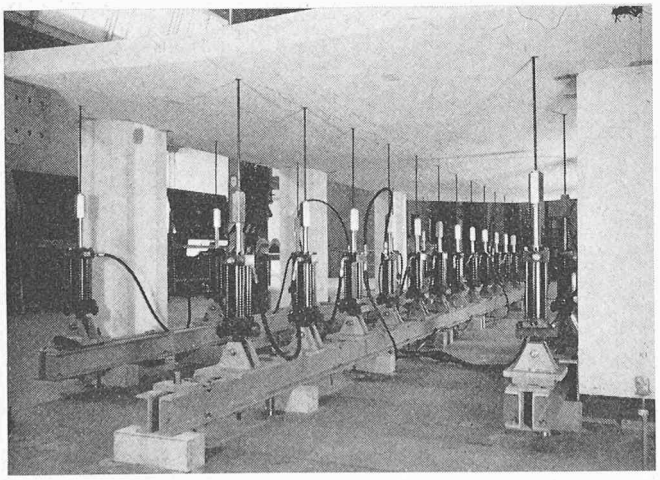


Bild 3. Versuchsplatte 1, Armierung aus Stahl III

massstab wurde einerseits durch die Moduleinheit der Hauptausführung und durch die Rastereinteilung des Versuchsfeldes in der EMPA bestimmt, anderseits hatte der beim Modell verwendete Beton und Stahl weitgehendst jenem des Prototyps zu entsprechen. Damit ergab sich ein geometrischer Modellmassstab von 1:2,27.

Besondere Überlegungen waren bei der Projektierung der Belastungseinrichtung anzustellen. Es war vorgesehen, die Decken unter gleichmässig verteilter Belastung zu prüfen. Aus Zeit- und Kostengründen wurden an Stelle einer Belastungseinrichtung mit Druckkissen 40 Zugzylinder verwendet, die jeweils im Schwerpunkt der einzelnen Teilflächen angriffen, in welche die Gesamtfläche zerlegt worden war. Als Randbedingungen wurden verlangt, dass erstens die Auflagerkräfte, die Biegemomente und die Durchbiegungen im elastischen Bereich für die beiden Lastfälle «gleichmässig verteilte Belastung» und «Einzellasten» einander insbesondere im Stützenbereich gleichwertig waren, und dass sich zweitens die Verankerung der Einzelkräfte auf den Aufspannboden mit einfachen Mitteln bewerkstelligen liess. Durch Nachrechnen der beiden Lastfälle mittels eines Computerprogrammes konnte das Einhalten der ersten Bedingung überprüft werden, wobei die in Bild 1 gezeigte Verteilung der Lastangriffspunkte gewählt wurde; Bild 4 gibt einen Überblick über die einfache konstruktive Lösung der Verankerung der Zugzylinder im Aufspannboden.

Bild 4. Versuchseinrichtung mit den Zugzylindern



Weiterer Abklärungen bedurfte es auch zur Ermittlung der Übertragungsgesetzmässigkeiten der Modellversuchsergebnisse auf den Prototyp im Bruchzustand. Eine besondere Studie war deshalb diesem Problem für das Durchstanzen gewidmet[2]), die zu dem Ergebnis führte, dass die Modellergebnisse ohne weiteres direkt auf den Prototyp übertragen und angewandt werden dürfen, solange wenigstens die im Modellversuch verwendeten Baustoffe hinsichtlich ihrer technologischen Eigenschaften mit jenen des Prototyps identisch sind.

Ausser diesen mehr grundsätzlichen Abklärungen wurden selbstverständlich auch die routinemässigen und praktischen Arbeiten schon im Planungsstadium so gut vorbereitet, dass sich die Versuche reibungslos und ohne weitere Schwierigkeiten abwickeln konnten.

3. Versuche

3.1 Versuchskörper

Bild 1 zeigt den Schalungsplan der 1. Versuchsplatte. Die Achsabstände (Spannweiten) betragen demnach 3,00 bzw. 3,60 m. Die Versuchsplatte von 12,5 cm Stärke ist auf insgesamt 16 Doppelstützen gelagert, welche steif mit dieser verbunden sind. Die Stützenbreite beträgt konstant 30 cm (Rand) bzw. 60 cm (Mittelstütze). Die Stützendicke wurde variiert und schwankte zwischen 11 und 15 cm. Die 2. Versuchsplatte (Bild 2) wurde grundsätzlich gleich ausgebildet. Unterschiede ergaben sich lediglich in den folgenden Punkten:

- Die Stützendicke wurde hier einheitlich mit 20 cm festgelegt.
- Am Plattenrand sollten Verstärkungen nachgebildet werden, die am Bau in Form von Unterzügen vorhanden sind. Bei der Modellplatte wurden diese aus schalungstechnischen Gründen als Überzüge ausgebildet. Die entsprechende Breite beträgt 36,5 cm, die Höhe 19,5 cm.

Die Betonqualität sollte möglichst derjenigen des später auf der Baustelle verwendeten Betons entsprechen. Die maximale Korngrösse des Kiessandes betrug 32 mm. Im Zeitpunkt der statischen Versuche, welche 30 bis 40 Tage nach dem Betonieren durchgeführt wurden, betrug die Würfeldruckfestigkeit etwa 480 kp/cm²; der *E*-Modul schwankte zwischen 380000 und 420000 kp/cm². Die Armierung des Versuchskörpers 1 (Bild 3) bestand durchweg aus einem Stahl III mit einer Streckgrenze von 5900 kp/cm² (Durchmesser 8 mm) bzw. 5100 kp/cm² (Durchmesser 10 mm). Beim 2. Versuchskörper setzte sich die Bewehrung hingegen aus einer Kombination von Stahl III und Stahl IV zusammen. Die Streckgrenze der Armierungsnetze betrug dabei rund 6000 kp/cm². Die Bemessung der Modellplatten wurde vom Projektverfasser vorgenommen.

3.2 Versuchsanordnung

Die Lagerung der Modellplatten auf dem Aufspannboden ist aus Bild 2 ersichtlich. Bei der 2. Versuchsplatte wurden die einzelnen Stützen am Fuss auf sogenannte «Dreibeine» gelenkig gelagert. Diese waren als Dreikomponenten-Kraftmessdosen ausgebildet und gestatteten die Messung der Auflagerreaktionen in *x*-, *y*- und *z*-Richtung. Die Stützenlänge, d.h. der Abstand zwischen UK Decke und Gelenkmitte, betrug 1,70 m.

[2]) *M. Ladner:* Einfluss der Massstabgrösse bei Durchstanzversuchen. «Material und Technik» (Zürich), Nr. 2, 1973.

Im Unterschied zum zweiten Versuch kamen bei der ersten Platte anstelle der «Dreibeine» einfache Druckmessdosen zum Einsatz. Diese ermöglichten jedoch ebenfalls die Messung der vertikalen Auflagerkräfte.

Die Versuchsbelastung wurde durch 40 Einzelzylinder aufgebracht, welche – als Zugzylinder ausgebildet – unter der Decke angeordnet waren. Bild 4 zeigt einen Ausschnitt der Belastungseinrichtung.

Um eine möglichst gute Aussage über das Verhalten der Flachdecken zu erhalten, waren umfangreiche Verformungsmessungen erforderlich. Die entsprechenden Messstellen waren auf der Plattenoberfläche und an der Untersicht an Stellen mit grössten Beanspruchungen angeordnet. Gemessen wurden Durchbiegungen, Stahldehnungen und Betonstauchungen. Zudem wurde die Rissbildung für ausgewählte Laststufen untersucht. Die Messung der Auflagerkräfte, die oben erwähnt wurde, drängte sich um so mehr auf, als bei diesen Flachdecken mit einem Durchstanzen der Stützen zu rechnen war und eine allfällige Durchstanzlast ermittelt werden sollte. Im weiteren konnte auf diese Weise die aufgebrachte Belastung kontrolliert werden.

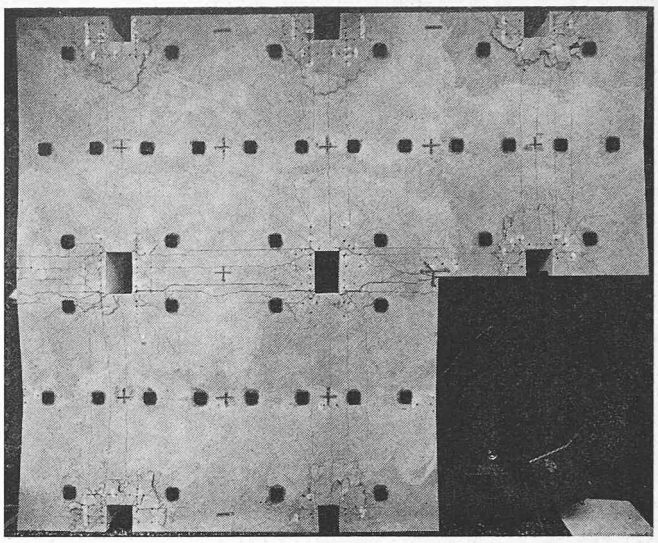


Bild 6. Versuchsplatte 1, Bruchzustand

3.3 Versuchsdurchführung

Der gesamte Versuch an einer Platte dauerte jeweils 7 Tage. Die Belastung wurde dabei in Stufen aufgebracht, die so gewählt waren, dass der Verlauf der Verformungen möglichst stetig verfolgt werden konnte. Die Hauptlaststufen waren die folgenden:

- Grundlast
- Eigengewicht des Prototyps
- Eigengewicht des Prototyps + Nutzlast
- Eigengewicht des Prototyps + 1,5fache Nutzlast
- Eigengewicht des Prototyps + 2,0fache Nutzlast.

Dazwischen wurden die Stufen nochmals unterteilt sowie Entlastungen eingeschaltet. Auf der Höhe der Nutzlast blieb die Belastung während 3 Tagen konstant, um Kriechverformungen während einer kürzeren Zeitspanne beobachten zu können. Im unteren Bereich wurden die Verformungen auf jeder Laststufe bei konstanter Last abgelesen. Sobald sich jedoch im weiteren Verlauf ein deutliches Kriechen bemerkbar machte, erfolgte die Ablesung bei konstanter Verformung, d.h. die Belastung wurde während der Ablesezeit so reduziert, dass die Verformungen an der gesamten Platte etwa konstant blieben.

Da das Eigengewicht der Modellplatte mit einer Stärke von 12,5 cm kleiner war als dasjenige des Prototyps mit einer Stärke von 28 cm und bei der Übertragung der Belastung von der Modellplatte auf den Prototyp das Gesetz $p_m = p_p$ (p_m Flächenlast Modellplatte, p_p Flächenlast Prototyp) gilt, bedurfte es zur Nachbildung des Eigengewichtzustandes des Prototyps einer zusätzlichen Belastung. Diese betrug 387 kp/m², entsprechend dem Unterschied in der Plattenstärke.

Die Nutzlast der Decke beträgt nach Angaben des Projektverfassers 500 kp/m².

4. Versuchsergebnisse

4.1 Messergebnisse der 1. Platte

Bruchvorgang

Während des Versuchs konnte die Belastung schrittweise so lange gesteigert werden, bis in der Bewehrung über den Stützen und im Feld ein deutliches Fliessen eintrat. Von hier an konnte die Platte weiter verformt werden, ohne dass sich die Belastung wesentlich erhöhte. Der Bruch trat schliesslich in Form von Durchstanzen der Stützen auf.

Das erste Durchstanzen erfolgte bei einem Randstützenpaar (Bild 5). Dieser Lastfall ist somit massgebend für die Ermittlung der Bruchlast der Modellplatte. Die Versuchslast betrug im Zeitpunkt des Bruches 2,528 Mp je Zylinder. Unter Berücksichtigung der entsprechenden Verteilfläche sowie des Eigengewichtes der Modellplatte ergibt sich eine gesamte Bruchbelastung von:

$$p_{Br} = 2185 \text{ kp/m}^2.$$

Die Gebrauchslasten des Prototyps (Flachdecke mit $d = 28$ cm) betragen demgegenüber:

Eigengewicht $g = 700$ kp/m²

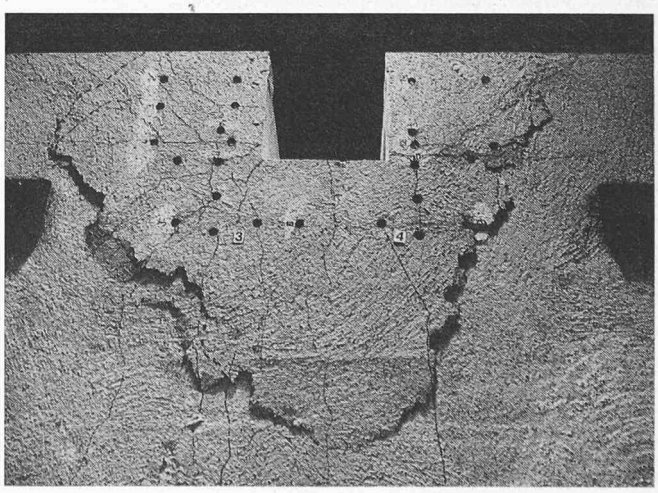
Nutzlasten $p_N = 500$ kp/m².

Daraus errechnet sich die Bruchsicherheit des Prototyps zu:

$$s_{Br} = \frac{p_{Br}}{g + p_N} = 1{,}82.$$

Nach dem ersten Durchstanzen wurden die beiden in unmittelbarer Nähe der Bruchstelle liegenden Prüfzylinder

Bild 5. Durchstanzen bei einem Randstützenpaar. Deutlich sichtbar ist der Bruchriss auf der Plattenoberfläche (Versuchsplatte 1)



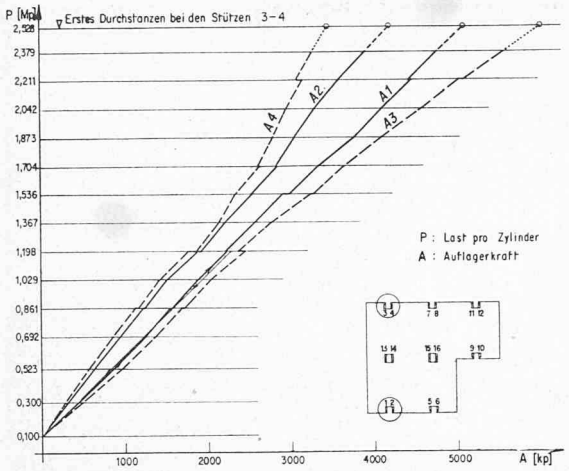


Bild 7. Auflagerkräfte bei den Randstützen 1 und 2 sowie 3 und 4, 1. Versuchsplatte

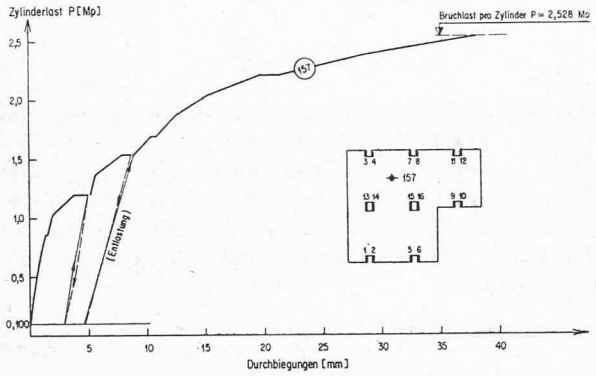


Bild 8. Versuchsplatte 1, Last-Durchbiegungs-Diagramm. Durchbiegung in Feldmitte, längere Plattenhälfte

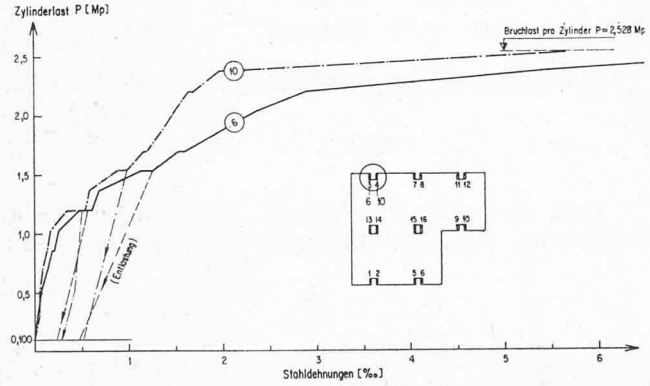


Bild 9. Versuchsplatte 1, Last-Dehnungs-Diagramme. Stahldehnungen in der oberen Plattenarmierung im Bereich der Randstützen 3 und 4, Haupttragrichtung

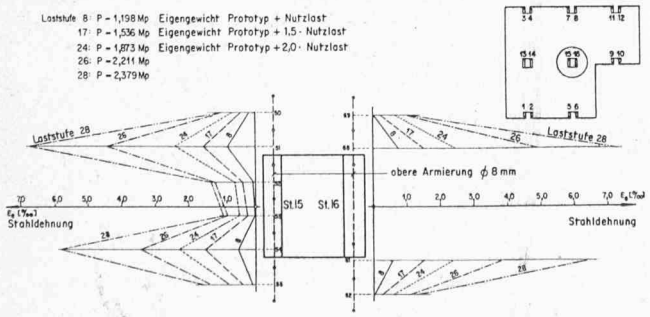


Bild 10. Versuchsplatte 1, Verlauf der Stahldehnungen in der oberen Armierung bei einem Mittelstützenpaar, Haupttragrichtung (Stützen 15 und 16)

ausgeschaltet, um diesen Bereich möglichst zu entlasten. Mit den restlichen 38 Prüfzylindern wurde die Decke, welche als Ganzes noch tragfähig war, weiter belastet bzw. verformt. Es zeigte sich jedoch in der Folge, dass die spezifische Belastung nicht mehr oder nur unwesentlich gesteigert werden konnte, bis die nächsten Stützen ebenfalls durchstanzten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass zuerst die Randstützen zum Durchstanzen gelangten und erst am Schluss die mittleren Stützen. Als Folge der grossen Verformungen trat bei Versuchsende – sozusagen als sekundäre Erscheinung – ein Biegebruch auf. Bild 6 zeigt die erste Versuchsplatte im Bruchzustand. Deutlich sichtbar sind darauf die Bruchrisse auf der Plattenoberseite.

Auflagerkräfte

Die gemessenen Auflagerkräfte wurden für jede Laststufe mit der aufgebrachten Belastung verglichen. Diese Gegenüberstellung ergab eine gute Übereinstimmung, der Unterschied betrug hier nicht mehr als 1 bis 2%. In Bild 7 sind die ermittelten Stützenkräfte für zwei Randstützenpaare graphisch dargestellt. Darin sind die Auflagerkräfte in Abhängigkeit der Zylinderlast aufgetragen. Wie die Diagramme zeigen, sind zwar gewisse Kraftumlagerungen vorhanden, im allgemeinen ist der Verlauf jedoch ziemlich linear. Die grösste Auflagerkraft *A3* entspricht hier gerade der Durchstanzlast für die Stütze 3 und beträgt – unter Berücksichtigung des Platteneigengewichtes und der Grundlast – 7,26 Mp.

Durchbiegungen

Die Verformungen wurden jeweils in der Mitte der Feld- und Gurtstreifen sowie an den Kragplatten gemessen. Die Ablesungen erfolgten für jede Laststufe und mit einer Genauigkeit von $\pm$ $^1/_{100}$ mm. Bild 8 zeigt ein Last-Verformungs-Diagramm für die Feldmitte im längeren Plattenteil. Darin kann der Verlauf der Durchbiegung bis zum Bruch verfolgt werden. Hier ist die Deformation in Funktion der Zylinderlast *P* aufgetragen. Obwohl das Durchstanzen der Stützen die eigentliche Bruchursache bildet, zeigt das Diagramm eine starke Verflachung im oberen Bereich. In diesem Sinn darf von einem Bruch mit Vorankündigung gesprochen werden, was bei der Festlegung des Bruchsicherheitsfaktors von Bedeutung ist.

Die grössten Durchbiegungen traten in der Mitte der Kragplatten auf und betrugen beim Bruch etwa 57 mm im längeren und 45 mm im kürzeren Plattenteil. Die Verformungen in den Feld- und Gurtstreifen mit der grösseren Spannweite (3,60 m) waren etwa gleich gross und betrugen:

- längerer Plattenteil: $y \simeq 38$ mm = rund $^1/_{95}$ der Spannweite;
- kürzerer Plattenteil: $y \simeq 30$ mm = rund $^1/_{120}$ der Spannweite.

Stahldehnungen

Zur Überprüfung der gewählten Armierung wurden umfangreiche Stahldehnungen gemessen. Auf der Plattenoberfläche waren Messstellen über allen Stützen angeordnet, an der Untersicht jeweils in der Mitte der Feld- und Gurtstreifen. Die Verformungen wurden mit einem induktiven Setzdehnungsmesser mit der Basislänge von 20 cm ermittelt.

Die Auswertung der gemessenen Stahldehnungen bestätigt, was bereits aus den vorangehenden Abschnitten ersichtlich wurde, dass nämlich die Armierung an den meistbeanspruchten Stellen (über Stütze, Feldmitte) vor dem Durchstanzen der Stützen zum Fliessen kam. Die Last-Dehnungsdiagramme in Bild 9 veranschaulichen dies sehr gut. Hier sind die Dehnungen in der oberen Bewehrung über den Randstützen 3 und 4 in Abhängigkeit der Zylinderlast aufgetragen. Im weiteren zeigt die Darstellung in Bild 10 den

Verlauf der Stahldehnungen in der oberen Armierung bei einem Mittelstützenpaar.

In Tabelle 1 sind einige der grössten Stahldehnungen über den Stützen und im Feld für ausgewählte Laststufen zusammengestellt. Die Werte enthalten die elastischen sowie die bleibenden Verformungen, jedoch nicht den Anteil aus Grundlast und Eigengewicht der Versuchsplatte.

Betonstauchungen

Die Stauchungen am Beton wurden mit Dehnmessstreifen gemessen. An der Plattenoberfläche waren die Messstellen jeweils in der Mitte der Feld- und Gurtstreifen angeordnet, die Messstrecke betrug 15 cm. An der Untersicht wurden Stauchungen in der Druckzone um jedes Stützenpaar gemessen; hier wurden DMS von 6 cm Länge verwendet.

Die Diagramme in den Bildern 11 und 12 zeigen den Verlauf und die Verteilung der Verformungen an der Plattenuntersicht im Bereich der Mittelstützen 15 und 16. Eine deutliche Konzentration der Spannungsspitzen um die Scheibenecken geht daraus klar hervor.

4.2 Messergebnisse der 2. Platte

In diesem Versuch gelangte eine neue und z.T. stark reduzierte Bewehrung zur Prüfung. Im übrigen wurde der Versuch unter den gleichen Bedingungen wie im ersten Teil durchgeführt. Deshalb kann sich hier die Berichterstattung auf einige wesentliche Punkte beschränken.

Der Bruch trat in Form eines Biegebruchs in Feldmitte infolge Reissens der Armierung auf. Die ermittelte gesamte Bruchbelastung betrug dabei:

$$p_{Br} = 1950 \text{ kp/m}^2.$$

Daraus ergibt sich eine Bruchsicherheit für den Prototyp von:

$$s_{Br} = 1{,}63 \text{ (erste Versuchsplatte: } 1{,}82)$$

Ein Vergleich mit den Ergebnissen aus dem ersten Versuch ergibt im weiteren ein etwas geringeres Verformungsvermögen der zweiten Platte, d.h. die Durchbiegungen beim Bruch sind kleiner.

Wie bereits früher erwähnt, konnten neben den vertikalen auch die horizontalen Komponenten der Auflagerkräfte gemessen werden. In Bild 13 sind Grösse und Richtung der horizontalen Kräfte für die Lastposition 17 (Eigengewicht Prototyp + 1,5fache Nutzlast) dargestellt. Die Gleichgewichtskontrolle $\Sigma H = 0$ ergab Abweichungen, die 3 bis 6% nicht überschritten.

5. Zusammenfassung

Die statischen Belastungsversuche an zwei Stahlbetondecken für die Universitätskinderklinik Bern wurden als Modellversuche durchgeführt. Der geometrische Modellmassstab betrug dabei 1:2,27 und ergab sich aus der festen Rastereinteilung des EMPA-Aufspannbodens und der Moduleinheit des Bauwerkes. Als Werkstoffe dienten die gleichen, die für den Prototyp vorgesehen waren.

Bei den Prüfkörpern handelt es sich um Flachdecken mit scheibenförmigen Stützenpaaren und dazwischenliegenden Aussparungen. Hauptziel der Versuche war die Ermittlung von Bruchlast und Bruchart sowie die Festlegung einer optimalen Armierung. Die Bemessung der Modellplatten wurde vom Projektverfasser vorgenommen.

Die Belastung wurde durch 40 Zugzylinder aufgebracht und erfolgte stufenweise. Umfangreiche Verformungsmessungen sollten über das Verhalten der Decke Auskunft geben. Überdies wurden die Auflagerkräfte ermittelt.

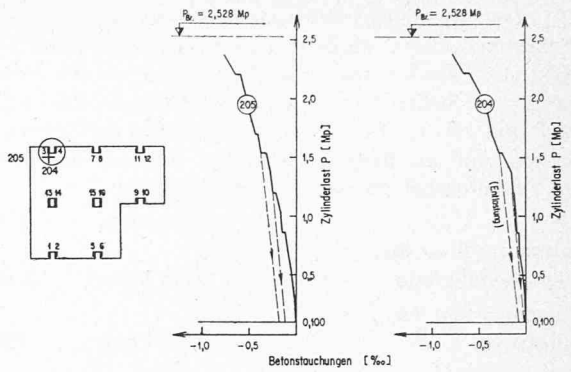


Bild 11. Versuchsplatte 1, Last-Stauchungs-Diagramme. Betonstauchungen an der Plattenuntersicht im Bereich der Randstützen 3 und 4

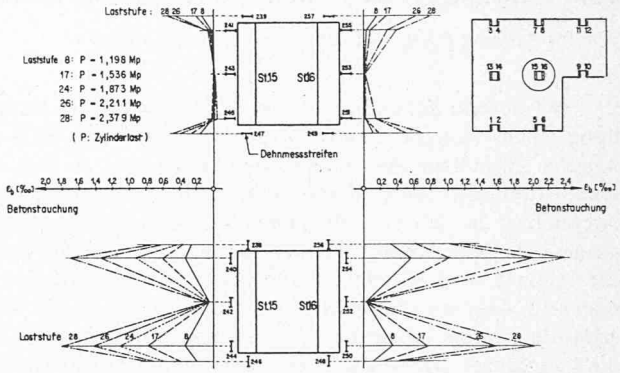


Bild 12. Versuchsplatte 1, Verteilung der Betonstauchungen an der Plattenuntersicht im Bereich der Mittelstützen 15 und 16 (Druckzone)

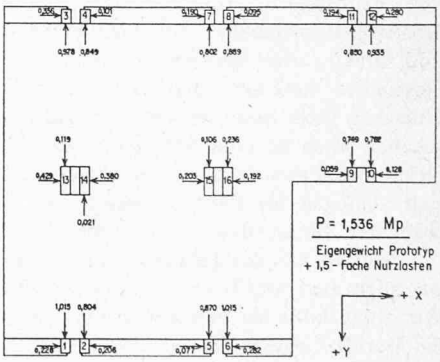


Bild 13. Versuchsplatte 2, horizontale Auflagekräfte *PX* und *PY* in Funktion der Zylinderlast *P*

Tabelle 1. Versuchsplatte 1, Stahldehnungen ε (‰) über den Stützen und in Feldmitte, Haupttragrichtung

	Pos. 8 $P = 1{,}198$ Mp	Pos. 17 $P = 1{,}536$ Mp	Pos. 24 $P = 1{,}873$ Mp	Pos. 28 $P = 2{,}379$ Mp	Bereich
Mittel	0,60	1,27	2,04	4,68	Stützen
Max	0,94	1,57	2,51	7,87	
Min	0,41	1,03	1,64	2,88	
Mittel	0,79	1,48	2,05	7,03	Feld
Max	1,12	1,83	2,50	11,01	
Min	0,30	1,02	1,68	2,70	

Pos. 8: Nutzlasten
Pos. 17: 1,5fache Nutzlasten
Pos. 24: 2,0fache Nutzlasten
Pos. 28: Letzte Laststufe vor Bruch

Die wichtigsten Versuchsergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden: Die Belastung konnte so lange gesteigert werden, bis in der Bewehrung an den meist beanspruchten Stellen Fliessen eintrat. Der Bruch trat erst danach auf und zwar in Form von Durchstanzen der Stützen bei der ersten, und als Biegebruch infolge Reissens der Bewehrung in Feldmitte bei der zweiten Versuchsplatte.

	1. Versuch	2. Versuch
Gesamte Bruchlast der Modellplatte	2185 kp/m²	1950 kp/m²
Eigengewicht des Prototyps	700 kp/m²	700 kp/m²
Nutzlast des Prototyps	500 kp/m²	500 kp/m²
Bruchsicherheit des Prototyps	$s_{Br} = 1{,}82$	$s_{Br} = 1{,}63$

Die zweite Versuchsplatte mit einer z.T. stark reduzierten Armierung wies ein kleineres Rotationsvermögen auf als die erste.

Adresse der Verfasser: *Aluis Maissen* und Dr. *Marc Ladner*, dipl. Bauingenieure ETH, Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Abteilung Bauwerke und Elemente des Massivbaus, Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf.

Verwaltete Architektur

Vom Verhältnis der Bauherren und Architekten zu ihrem Auftrag

Von Prof. **Franz Füeg**, Architekt BSA, SIA, Solothurn[1])

DK 72

Wir kennen das undifferenzierte Lob, das bei der Einweihung einem Bau meist zuteil wird; wir kennen aber auch die Apathie gegenüber dem öffentlichen Geschehen, zu dem das architektonische Werk doch auch zählt. Und nun ist die Architektur in letzter Zeit plötzlich einer heftigen Kritik ausgesetzt. Diese Kritik unterscheidet allerdings selten genug die Qualität vom Mittelmass und dem noch Schlechteren. Es mag sein, dass die grosse Masse der Bauten, die unter das – schwerlich genau bestimmbare – Mittelmass gesunken ist und die Landschaft überwuchert, eine emotionale Ablehnung des Bauens schlechthin verursacht, so dass eine differenzierende Kritik gar nicht mehr versucht wird.

Viele Schuldige werden für den Stand der Architektur genannt. Schlagwort wie «Profitstreben», verantwortungslose Bauherren», «unfähige Architekten», «rücksichtslose Generalunternehmer», «unzulängliche Baugesetze», «Stahl und Glas», «Betonkisten» helfen nicht weit. Vieles ist am Geschehen beteiligt, und vordergründig sind Schuld und Ursachen nicht ohne weiteres zu bestimmen. Hinter dem Geschehen aber ist eine Mentalität zu erkennen, die sich bei vielen Beteiligten wenig unterscheidet. Diese Mentalität lässt sich vielleicht an Bauten, besser aber beim Handeln jener erkennen, die am Bau beteiligt sind.

Was ist aus der gebauten Umwelt geworden? Selbst und vor allem den Architekten ist es nicht mehr ganz wohl in ihr. Wer trägt dafür die Verantwortung: die Bauherren, das Volk, die Bevölkerungsexplosion, das wirtschaftliche Wachsen, die Architekten, die Ingenieure, die Planer, die Bauunternehmer? Sicher auch die Architekten, denn das Volk denkt zuerst an die Architekten, wenn gebaut, besonders wenn etwas Hässliches und Unpraktisches gebaut wird. Aber wie ist es mit jenen Bauherren, denen der Architekt nie schnell und reibungslos genug plant –, der nie schnell genug bauen lässt –, Bauherren, die es nicht zulassen, dass sich der Architekt Denkmäler setzt –, die unwillig werden, wenn ihnen die Architekten zu viele Fragen stellen? Ist also der Bauherr verantwortlich? Jetzt könnte eine Apologie einsetzen von Schuld und Unschuld der Umweltverschmutzung durch Architektur, aber sie würde zum Schwarzen-Peter-Spiel führen, bei dem sich immer der Zweitletzte reinwäscht, und darum ist das Spiel untauglich.

Geheimer Wunsch

Die meisten Architekten sehen und wünschen den Bauherrn, wenn auch insgeheim, immer noch als den Auftraggeber, für den sie eine schöpferische Leistung zu vollbringen und dessen Auftrag zur Bauausführung sie treuhänderisch zu verwalten haben. Statt dessen erwartet dieser vom Architekten, dass er rasch die beste Lösung vorweist, denn er ist als Spezialist bezahlt, der zu wissen hat, was die beste Lösung ist –, der nicht mit vielen Fragen die wertvolle Zeit des Auftraggebers beansprucht, denn er, der Architekt, ist eben dafür bezahlt, dass er die meisten Antworten selber geben kann –, dass das, was er plant, risikolos gebaut und gebraucht werden kann –, dass er nicht wie üblich zu teuer ist, sondern endlich zu vernünftigen Kosten eine gute Sache hinstellt –, dass er dafür sorgt, dass die Unternehmer reibungs- und fehlerlos arbeiten –, und dass der Bau übermorgen bezogen werden kann, denn die Bauzinsen sind horrend hoch.

Ist das übertrieben? Denn es gibt doch auch Bauherren, die sich die besten Architekten aussuchen, um Werke zu schaffen, die für die Firmen, wie IBM oder Olivetti, ein gebautes Kennzeichen für den hohen Stand ihrer Produkte darstellt. Stehen diese Bauten dann, werden sie ideologiekritisch gleich wie das grosse Einfamilienhaus und der formal gelungene Luxusladen als elitär verdammt.

Wir sind in die Mühle geraten

Und was haben die Architekten gemacht? Einige wenige haben sich nicht viel um Ideologiekritik und den Fanatismus für das Management der reibungslosen Arbeitsabwicklung gekümmert und sind zufrieden, wenn sie ab und zu einiges Weniges bauen können. Andere wollten das auch, hatten aber das Pech, die Bauherren dafür nicht zu finden und mussten vielleicht kurz vor der finanziellen Pleite sich um eine Beamtenstelle bewerben. Andere wollten in den Managementstil einsteigen, fanden den Trick dafür nicht und verloren sich selbst. Und dann sind eben jene, die Erfolg hatten. Vielleicht entdecken diese heute, dass auch sie in die Mühle geraten sind. Wie ist es dazu gekommen? Hat es vielleicht damit begonnen, als die Architekten nicht mehr wagten über Ästhetik zu reden, als sie glaubten und sagten, dass der Entwurf nicht auch ein Wurf, sondern nur das Produkt einer Entwicklung sei, logisch genau determiniert, um aus einer Fülle von Parametern zu einem Resultat zu kommen, dessen Konzept logisch kohärent ist – bis vielleicht die Bauherren spürten und entdeckten, dass dieses System irgendwo undicht blieb?

Oder hat es damit begonnen, als die Architekten glaubten, dass nicht nur Technisches, sondern auch Leben, Gemeinschaftsleben etwa, machbar ist, dass die anderen das mit-

[1]) Vortrag, gehalten vor dem «Bund Deutscher Architekten» an einer Tagung über «Gegenwärtige und zukünftige Strukturen der Bauherrschaft» im Oktober 1974 in Düsseldorf,