

**Belastungsversuche an zwei Durchlauf-
Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton
aus Stahlfaserbeton
- Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung -**

(Projekt: Neubau von 12 WE, Samlandweg, Wolfburg)

von
Dr.-Ing. Siegfried Droese
Dipl.-Ing. Anja Riese

Heft 123 · BRAUNSCHWEIG · 1996

ISBN 3-89288-102-2
ISSN 0178-5796

Die Deutsche Bibliothek - CIP-Einheitsaufnahme

Droese, Siegfried:

Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton : (Projekt: Neubau von 12 WE, Samlandweg, Wolfsburg) / von S. Droese ; A. Riese. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, IBMB Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, TU Braunschweig. - Braunschweig : IBMB, 1996

(Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, IBMB, TU Braunschweig ; H. 123)

ISBN 3-89288-102-2

NE: Riese, Anja.; Institut für Baustoffe Massivbau und Brandschutz <Braunschweig>; Institut für Baustoffe, ...



Zusammenfassung

Es wird über zwei Bauteilversuche im anwendungsnahen Maßstab an zweifeldrigen Plattenstreifen einer neuartigen Bauart von Wohnhausdecken berichtet. Die Platten bestehen aus üblichen Elementplatten aus Stahlbeton und mittragender Ortbetonschicht aus Stahlfaserbeton, wobei auch bei durchlaufenden Platten auf eine obere Bewehrung verzichtet wird. Es wurden Gebrauchsverhalten und Trag-sicherheit untersucht. Für die erstmalige Anwendung dieser Deckenbauart bei einem Demonstrationsbau (Neubau von 12 Wohneinheiten) wurde eine Zustimmung im Einzelfall erteilt.

Loading test on a new floor slab system - floor slabs for residential buildings without upper reinforcement.

This paper deals with two full scale tests on two-span continuous plate strips of a new floor slab construction type for residential buildings. The floor slab consists of a normal precast reinforced concrete slab element with an additional top layer of fibre reinforced concrete, but for continuous systems the top reinforcement layer is omitted. The tests comprised the serviceability and ultimate state behaviour of such a floor system. For the first application of this floor type in a demonstrative construction project (new construction of 12 housing units) a special permission was granted by the responsible building authority.

Essais de chargement sur de nouvelles plaques - Planchers de maison d'habitation sans armature supérieure

Il s'agit d'un compte rendu sur deux essais d'éléments de construction effectués à échelle réelle, sur des bandes à plaques à deux travées. Ces bandes font partie d'un nouveau type de construction de planchers de maison d'habitation. Les plaques sont composées de plaques en béton armé préfabriquées et d'une couche porteuse en béton à fibres d'acier coulé sur site. Les plaques continues ne devront pas être munies d'une armature supérieure. On a étudié les caractéristiques d'usage et la sécurité contre la rupture. Pour la première application de ce type de construction de planchers lors d'une construction de démonstration (construction de 12 habitations) une autorisation spéciale a été accordée.

Vorwort

Der Grundgedanke, bei durchlaufenden Deckenplatten im Hochbau auf die übliche Stützbewehrung zu verzichten und statt dessen die Biegetragfähigkeit eines Stahlfaserbeton-Querschnitts zu nutzen, wurde vom erstgenannten Verfasser erstmalig beim Braunschweiger Bauseminar "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton" (11./12.11.1993) [12] vorgetragen.

Herr Dipl.-Ing. W. Völkel, Geschäftsführer der Assmann Beraten + Planen GmbH in Braunschweig, griff diesen Gedanken auf und überzeugte die Neuland Wohnungsgesellschaft mbH in Wolfsburg davon, daß zur Weiterentwicklung gängiger Deckenbauarten die Anwendung der vorgeschlagenen Bauart in einem Demonstrationsbau gezeigt werden sollte.

Bei erstmaliger Anwendung kann nicht erwartet werden, daß eine neuartige Bauweise bereits hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit ausgereift ist. Derzeit werden Bewehrungsarbeiten sehr billig angeboten, Stahlfasern haben noch einen relativ hohen Preis. Die vorgeschlagene Ausbildung ist z. Zt. nur dann wirtschaftlich, wenn der Bauvorgang erheblich beschleunigt werden kann. Dies kann aber nur durch eine Bauausführung nachgewiesen werden. Zum Zeitpunkt der Planung des Gebäudes waren die Bauarbeiten noch nicht vergeben, ein wirtschaftlicher Vorteil bei der Bauausführung also auch nicht für den Bauherrn quantifizierbar. Zur Finanzierung der erforderlichen Versuche fand sich daher kein Geldgeber aus dem Kreis der unmittelbar Beteiligten. Erste Vorstöße, Forschungsgelder einzuwerben, waren auch wegen der kurzen zur Verfügung stehenden Zeit noch nicht erfolgreich. Die Versuchsdurchführung wurde daher zum größten Teil aus eigenen Mitteln des Fachgebiets finanziert, erarbeitet durch Gutachten, bautechnische Beratung und ähnliche Tätigkeiten. Nach Meinung der Verfasser ist es ein unhaltbarer Zustand, wenn praxisrelevante Bauforschung derzeit an den Hochschulen nur noch dadurch betrieben werden kann, daß sich die Forscher vorher das Geld dafür größtenteils selbst verdienen.

Die Verfasser danken

- dem Tragwerksplaner Dipl.-Ing. Völkel (Assmann Beraten + Planen GmbH Braunschweig) und dem Prüfenieur Dr.-Ing. Martens, Braunschweig, für die Unterstützung bei Durchsetzung des Projektes und wertvolle Anregungen,
- der Fa. Wiemer & Trachte AG, NL Wolfsburg und Braunschweig, für Materiallieferungen und Bereitstellung von Arbeitskraft bei Herstellung der Versuchskörper,
- der Fa. BEKAERT für die unentgeltliche Lieferung der Stahlfasern für die Versuche,
- den Herren BD Schulz (Sozialministerium Niedersachsen), BOR Hilse und Ltd. BD Manleitner (DIBt Berlin) für die schnelle Erteilung der Zustimmung im Einzelfall

und vor allem

der Neuland Wohnungsgesellschaft mbH, Wolfsburg, als Planverfasser und Bauherr für ihre Bereitschaft, in einem Demonstrationsbau diese Decken erstmalig zu erproben.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Vorgang	5
2. Beschreibung des Bauwerks	5
3. Grundprinzip der Deckenausbildung	6
4. Vorteile der Bauart	6
5. Zusammensetzung und Eigenschaften von Stahlfaserbeton	7
5.1 Zusammensetzung von Stahlfaserbeton	7
5.2 Eigenschaften von Stahlfaserbeton	8
6. An Stahlfaserbeton gewonnene Versuchsergebnisse	9
7. Tragverhalten von Deckenplatten ohne obere Bewehrung	10
8. Erfahrungen mit Deckenplatten mit verringerter/fehlender Stützbewehrung	11
9. Konstruktionsprinzip der vorgeschlagenen Deckenplatte	12
10. Bemessungskonzept	13
11. Nachweis der Erfüllung der Feuerwiderstandsdauer	16
12. Nachweis der Gebrauchs- und Tragfähigkeit durch Versuche	18
12.1 Versuchsumfang und Ausbildung der Versuchskörper	18
12.2 Herstellung der Versuchskörper	19
12.3 Materialien der Versuchskörper	20
12.4 Belastungseinrichtung	21
12.5 Meßprogramm	22
12.6 Versuchsablauf	22
12.7 Versuchsergebnisse	23
13. Beurteilung der Versuchsergebnisse	26
14. Gütesicherung der Ausführung	27
15. Literatur	27
Bilder 1 bis 51	29 - 66
Tabelle 1	42
Tabelle 2 bis 17	67 - 82
Anhang	83 - 89

1. Vorgang

Das Defizit an Wohnungen in Deutschland wird derzeit auf 1,7 Millionen geschätzt. Um dieses Defizit abzubauen, müssen jährlich rd. 600.000 (1995 erreicht) neue Wohnungen gebaut werden. Bei einer mittleren Wohnungsgröße von 90 m² sind das rd. 54 Mio. m² Deckenflächen. Bei diesen Mengen lohnt es, darüber nachzudenken, wie Wohnhausdecken noch einfacher, schneller und insgesamt wirtschaftlicher als bisher erstellt werden können. Dieser Beitrag soll eine Möglichkeit dazu aufzeigen.

Es ist beabsichtigt, beim Neubau eines Wohnhauses in Wolfsburg die Decken, in neuartiger Form als Massivplatten, bestehend aus Elementplatten (Filigran-Deckenplatten) mit Aufbau aus Stahlfaserbeton, zu erstellen. Dabei soll auf die übliche obere Bewehrung (Stützbewehrung, Bewehrung für unbeabsichtigte Einspannungen) der durchlaufenden Deckenplatten verzichtet und statt dessen die Momenten-Tragfähigkeit des Stahlfaserbetons genutzt werden.

Die nachstehend beschriebenen Versuche wurden durchgeführt, um eine Zustimmung im Einzelfall für die erstmalige Anwendung der beschriebenen Bauart zu erlangen. Die Zustimmung wurde inzwischen erteilt. Über die Anwendung bei einem Demonstrationsbauvorhaben (der Baubeginn ist für Juli 1996 vorgesehen, Keller- und Geschoßdecken in dieser Deckenbauart) wird gesondert berichtet [20].

2. Beschreibung des Bauwerks

Die 12 Wohneinheiten verteilen sich je zur Hälfte auf zwei Baukörper, die durch ein gemeinsames Treppenhaus verbunden sind. Es sind zwei Vollgeschosse und ein ausgebautes Dachgeschoß vorgesehen. Ein Teil des Bauwerks ist unterkellert. Die Bilder 1 bis 6 zeigen die Grundrisse, Schnitte und Ansichten.

Das Bauwerk wird als Mauerwerksbau mit Massivdecken und einer Dachkonstruktion aus Holz erstellt.

Die neuartige Ausbildung der Deckenplatten ist sowohl für die Kellerdecke als auch für die Decken über den Vollgeschossen vorgesehen. Es handelt sich um Einfeld-, Zweifeld- und Dreifeldsysteme. Auf die bei derartigen durchlaufenden Platten sonst übliche Stützbewehrung der durchlaufenden Deckenplatten soll verzichtet und statt dessen die Tragwirkung des Stahlfaserbetons genutzt werden. Die Bilder 7 bis 9 zeigen die Spannrichtung der Deckenplatten.

3. Grundprinzip der Deckenausbildung

Das Grundprinzip wurde bereits in Abschnitt 1 erläutert.

Bei dieser Bauart besteht die Deckenplatte aus einer üblichen Fertigteileplatte ("Elementplatte" aus Normalbeton, einschl. der erforderlichen Biegezugbewehrung und Gitterträgern) sowie der statisch mitwirkenden Ortbetonschicht aus Stahlfaserbeton ohne jede weitere Bewehrung. Bild 10 zeigt das Grundprinzip des Aufbaus einer derartigen Deckenplatte.

4. Vorteile der Bauart

Der Einbau der oberen Bewehrung bei Deckenplatten ist ein zeit- und kostenintensiver Vorgang. Nach dem Verlegen der Elementplatten kann der Ortbeton erst eingebracht werden, wenn die obere Bewehrung eingebaut und vom Prüfingenieur abgenommen wurde. Verzögerungen, die durch angeordnete Zusatzbewehrungen oder erforderliche Korrekturen der Bewehrung bei der Abnahme entstehen, sind nicht selten.

Die obere Bewehrung von Deckenplatten behindert das Einbringen und Verdichten des Betons. Bei Verwendung von Elementplatten baut sich häufig im Bereich

von Mattenstößen die "Gesamtbewehrungsdicke" so weit auf, daß am Bau entweder die Deckendicke vergrößert oder die Betondeckung der oberen Bewehrung unzulässig verringert werden muß.

Der Verzicht auf eine obere Bewehrung verspricht wirtschaftliche Vorteile. Es entfallen:

- die Erstellung und Prüfung des Bewehrungsplanes für die obere Bewehrung,
- Lagerflächen für die Deckenbewehrung,
- Kraneinsatz für Transport und Verlegen der Bewehrung,
- der Zeitaufwand für das Verlegen,
- die Baustellenabnahme der oberen Bewehrung.

Den entscheidenden Kostenvorteil bringt die mögliche Bauzeitverkürzung. Unmittelbar nach Verlegen der Elementplatten kann die Decke betoniert werden. Je nach Grundrißgröße kann dies einen bis mehrere Tage Zeitersparnis pro Decke ergeben.

Gegenzurechnen ist der Aufwand für den Stahlfaserbeton. Dies ist derzeit noch ein verhältnismäßig teures Material. Bei breiter Anwendung von Stahlfaserbeton in der Baupraxis ist jedoch zu erwarten, daß die Preise sinken

5. Zusammensetzung und Eigenschaften von Stahlfaserbeton

5.1 Zusammensetzung von Stahlfaserbeton

Stahlfaserbeton ist gemäß Definition des Deutschen Betonvereins [8-10] "ein Beton nach DIN 1045, dem zum Erreichen bestimmter Eigenschaften Stahlfasern zugegeben werden".

Derzeit werden in Deutschland drei verschiedene Arten von Stahlfasern verwendet:

- Drahtfasern, die auch mit einer Endverankerung und/oder Profilierung über die gesamte Länge versehen werden können oder über die gesamte Länge gewellt sind,
- Spanabhebend gewonnene Stahlfasern, aus Stahlbrammen in gewünschter Länge und Form gefräst,
- Blechfasern, aus gewalztem Stahlblech in gewünschter Form und Länge gestanzt und mit einer Profilierung versehen.

Hohe Zugfestigkeit der Fasern, gute Verankerung und vorteilhaftes Verhalten beim Mischen des Betons und beim Verdichten zeigen Stahlfasern mit gekröpfter Endverankerung (DRAMIX-Fasern der Fa. BEKAERT). Mit einer derartigen Faser ($l/d = 50/0,6$ mm, Bild 11) wurden die nachstehend beschriebenen Versuche durchgeführt.

5.2 Eigenschaften von Stahlfaserbeton

Die für den vorgesehenen Verwendungszweck wichtige Eigenschaft des Stahlfaserbetons ist die sicher nutzbare Zugfestigkeit. Während unbewehrter Beton ohne Stahlfasern nach Überschreiten der Zugfestigkeit spröde bricht, zeigt Stahlfaserbeton duktileres Verhalten. Dabei ist allerdings darauf zu achten, daß der Fasergehalt ausreichend hoch ist. Bild 12 zeigt schematisch das Kraft-Verformungsverhalten verschiedener Betone. Während der unbewehrte Beton spröde bricht (Linie A), zeigen Faserbetone duktileres Verhalten (Linien B bis D). Linie B charakterisiert einen Faserbeton mit für die vorgesehene Anwendung zu geringem Fasergehalt. Hier kann nach Rißbildung die Zugkraft des Querschnitts nicht mehr vollständig aufgenommen werden. Anzustreben ist ein Beton mit so hohem Fasergehalt, daß die Last (das aufnehmbare Biegemoment) nach Erreichen der Zugfestigkeit nicht oder nur unbedeutend abfällt (Linie C). Durch sehr hohen Fasergehalt des Betons kann erreicht werden, daß nach Rißbildung noch eine Laststeigerung möglich ist (Linie D). Für den hier vorgesehenen Anwendungsfall

ist es sinnvoll und wirtschaftlich, den Fasergehalt nur so hoch zu wählen, daß die Biegetragfähigkeit des Querschnitts bei Rißbildung nicht abfällt. Es muß also nur sichergestellt sein, daß die beim Aufreißen der Zugzone "freiwerdende" Zugkraft vom Stahlfaserbeton aufgenommen werden kann. Dies ist zwar keine zwingende Forderung, so wird aber vermieden, daß beim Aufreißen des Querschnitts Rißbreiten und Durchbiegungen schlagartig zunehmen. Erfahrungsgemäß ist bei einem Stahlfasergehalt von $\geq 0,7$ Vol.-% mit der DRAMIX-Faser ein Stahlfaserbeton herstellbar, dessen Verhalten bei Biegung zwischen den Linien C und D des Bildes 12 liegt.

Ähnlich wie Stahlbeton zeigt Stahlfaserbeton rißverteilende Wirkung. Während bei unbewehrtem Beton unter Biegebeanspruchung ein Riß auftritt, der aufklafft und sofort zum Versagen des Tragwerks führt, entstehen bei Stahlfaserbeton mehrere Risse. Bei ausreichendem Fasergehalt wird auch bei zunehmender Verformung, einhergehend mit weiterer Bildung von Rissen, die Last noch getragen.

6. An Stahlfaserbeton gewonnene Versuchsergebnisse

Die weltweit durchgeführten Untersuchungen zum Material- und zum Bauteilverhalten bei Verwendung von Stahlfaserbeton haben ausreichend viele Ergebnisse erbracht, um die Anwendung von Stahlfaserbeton für tragende Bauteile ohne Bedenken zuzulassen. Merkblätter bestehen in Deutschland für die Verwendung bei Industriefußböden [8] und im Tunnelbau [9,10, vgl. auch 17], wobei zumindest der letztgenannte Einsatzbereich unzweifelhaft tragende Bauteile im bauaufsichtlichen Sinne betrifft.

Im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig ist eine große Anzahl von Versuchen zum Material- und Bauteilverhalten bei Verwendung von Stahlfaserbeton durchgeführt worden [11-15,18]. Darüber hinaus liegen auch Versuchsergebnisse der Faserhersteller vor. Auf diese Ergebnisse

kann bei der Festlegung von Rechenwerten der Materialfestigkeit bei Ansatz von Arbeitslinien für ein Bemessungsverfahren zurückgegriffen werden.

7. Tragverhalten von Deckenplatten ohne obere Bewehrung

Beispielhaft wird nachstehend an einem Zweifeld-Plattenstreifen erläutert, wie sich das Tragverhalten bei Verzicht auf obere Bewehrung und bei Verwendung von Stahlfaserbeton gegenüber bisher üblicher Ausbildung ändert. Gemäß DIN 1045 sind Schnittgrößen auf Grundlage der Elastizitätstheorie zu berechnen, wobei eine Momentenumlagerung (bei üblichen Hochbauten) bis zu $\pm 15\%$ des Größtwertes der Stützmomente zulässig ist (DIN 1045, 15.1.2.). Wird dies ausgenutzt, ist beim Zweifeldträger mit gleicher Stützweite der Felder und $g/q = 1,0$ nicht ein Stützmoment von $M = -ql^2/8$, sondern nur von $M = -ql^2/9,41$ abzudecken, vergleiche Bild 13. Der Eurocode EC 2 läßt weitere Umlagerungen zu. Es sind jedoch in jedem Fall noch erhebliche Mengen an Stützbewehrung erforderlich.

Zulässig, wenn auch nicht gebräuchlich, ist das Einschneiden der Deckenplatte in der Achse der Mittelstütze. Das durchlaufende Tragwerk wird dadurch in zwei Einfeld-Systeme zerlegt, die Feldmomente von $ql^2/8$ sind durch (gegenüber dem Durchlaufsystem) erhöhte Feldbewehrung abzudecken, vergleiche Bild 14. Da kein Stützmoment auftritt, ist auch keine obere Bewehrung erforderlich (mit Ausnahme der sog. Randmatten, um die Momente aus unbeabsichtigter Einspannung abzudecken).

Bei Verwendung von Faserbeton und Fortfall der oberen Bewehrung tritt ein mit Laststeigerung solange ansteigendes Stützmoment auf, bis hier der Wert $M_{B,p1}$ erreicht ist. Die Größe dieses Wertes kann durch Wahl der Faserart und des Fasergehalts in weiten Grenzen festgelegt werden. Nach Erreichen von $M_{B,p1}$ und weiterer Laststeigerung bildet sich über der Mittelstütze ein plastisches Gelenk aus, die Feldmomente werden größer, das Stützmoment bleibt näherungsweise auf dem gleichem Wert, siehe Bild 15. Dabei sollte vermieden werden, daß bei zunehmender Dehnung in der Zugzone dieses Moment abfällt, da sonst Durch-

biegung und Rißbreiten rasch zunehmen. Daher ist ein ausreichend hoher Anteil an Stahlfasern im Beton erforderlich, also mindestens das Erreichen der Linie C in Bild 12.

Bei größeren Stützweiten und Belastungen, wenn über der Mittelstütze die Biegetragfähigkeit des Stahlfaserbeton-Querschnitts nicht mehr zur Aufnahme der nach Elastizitätstheorie ermittelten Momente ausreicht, entspricht das Tragverhalten dem eines Durchlaufsystems mit mehr oder weniger großer Momentenumlagerung.

8. Erfahrungen mit Deckenplatten mit verringerter/fehlender Stützbewehrung

Bereits 1965 wurde von Leonhardt vorgeschlagen, nur 20 % des Stützmomentes von Platten durch schmale, jeweils 1/10 der Stützweite ins Feld reichende Mattenstreifen abzudecken [1]. Bild 16 zeigt die damals vorgeschlagene Ausbildung. Ein Jahr später bezeichnete Leonhardt selbst in [2] eine derartige Ausbildung der Bewehrung mit großer Momentenumlagerung als "nicht auf der sicheren Seite".

Problematisch bei der Ausbildung nach [1] ist die Möglichkeit, daß sich am Ende der sehr kurzen Stützbewehrung aus einem Biegeriß ein Schubriß entwickelt, der die Platte auf gesamter Dicke durchtrennt und die Querkraftübertragung gefährdet.

In [4] schlägt F. Mohamed vor, Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung auszuführen. Die Querkraftübertragung soll durch Verdübelungswirkung der Feldbewehrung sichergestellt werden. Der Verfasser errechnet erhebliche wirtschaftliche Vorteile. Soweit bekannt, werden in der Schweiz vereinzelt Decken dieses Systems noch erstellt.

Nach Tepfers [5] werden in Schweden Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung ausgeführt. Die Tragfähigkeit wurde durch Versuche nachgewiesen. Auch hier

wird angegeben, daß die (durchlaufende) untere Bewehrung über Dübelwirkung die Querkraft überträgt.

9. Konstruktionsprinzip der vorgeschlagenen Deckenplatte

Es werden übliche Fertigplatten (auch als Elementplatten bezeichnet) verwendet, die preisgünstig von einer großen Anzahl von Lieferanten zu beziehen sind. Der Beton dieser Platten kann (wie üblich) als Normalbeton ausgeführt werden, die Verwendung von Stahlfaserbeton ist hierfür nicht erforderlich. Die Momenten-tragfähigkeit könnte im Feld allerdings durch Fertigplatten aus Stahlfaserbeton erhöht werden. Die Fertigplatten enthalten die bereits werkseitig eingebaute Feldbewehrung und die Gitterträger. Der Aufbeton besteht aus Stahlfaserbeton (Bild 10). Zusätzliche obere Bewehrung und die sonst üblichen Mattenstreifen über den Plattenstößen werden nicht angeordnet.

Die Feldbewehrung nimmt die Biegezugkräfte aus den (gegenüber der E-Theorie erhöhten) Feldmomenten auf. Infolge Umlagerung der Momente ist also bei fehlender Stützbewehrung eine verstärkte Feldbewehrung erforderlich, deren Größe von der Biegemomenten-Tragfähigkeit des Stützquerschnitts abhängig ist. Das (abgeminderte) Stütz- bzw. Einspannmoment wird durch den Stahlfaserbeton aufgenommen, vergleiche Bild 15. Dies erfordert einen ausreichend hohen Anteil an Stahlfasern, um den sonst möglichen Abfall der Biegetragfähigkeit nach Rißbildung nicht auftreten zu lassen (vergl. Abschn. 5.2 und Bild 12). Die rißverteilende Wirkung eines Stahlfaserbetons mit ausreichend hohem Fasergehalt stellt sicher, daß oberhalb einer Mittelstützung nicht ein einziger Trennriß entsteht, sondern viele Risse im Bereich des Stützmomentes, wobei die Rißbreiten im Gebrauchszustand gering bleiben.

Die bei bisherigen Vorschlägen [1, 4, 5] befürchteten Trennrisse und die deshalb beeinträchtigte Übertragung der Querkraft stellt bei der vorgeschlagenen Ausbildung kein Problem dar. Die Rißverteilung durch den Faserbeton erzwingt kleine Rißbreiten, daher ist (wie im üblichen Stahlbeton) infolge Kornverzahnung im Riß

die Querkraftübertragung gesichert. Dazu kommt die Verdübelungswirkung der Feldbewehrung am Auflager und zusätzlich die Möglichkeit, Querkräfte durch die Gitterträger der Fertigplatten abzutragen.

10. Bemessungskonzept

Die Schnittkraftermittlung muß unter Berücksichtigung der infolge plastischer Rotation abgeminderten Stützmomenten-Aufnahmefähigkeit erfolgen. Dies bedeutet, daß die M_0 -Momente (mit um den globalen Sicherheitsbeiwert erhöhten Lasten errechnet) in die Momente M_{pl} über den Zwischenstützen "eingehängt" werden (Bild 15).

Für den Nachweis der Biegebruchsicherheit wird für die Betonstahlbewehrung die bilineare Arbeitslinie gem. DIN 1045 und für den Stahlfaserbeton die in Bild 17 dargestellte Arbeitslinie angesetzt, welche in den Grundsätzen den Festlegungen in [9], Bild 1a, entspricht.

Im Druckbereich des Betons entspricht die Arbeitslinie den Festlegungen der DIN 1045 (Parabel-Rechteck-Diagramm mit β_R als Spitzenwert).

Da die Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons eine sicher erreichbare Größe darstellt, wird im Zugbereich für den Stahlfaserbeton eine durch viele Versuchsergebnisse abgesicherte Arbeitslinie mit dem Spitzenwert der Zugfestigkeit an der Reißwurzel und einer (geringeren) Nachrißfestigkeit, die mit zunehmender Dehnung abfällt, angesetzt.

Die maximale Dehnung am Zugrand wird in Anlehnung an EC 2 zu 10 ‰ festgelegt. Durch eigene Vergleichsberechnungen wurde festgestellt, daß bei Platten aus Stahlfaserbeton am Zugrand die rechnerische Bruchdehnung für M_u üblicherweise ca. 3 ‰ beträgt, also die Grenzdehnung nicht erreicht wird. Im Gegensatz zu üblichen Stahlbetonquerschnitten wird das größte Bruchmoment eines Stahlfaserbeton-Querschnitts nicht bei der Grenzdehnung, sondern (wegen der mit

zunehmender Dehnung abfallenden Zugspannung, $\beta_{Z3R} < \beta_{Z2R}$) bei geringeren Dehnungen erreicht.

Die Zugfestigkeit eines Stahlfaserbetons kann weggesteuert im Zug- oder Biegezugversuch bestimmt werden. Es ist eine direkt meßbare Baustoffeigenschaft, wobei der Wert allerdings nicht konstant ist, sondern von der jeweiligen Dehnung abhängt. Nach Meinung der Verfasser spricht nichts dagegen, diese Festigkeiten direkt zu messen und bei Festlegung der Arbeitslinie zu berücksichtigen, ohne den "Umweg" über errechnete äquivalente Biegezugfestigkeiten zu wählen.

Als zentrische Zugfestigkeit β_{Z1R} des Stahlfaserbetons werden bei der Biegebemessung die 5%-Fraktilwerte der Zugfestigkeit des Betons gem. Angaben von Rüsç angesetzt (Bild 19). Für Verformungsberechnungen werden wirklichkeitsnähere Werte erhalten, wenn die Mittelwerte der Zugfestigkeit angesetzt werden. Für Bauteilhöhen unter 60 cm wird die scheinbare Erhöhung der zentrischen Zugfestigkeit (Gradientenwirkung) als untere Grenze der Versuchswerte gem. Bild 20 berücksichtigt. Der infolge Vorschädigung des Betons durch Dauerlast möglicherweise eintretende Abfall der Zugfestigkeit kann gem. Bild 21 abgeschätzt werden, wobei berücksichtigt werden sollte, daß Vollast im Wohnungsbau nicht als Dauerlast auftritt. Die so ermittelte untere Grenze des Wertes β_{Z1R} kann als sicher erreichbare Baustofffestigkeit angesehen werden.

Mit diesen Festlegungen sind die Werte der Arbeitslinie des Stahlfaserbetons einfach zu ermitteln. Der relativ pauschale Ansatz für den Einfluß der Bauteildicke (Faktor 0,75 für Bauteildicke $d \gg 15$ cm) in [9] kann so in wirklichkeitsnäherer Größe berücksichtigt werden. Für Dauerstandverhalten wird ein Faktor von 0,8 nach Bild 21 angesetzt (nach [9] beträgt dieser Faktor 0,85).

Nach Aufreißen des Querschnitts fällt die Zugspannung auf den Wert der Nachrißzugfestigkeit ab. Diese ist abhängig von Faserart und -gehalt. Die Werte der Nachrißzugfestigkeit sind aus Versuchen zu bestimmen. In Abstimmung mit den Faserherstellern scheinen künftig Versuchsserien zur Bestimmung dieser Werte erforderlich. Durch Versuche belegt kann angesetzt werden, daß

für DRAMIX-Fasern, $l/d = 50/0,6$ mm und 0,6 bis 0,8 Vol.-% Fasergehalt (das entspricht 50 bis 63 kg Fasern/m³ Beton) $\beta_{Z2R} \sim 0,5 \times \beta_{Z1R}$ und $\beta_{Z3R} \sim 0,4 \times \beta_{Z1R}$ betragen.

Die Werte einer mit diesen Ansätzen "festgelegten" Arbeitslinie des Stahlfaserbetons (Bild 17) für Deckendicke $d = 16$ cm, Beton B 35, gibt Tabelle 1 an. Durch Eignungsprüfungen muß nachgewiesen werden, daß der Fasergehalt ausreichend hoch ist, um mindestens die Linie C nach Bild 12 zu erreichen.

Wegen der komplizierten Arbeitslinie ist eine programmgesteuerte Biegebemessung zu empfehlen. In Bild 18 sind programmgesteuert berechnete Biegebruchmomente M_u (entspr. M_{pl} für die Bemessung im Stützquerschnitt) für Querschnittsdicken von 10 bis 30 cm unter Berücksichtigung eines B 35 und eines Fasergehaltes von ≥ 50 kg/m³ (DRAMIX-Faser, $l/d = 50/0,6$ mm) für "Kurzzeitfestigkeit" (im Versuch mindestens zu erreichende Werte) und für "Dauerfestigkeit" (Bemessungswerte für Bauwerksdecken) aufgetragen.

Biegebruch wird als "Bruch mit Vorankündigung" eintreten; der globale Sicherheitsbeiwert kann daher zu 1,75 angesetzt werden. Da noch keine Erfahrungen mit dieser Bauweise vorliegen, sollte ein zweiter Biegebruchnachweis geführt werden, bei dem die Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons vernachlässigt (also nur die Betonstahlbewehrung in den Feldern berücksichtigt) wird. Hierbei sollte für die Feldmomente der globale Sicherheitsbeiwert $\geq 1,35$ betragen. Dieser Nachweis stellt sicher, daß selbst bei groben Ausführungsfehlern keine Gefahr des Versagens der Deckenplatten infolge Biegebruch besteht.

Der Schubnachweis kann ohne Berücksichtigung der besonderen Eigenschaften des Stahlfaserbetons wie für eine übliche Decke mit Elementplatten geführt werden. Bei den üblichen Spannweiten und den geringen Belastungen der Decken in Wohngebäuden wird nur selten zusätzliche Schubbewehrung erforderlich sein, wobei die Gitterträger angerechnet werden können.

Die Nachweise zur Gebrauchsfähigkeit können sich auf die Begrenzung der Durchbiegung der Deckenplatten beschränken. Die Durchbiegung wird gegenüber einem üblichen Durchlaufsystem wegen der Momentenumlagerung größer, jedoch geringer als bei einem Einfeldsystem ausfallen. Ein rechnerischer Nachweis der Durchbiegung ist unschwer mit den bekannten Rechenverfahren möglich, wenn anhand von Versuchswerten oder rechnerisch die Größe des Stützmomentes M_B im Gebrauchszustand bestimmt werden kann.

Nachweise zur Rißbreitenbegrenzung sind eigentlich nicht erforderlich, da die Decken trockene Innenräume abschließen und der Stahlfaserbeton rißbreitenbegrenzend wirkt. Da über die mögliche Korrosion von Stahlfasern in gerissenen Bereichen bisher nur wenig Erkenntnisse vorliegen, wird vorgeschlagen, unter Gebrauchslast die Rißbreiten auf $\leq 0,25$ mm zu begrenzen. Die Einhaltung dieses Wertes ist derzeit noch durch Versuche nachzuweisen, da bisher kein allseits anerkanntes Verfahren zur rechnerischen Bestimmung der Rißbreiten bei einem Stahlfaserbeton bekannt ist.

Durch die übliche Bewehrung der Elementplatten (Betonstähle und Untergurte der Filigran-Gitterträger) ist die Rißverteilung an den Unterseiten in den Feldbereichen gesichert.

11. Nachweis der Erfüllung der Feuerwiderstandsdauer

Für die Geschoßdecken im geplanten Gebäude ist für die Decke über dem Kellergeschoß die Feuerwiderstandsklasse F 90, für die übrigen Decken F 30 zu fordern. Für dieses neuartige Deckensystem sind in DIN 4102 keine Angaben über Mindestachsabstände (Abstand vom unteren Plattenrand) der Bewehrung enthalten. Die dort für Ein- bzw. Mehrfeldplatten angegebenen Achsabstände können nicht ohne weiteres auf diese Bauart übertragen werden.

Bei der hier beschriebenen Deckenbauart können die Werte der DIN 4102 für die erforderliche Betondeckung nicht angesetzt werden. Die Verhältnisse sind ungünstiger als bei einer üblichen durchlaufenden Deckenplatte. Nach Aufreißen des Stahlfaserbeton-Querschnitts (Erreichen von M_{pi}) kann das Stützmoment nicht mehr ansteigen, während bei üblich bewehrten Decken im Brandfall (nach "Weichwerden" der Feldbewehrung) die Stützbewehrung bis Erreichen der Fließspannung beansprucht werden kann und dadurch eine Momentenumlagerung vom Feld zu den Stützenquerschnitten hin stattfindet.

Es wurden noch keine Brandversuche an Deckenplatten der beschriebenen Bauart vorgenommen. Derzeit kann die Feuerwiderstandsklasse nur rechnerisch bestimmt werden.

Einzelheiten zum Nachweis und ein Zahlenbeispiel enthält [20]. Es ist nachzuweisen, daß bei 1,0facher Sicherheit unter Berücksichtigung des plastischen Moments im Stützquerschnitt die Momententragfähigkeit im Feld (bei durch Erwärmung herabgesetzter Zugkraft der Bewehrung) noch groß genug ist, um die Lasten abzutragen. Für die Zweifeldplatte mit den größten Stützweiten ergibt sich (siehe [20]) für F 90 eine Sicherheit von 1,17 für Feld 1 bzw. 1,14 für Feld 2 (gefordert $\geq 1,0$). Dabei wurde (wie bei der Bemessung der Feldbewehrung) nur ein Stützmoment von $M_{B,pi} = 13,01 \text{ kNm/m}$ angesetzt. Im Brandfall kann das Stützmoment bis auf den im Versuch erreichten Wert von $\geq 24 \text{ kNm/m}$ (siehe Bilder 46 und 47) ansteigen. Durch diese mögliche Umlagerung der Momente wird die Feuerwiderstandsdauer zusätzlich erhöht. Dabei reichen die Stützmomente weiter ins Feld als im "Kaltzustand". Daher fordert DIN 4102, Teil 4, daß bei herkömmlich bewehrten Decken die Stützbewehrung verlängert und für die Aufnahme von 20 % des max. Stützmomentes ausgelegt wird. Da bei der vorgesehenen Ausbildung der Decken im Demonstrationsbau Stahlfaserbeton auch in den Feldern oberhalb der Elementplatten angeordnet ist, kann auch hier der Maximalwert des auftretenden Stützmomentes ($M_{B,pi}$) aufgenommen werden, die "Bewehrung" ist in voller Größe über die gesamte Feldlänge durchgeführt.

12. Nachweis der Gebrauchs- und Tragfähigkeit durch Versuche

12.1 Versuchsumfang und Ausbildung der Versuchskörper

Im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig wurden mit der verwendeten Faserart viele Festigkeitswerte des Stahlfaserbetons ermittelt. Es kann daher mit ausreichender Sicherheit eine Arbeitslinie festgelegt werden, um einen rechnerischen Standsicherheitsnachweis zu führen. Trotzdem wurde für die beabsichtigte Anwendung (Neubau von 12 Wohneinheiten) die Durchführung von Versuchen zum endgültigen Nachweis ausreichender Gebrauchsfähigkeit und Tragfähigkeit für erforderlich gehalten. Zwei Versuche im anwendungsnahen Maßstab waren als letzte Bestätigung für die Unbedenklichkeit einer erstmaligen Bauausführung ausreichend.

Die Versuche sollten die Biegetragfähigkeit im Bereich der Mittelstützung und die sichere Abtragung der Querkkräfte nachweisen. Die Bilder 22 und 23 zeigen die Ausbildung der Versuchskörper. Es sind symmetrische Zweifeld-Plattenstreifen, hergestellt aus üblichen Elementplatten in 5,0 cm Dicke (nicht aus Stahlfaserbeton) und 11,0 cm Aufbeton aus Stahlfaserbeton. Die Versuchskörper unterscheiden sich nur durch den Stahlfasergehalt. Versuchskörper VK/A1 wurde mit 0,8 Vol.-% Stahlfasern (entspricht 63 kg Stahlfasern/m³ Beton), Versuchskörper VK/A2 mit 0,5 Vol.-% Stahlfasern (entspricht 39 kg Stahlfasern/m³ Beton) ausgeführt. Für die Anwendung sind $\geq 0,8$ Vol.-% Stahlfasern vorgesehen, der Versuchskörper VK/A2 sollte zeigen, daß selbst bei einem verringerten Fasergehalt noch ausreichende Tragfähigkeit gegeben ist.

Die Versuchskörper entsprachen weitgehend der vorgesehenen Ausbildung im Bauwerk. Deckendicke, Ausbildung der Elementplatte, Auflagerung im Stützbe-
reich auf 17,5 cm Mauerwerk und Faserart wurden bei den Versuchskörpern wie im Bauwerk gewählt. Aus versuchstechnischen Gründen (beschränkte Größe des Prüfgerüsts) mußte die Spannweite der Versuchskörper mit 3,60 m geringer als die größte Spannweite im Bauwerk festgelegt werden (4,51 m). Die Bewehrung der Versuchskörper in den Feldern ist so gewählt, daß rechnerisch gleiche

Tragfähigkeit (gleiche Flächenlast) wie bei der Bauwerksdecke (Ansätze nach DIN 1045) erzielt wird.

In Bild 24 ist die Bewehrung der Elementplatten dargestellt. Die Bewehrung wurde unter Berücksichtigung der am Bauwerk auftretenden Belastung (Deckeneigengewicht, $1,4 \text{ kN/m}^2$ Deckenausstattung, $2,75 \text{ kN/m}^2$ Verkehrslast und Leichtwandzuschlag) nach den Bestimmungen der DIN 1045 ermittelt. Dabei wurde ein "plastisches Stützmoment" von $13,01 \text{ kNm/m}$ angesetzt (vgl. Tabelle 1, "Dauerfestigkeit").

In jedem Feld der Versuchskörper war ein Filigran-Gitterträger Typ E 10 - 06 6 10 angeordnet. Dessen Ausbildung entsprach vollständig der Zulassung für diese Elementdecken (Zulassungsnummer Z-4.1-106, Filigran-E-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht).

12.2 Herstellung der Versuchskörper

Die Elementplatten stellte das Werk Isernhagen der Firma BFD (Beton-Fertig-Decken GmbH & Co.KG) in dort üblicher Weise her. Sie wurden 2 Tage nach dem Betonieren in die Prüfhalle transportiert und hier unter dem Prüfgerüst auf die Mittelunterstützung (Mauerwerk) und je drei Hilfsunterstützungen aus Holzjochen aufgelegt (siehe Bild 26). Bild 23 stellt die Auflagerung auf dem Mauerwerk dar. Die Betonage des Stahlfaserbetons erfolgte 7 Tage nach Herstellung der Elementplatten. Vor Einbringen des Stahlfaserbetons wurden die Oberseiten der Elementplatten angeätzt. Der Stahlfaserbeton wurde örtlich gemischt, in Kübeln zu den Versuchskörpern transportiert und dort mit einem Innenrüttler verdichtet. Die Nachbehandlung der Oberseiten erfolgte drei Wochen lang mit aufgelegten nassen Jutebahnen und Abdeckung mit einer Folie. Kurz vor der Versuchsdurchführung wurden an den Endauflagern der Versuchskörper die Druckmeßdosen eingebaut und die Seitenschalungen und Zwischenunterstützungen entfernt.

12.3 Materialien der Versuchskörper

Die Elementplatten wurden aus Beton mit Portlandzement hergestellt. Die Festigkeitsprüfung ergab nach 28 Tagen (geprüft am 15 cm-Würfel) Druckfestigkeitswerte von $53,6 \text{ N/mm}^2$. Der Beton erfüllte die Anforderungen an einen B 45, seine Festigkeit ist damit deutlich höher als der in der Zulassung geforderte Mindestwert eines B 25.

Als Bewehrung der Elementplatten wurden Beton-Rundstähle BSt 500 S, verarbeitet vom Ring, verwendet. Eine Festigkeitsprüfung ergab Mittelwerte von $\beta_s = 588 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_z = 614 \text{ N/mm}^2$. Die Filigran-Gitterträger waren aus Rundstahl-Obergurt $\varnothing 10 \text{ mm}$, Diagonalen $\varnothing 6 \text{ mm}$ und zwei Untergurtstäben $\varnothing 6 \text{ mm}$ hergestellt. Die Untergurte ergaben bei einer Zugfestigkeitsprüfung Mittelwerte von $\beta_s = 595 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_z = 636 \text{ N/mm}^2$.

Es wurden gekröpfte Stahlfasern, Typ DRAMIX, $l/d = 50/0,6$, Hersteller Fa. BEKAERT, verwendet. Bild 11 zeigt die Abmessungen dieser Fasern. Früher durchgeführte Festigkeitsprüfungen ergaben Zugfestigkeiten von $1250 \pm 150 \text{ N/mm}^2$. Die Fasern werden miteinander zu Streifen verklebt geliefert. Beim Anmischen des Betons löst sich der Kleber auf. Diese Anlieferungsform vermeidet die sonst mögliche "Igelbildung" der Fasern beim Mischen.

Für den Stahlfaserbeton wurden rundkörnige Zuschläge, Größtkorn 16 mm, Sieblinie A/B verwendet. Das Bindemittel bestand aus $270 \text{ kg PZ 35 F je m}^3$ Beton. Zugegeben wurden $60 \text{ kg Steinkohlen-Flugasche je m}^3$ Beton und ein Verflüssiger (BV 25 der Firma Woermann) in einer Menge von 2 % des Zementgewichtes. Der Wasser/Zementwert betrug 0,61; das Ausbreitmaß lag zwischen 34 und 40 cm.

Angestrebt war, möglichst genau die Festigkeitsklasse B 25 einzustellen. Die an 15 cm-Würfeln gemessenen Druckfestigkeiten nach 28 Tagen (DIN-Lagerung) betragen im Mittel $40,0 \text{ N/mm}^2$. Als größter Einzelwert wurde $42,3 \text{ N/mm}^2$ festge-

stellt. Für die Bauausführung ist ein B 35 für den Stahlfaserbeton und ein B 25 für die Elementplatten vorgesehen.

Aus dem Beton der Plattenstreifen-Versuchskörper wurden je drei Biegebalken mit den Abmessungen 15 cm x 15 cm x 70 cm betoniert und 28 Tage nach Herstellung bis zum Bruch belastet. Das Bild 25 stellt die dabei ermittelten Kraft-Verformungsbeziehungen dar. Der Vergleich dieser Linien zeigt deutlich, daß bei dem Beton des Versuchskörpers VK/A2 (0,5 Vol.-% Stahlfasern) die nach Aufreißen der Biegezugzone frei werdende Zugkraft nicht vollständig von dem Faserbeton aufgenommen werden kann. Bei VK/A1 (0,8 Vol.-% Stahlfasern) dagegen wurde auch nach Aufreißen der Biegezugzone die Last gehalten. Dieser Fasergehalt von 0,8 Vol.-% genügte also, um den gewünschten Verlauf der Kraft-Verformungsbeziehungen (im Bereich "C" bis "D" in Bild 12) zu erzielen.

Die Ermittlung der Zylinder-Zugfestigkeit erfolgte an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Länge von 300 mm.

Das Mittelauflager der Versuchskörper wurde aus Kalksandsteinen KSL 12, Mörtelgruppe II gemauert.

12.4 Belastungseinrichtung

Die Belastung erfolgte mit je einer hydraulischen Presse in den Feldern der Versuchskörper. Die Pressenkraft wurde durch Traversen auf jeweils 4 Lasteinleitungspunkte pro Feld verteilt. Durch die statisch bestimmte Anordnung der Traversen war sichergestellt, daß an jedem Lasteinleitungspunkt ein Viertel der Pressenkraft wirkte. Bild 26 zeigt die Anordnung von Pressen und Traversen. Das Gewicht der Traversen mußte zusätzlich zum Eigengewicht und der Last aus den Pressen vom Versuchskörper getragen werden. Das Gesamtgewicht der Traversen in einem Feld betrug ca. 3,56 kN. Diese Last muß noch zu den Versuchslasten (Pressenkräften) addiert werden, um die tatsächlich getragene Last zu

erhalten. Die Versuche wurden mit Kraftsteuerung der Pressen durchgeführt.

Die Bilder 28 und 29 zeigen den Versuchsaufbau im Prüferüst.

12.5 Meßprogramm

Während der Versuche wurden gemessen (Anordnung der Meßeinrichtungen vgl. Bilder 26, 27 und 30):

- die Pressenkraft,
- die Durchbiegungen in den Feldern,
- die Endauflager-Kräfte,
- die Endauflager-Durchsenkung,
- die Dehnungen der Längsbewehrung und der Gitterträger-Untergurte im Feld an der Stelle des Größtmomentes,
- die Stauchungen im Feld an der Stelle des Größtmomentes an der Beton-Oberseite,
- die Dehnungen an der Oberseite und die Stauchungen an der Seitenfläche nahe der Unterseite über der Mittelstützung,
- die Breite der Risse im Feld und über der Mittelstützung.

Rißentstehung und Rißentwicklung wurden nach jeder Laststufe festgestellt und auf den Versuchskörpern markiert.

12.6 Versuchsablauf

Am VK/A1 wurde der Versuch 42 Tage nach Betonieren des Stahlfaserbetons, am VK/A2 35 Tage nach Betonieren durchgeführt.

Die Belastung erfolgte in Stufen von 2 kN je Presse. Die jeweilige Last wurde so lange stehen gelassen, bis Rißbreitenmessung und Ermittlung der Rißentwicklung abgeschlossen waren. Dieser Zeitraum betrug ca. 5 bis 15 Minuten. Da die

Versuche kraftgesteuert durchgeführt wurden, vergrößerten sich während der Standzeit der Last Dehnungen, Durchbiegungen und Rißbreiten. Als maßgebend sind die Werte jeweils nach Aufbringen der Last anzusehen, wie sie bei einer weggesteuerten Versuchsdurchführung auch über die Standzeit konstant geblieben wären.

Als erkennbar war, daß die rechnerischen Bruchlasten und dann auch die Fließgrenze der Bewehrung in den Feldern erreicht waren, wurde die Rißentwicklung an den Feld-Unterseiten nicht weiter verfolgt, um das Versuchspersonal nicht zu gefährden, da ein schlagartiger Bruch der Versuchskörper befürchtet werden mußte.

12.7 Versuchsergebnisse

Die Traglast bei Versuchskörper VK/A1 war bei einer Pressenkraft von 48 kN erreicht. Bruchursache war Zerreißen der Biegezugbewehrung im Feld.

Beim Versuchskörper VK/A2 wurde der Versuch abgebrochen, als die Plattendurchbiegung ca. 50 mm erreicht hatte, der Meßweg der induktiven Wegaufnehmer aufgebraucht war und bei weiterer Durchbiegung eine Beschädigung der Meßeinrichtung eingetreten wäre. Die aufgebrachte höchste Pressenkraft betrug 40 kN.

Damit wurden folgende Flächenlasten von den Versuchskörpern getragen:

Eigengewicht Platte	$0,16 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3$	= 3,68 kN/m ²
Traversen	$3,56 \text{ kN}/(3,60 \text{ m} \times 0,625 \text{ m})$	= 1,58 kN/m ²
Pressenkraft VK/A1	$48 \text{ kN}/(3,60 \text{ m} \times 0,625 \text{ m})$	= 21,33 kN/m ²
Pressenkraft VK/A2	$40 \text{ kN}/(3,60 \text{ m} \times 0,625 \text{ m})$	= 17,78 kN/m ²

Die max. getragenen Flächenlasten q_u erreichten damit

- bei Versuchskörper VK/A1: $q_u = 26,59 \text{ kN/m}^2$
- bei Versuchskörper VK/A2: $q_u = 23,04 \text{ kN/m}^2$.

Bemessen wird die Decke im Bauwerk für Eigengewicht und Deckenausstattung mit

$g = 5,40 \text{ kN/m}^2$, Verkehrslast $p = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und

Leichtwandzuschlag $p_{LW} = 1,25 \text{ kN/m}^2$, insgesamt also für $q = 8,15 \text{ kN/m}^2$.

Die durch die Versuche nachgewiesenen globalen Sicherheitsbeiwerte gegen Bruch betragen damit

- bei Versuchskörper VK/A1: $26,59/8,15 = 3,26$,

- bei Versuchskörper VK/A2: $23,04/8,15 = 2,83$.

Sie sind also beide wesentlich größer als der gem. DIN 1045 zu fordernde Wert von 1,75.

Da die Decken im Bauwerk mit einem Gehalt von 0,8 Vol.-% (wie VK/A1) ausgeführt werden sollen, werden nachstehend weitere wichtige Versuchsergebnisse nur für den VK/A1 mitgeteilt.

Unter rechnerischer Gebrauchslast (Materialwerte gem. DIN 1045) traten bei VK/A1 über der Mittelstützung noch keine Risse auf, auch die Feldbereiche waren unter dieser Last noch rissfrei. Bei einer Flächenlast, die der rechnerischen Bruchlast nach DIN 1045 im Bauwerk entspricht, waren die Rißbreiten über der Mittelstützung auf Werte von $\sim 0,25 \text{ mm}$ angewachsen. Eine derartige Rißbreite ist hinsichtlich möglicher Korrosion der Stahlfasern selbst bei ungünstigeren Umgebungsbedingungen (Außenbauwerke, hier jedoch eine Wohnhausdecke) unbedenklich. Die Risse über der Mittelstützung traten in geringem Abstand auf, die Rißbreite der Einzelrisse blieb daher gering. Die Bilder 31 bis 36 zeigen Rißverlauf und Rißbreitenentwicklung für den Versuchskörper VK/A1. Vergleichend sind den Bildern 37 bis 41 die Ergebnisse für den Versuchskörper VK/A2 zu entnehmen.

Die gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte während des Versuchs an VK/A1 sind in Bild 42 dargestellt. Unter den im Bauwerk auftretenden Eigen- und Verkehrslasten (einschl. Leichtwandzuschlag) betrug der größte Wert der Durchbiegung $w = 0,8 \text{ mm}$ am Versuchskörper VK/A1. Bezogen auf die Stützweite ergibt

sich damit ein Verhältnis $w/l = 1/4500$. Damit ist die Durchbiegung wesentlich geringer als bei einer Platte, bei der die Durchbiegungsbeschränkungen gem. DIN 1045 noch erfüllt werden.

Aus den gemessenen Auflagerkräften, den Pressenkräften, den Traversenge-
wichten und dem Eigengewicht der Platte (Raumgewicht des Betons gem. den
Meßwerten an Nebenkörpern zu $23,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt) berechnete Feld- und
Stützmomente zeigen die Bilder 46 und 47. In diesen Bildern ist das Stützmoment
für "Schneidenlagerung" an der Mittelstützung angegeben. Deutlich erkennbar
ist, daß im Stützquerschnitt das Biegemoment nach Aufreißen des Querschnitts
auch bei weiterer Laststeigerung annähernd konstant blieb. Die gewünschte Ein-
spannungswirkung, durch welche die Feldmomente verringert werden, blieb bis zu
sehr hohen Versuchslasten erhalten. Erst gegen Ende des Versuchs, als die
Feldbewehrung bereits die Fließgrenze überschritten hatte und sich die Rißbrei-
ten im Stützbereich schnell vergrößerten, trat ein geringer Abfall des Stützmo-
mentes ein. Dies läßt sich dadurch erklären, daß bei großen Rißbreiten einzelne
Fasern aus dem Beton gerissen wurden oder brachen.

Es ist aus den Bildern 46 und 47 auch erkennbar, daß der Einbau der Einrichtung
zur Messung der Auflagerkräfte Senkungen der Endauflager und damit ein Zwän-
gungsmoment verursacht hat. Dadurch wird die Auswertbarkeit der Versuchser-
gebnisse nicht beeinträchtigt. Die Rißbildung ist jedoch früher eingetroffen, als
dies im Bauwerk zu erwarten ist.

Es waren bis zu den Höchstlasten keine Anzeichen erkennbar, die auf einen
bevorstehenden Schubbruch hingewiesen hätten. Versagen trat unzweifelhaft
durch Biegebruch ein. Die hohen Versuchslasten weisen nach, daß bei der
Bauausführung die Querkrafttragfähigkeit der Decken gegeben ist.

Das Mauerwerk zur Auflagerung im Mittelstützbereich war nach Abschluß des
Versuchs VK/A1 noch in einwandfreiem Zustand. Abplatzungen o. ä. Schäden
sind während des Versuchs nicht aufgetreten.

13. Beurteilung der Versuchsergebnisse

Die Versuche an den Plattenstreifen ergaben Tragfähigkeiten, die weit über den Forderungen der DIN 1045 liegen. Durch die Verwendung eines B 35 als Stahl-faserbeton im Bauwerk gegenüber dem B 25 bei den Versuchskörpern ist eine noch höhere Traglast zu erwarten. Die durch höhere Festigkeiten der Stähle (gegenüber Normwerten) bewirkte Steigerung der Last gegenüber rechnerischen Traglasten wird auch im Bauwerk eintreten, da die gleichen Materialien wie beim Versuch auch bei der Bauausführung verwendet werden.

Die Durchbiegung ist geringer als bei einer als Einfeldplatte bemessenen Decke, die bei gleicher Stützweite und Plattendicke gem. DIN 1045 zulässig wäre.

Unter Gebrauchslast sind im Bauwerk über den Mittelstützen keine Risse zu erwarten. Erst bei Belastungen in der Größenordnung der rechnerischen Bruchlast treten Risse mit geringen Rißbreiten auf. Der Faserbeton mit einem Fasergehalt von 0,8 Vol.-% erzwingt das Auftreten mehrerer Risse, daher bleibt die Breite der Einzelrisse klein.

Wie die Bilder 35, 36, 42 und 43 zeigen, sind bei Laststeigerungen keine "schlagartigen" Zunahmen von Rißbreiten, Durchbiegungen und Dehnungen zu erwarten. Das System ist "gutmütig", die Tragwirkung des Faserbetons bleibt bis zum endgültigem Bruch weitgehend erhalten.

Alle Anforderungen an die Gebrauchsfähigkeit und die Tragfähigkeit von Wohnhausdecken werden durch die vorgeschlagene Bauart erfüllt, wie die an den Versuchskörpern gemessenen geringen Durchbiegungen und günstigen Rißverteilungen mit geringen Rißbreiten sowie die nachgewiesenen hohen Tragsicherheiten zeigen.

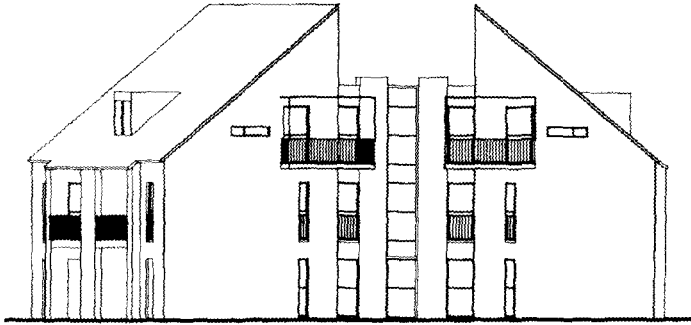
14. Gütesicherung der Ausführung

Es kann derzeit noch nicht als selbstverständlich angenommen werden, daß Stahlfaserbeton als Transportbeton in ordnungsgemäßer Zusammensetzung geliefert und fachgerecht eingebaut wird. Da die Sicherheit der Decken aber entscheidend davon abhängig ist, daß in den Stützquerschnitten die vorausgesetzte Tragfähigkeit auch wirklich vorhanden ist, sind umfangreiche Eigen- und Fremdüberwachungen unumgänglich. Für die geplante erste Anwendung dieser Deckenbauart ist darüber hinaus vorgesehen, im Betonrezept den Stahlfasergehalt um 10 % zu erhöhen, da nicht ausgeschlossen werden kann, daß geringe ungleichmäßige Verteilungen der Stahlfasern im Beton auftreten. Über die bei der ersten Bauausführung vorgenommenen Überwachungen wird in [20] berichtet werden.

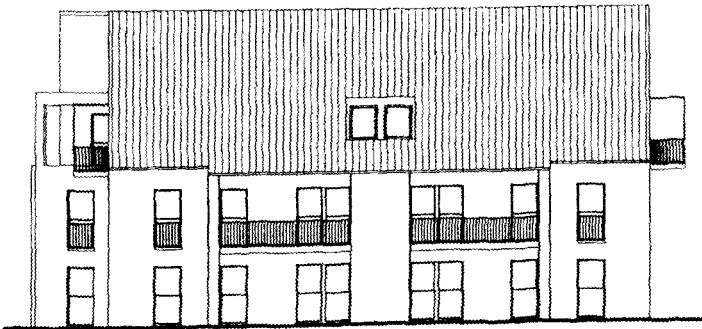
15. Literatur

- [1] Leonhardt, Fritz: Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 60 (1965), H. 8, S. 181 - 192.
- [2] Leonhardt, Fritz: Berichtigung zu [1] Beton- und Stahlbetonbau 61 (1966), H. 10, S. 264.
- [3] Eibl, J. u. Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 260, 1976.
- [4] Mohamed, F.: Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung. Schweizerische Bauzeitung 96 (1978), H. 50, S. 958 - 963.
- [5] Tepfers, R.: Neue Verfahren für die Ausführung von Wohnbauten aus Beton. Beton- und Stahlbetonbau 74 (1979), H. 5, S. 124 - 128.
- [6] Weigler, H. u. Karl, S.: Beton, Arten - Herstellung - Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 1989.
- [7] Schnütgen, B.: Bemessung von Stahlfaserbeton und ihre Problematik. Konstruktiver Ingenieurbau-Bericht, Essen (1981), H. 37, S. 9 - 13.
- [8] Deutscher Beton-Verein: Merkblatt Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton, Ausgabe Mai 1991.

- [9] Deutscher Beton-Verein: Merkblatt Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau, Ausgabe 1992.
- [10] Deutscher Beton-Verein: Merkblatt Technologie des Stahlfaserbetons und Stahlfaserspritzbetons, Ausgabe 1992.
- [11] Falkner, H. u. Teutsch, M.: Untersuchung des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbeton unter Variation der Faserart. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, iBMB der TU Braunschweig, 1993.
- [12] Falkner, H. u. Teutsch, M. (Hrsg.): Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton. Berichtsband zum Braunschweiger Bauseminar 1993, iBMB der TU Braunschweig, Heft 105, 1993.
- [13] Falkner H., Kubat, B. u. Droese, S.: Durchstanzversuche an Platten aus Stahlfaserbeton. Bautechnik 71 (1994), S. 460 - 467.
- [14] Kubat, B. u. Droese, S.: Neuartiger TRANSPERAPID-Fahwegträger - Versuche für einen Stahlfaserbeton-Verbundträger. In: Forschungsarbeiten 1990-1994, iBMB der TU Braunschweig, Heft 109, 1994, S. 183 - 188.
- [15] Kubat, B. u. Droese, S.: Vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton. In: Forschungsarbeiten 1990 - 1994, iBMB der TU Braunschweig, Heft 109, 1994, S. 189 - 198.
- [16] Land, H.: Teilfertigdecken - Besondere Punkte der Schnittgrößenermittlung, Bemessung und Konstruktion. Betonwerk + Fertigteiltechnik, 1994, Heft 5, S. 93 - 95 u. Heft 6, S. 108 - 118.
- [17] Schnütgen, B. u. Dams, S.: Stahlfaserbeton im Tunnelbau. Beton-Informationen 34 (1994), H. 5, S. 55 - 67.
- [18] Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 116; Zugl.: Dissertation, TU Braunschweig, 1995.
- [19] Droese, S. u. Riese, A.: Belastungsversuche an neuartigen Deckenplatten - Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung. Erscheint demnächst in Beton- und Stahlbetonbau.
- [20] Völkel, W., Riese, A. u. Droese, S.: Neuartige Wohnhausdecken aus Stahlfaserbeton ohne obere Bewehrung bei einem Wohnhaus mit 12 WE. Erscheint demnächst in Beton- und Stahlbetonbau.

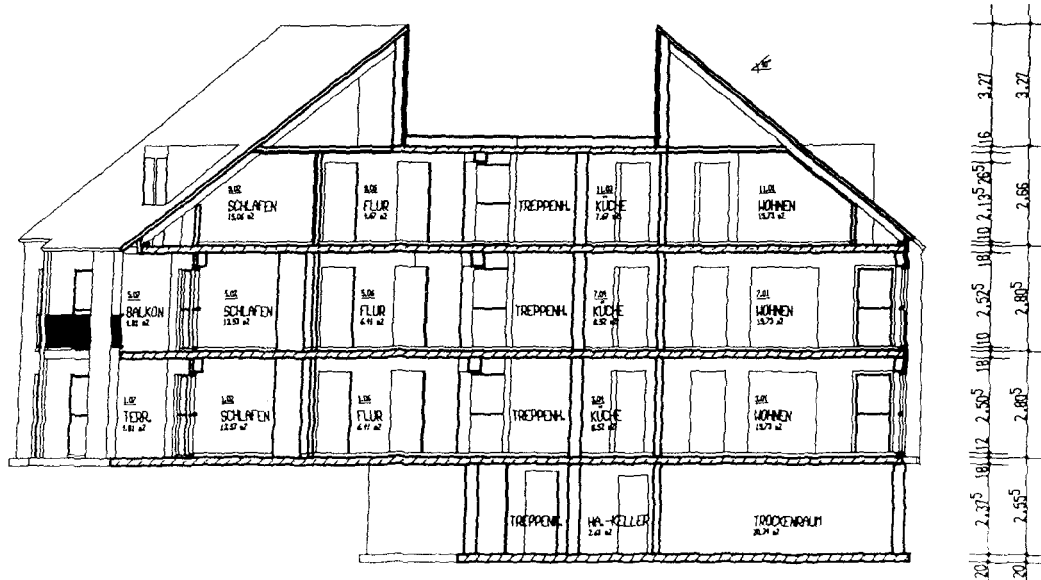


SÜD - ANSICHT



WEST - ANSICHT

Bild 1:
Süd- und Westansicht des Bauwerks "Neubau 12 WE, Samlandweg, Wolfsburg".



SCHNITT

Bild 2:
Querschnitt durch das Bauwerk.

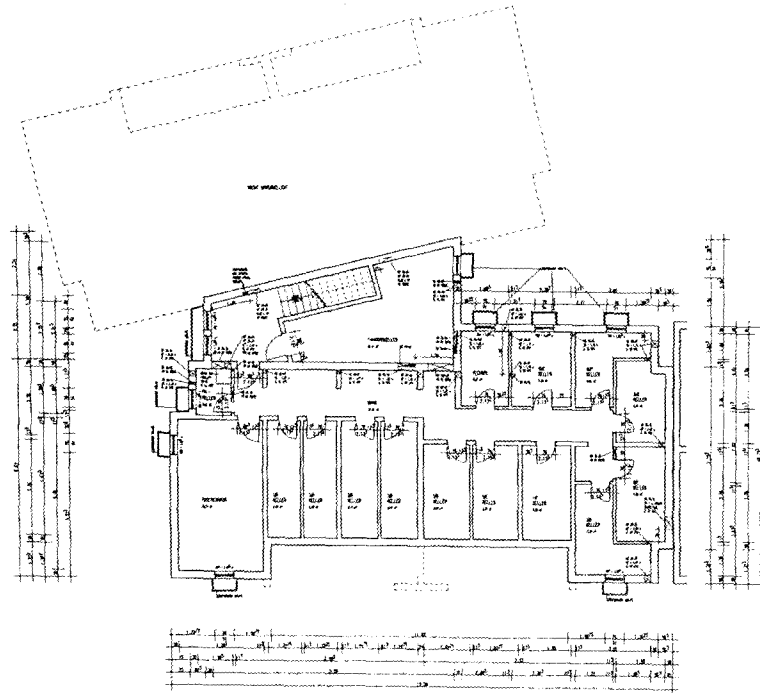


Bild 3:
Grundriß Kellergeschoß des Bauwerks.

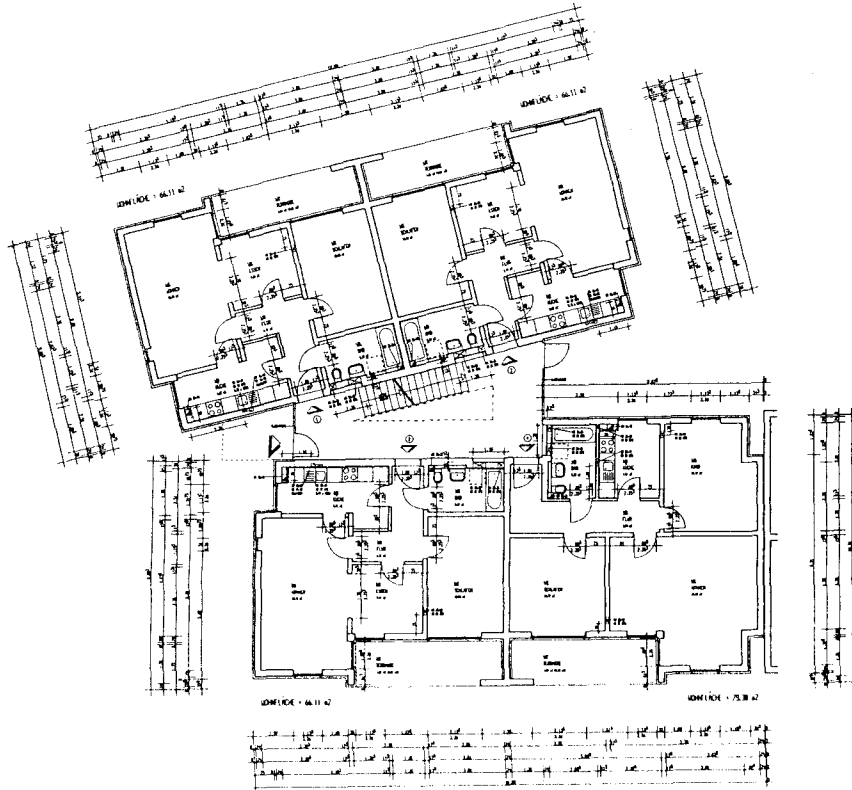
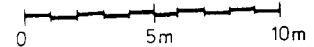


Bild 4:
 Grundriß Erdgeschoß des Bauwerks
<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00062409>



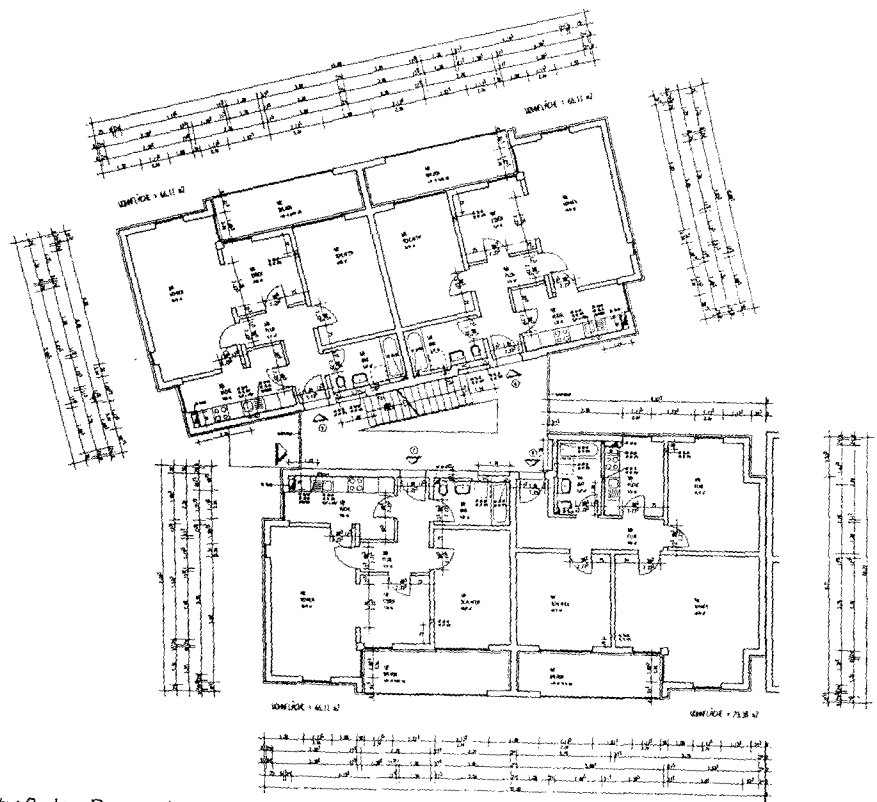


Bild 5:
Grundriß 1. Obergeschoß des Bauwerks.

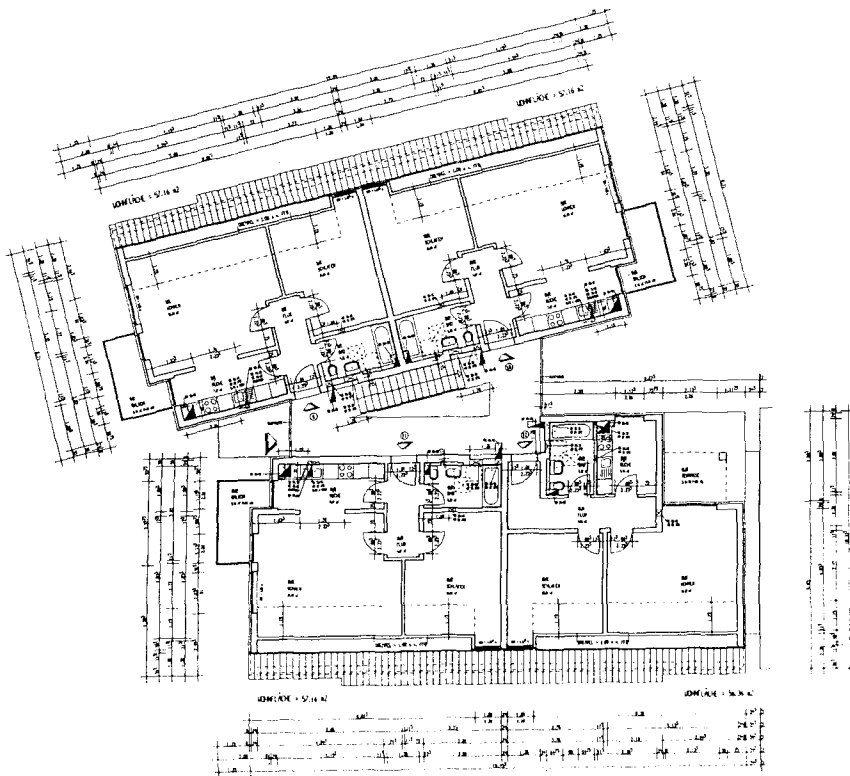


Bild 6:
Grundriß Dachgeschoß des Bauwerks.

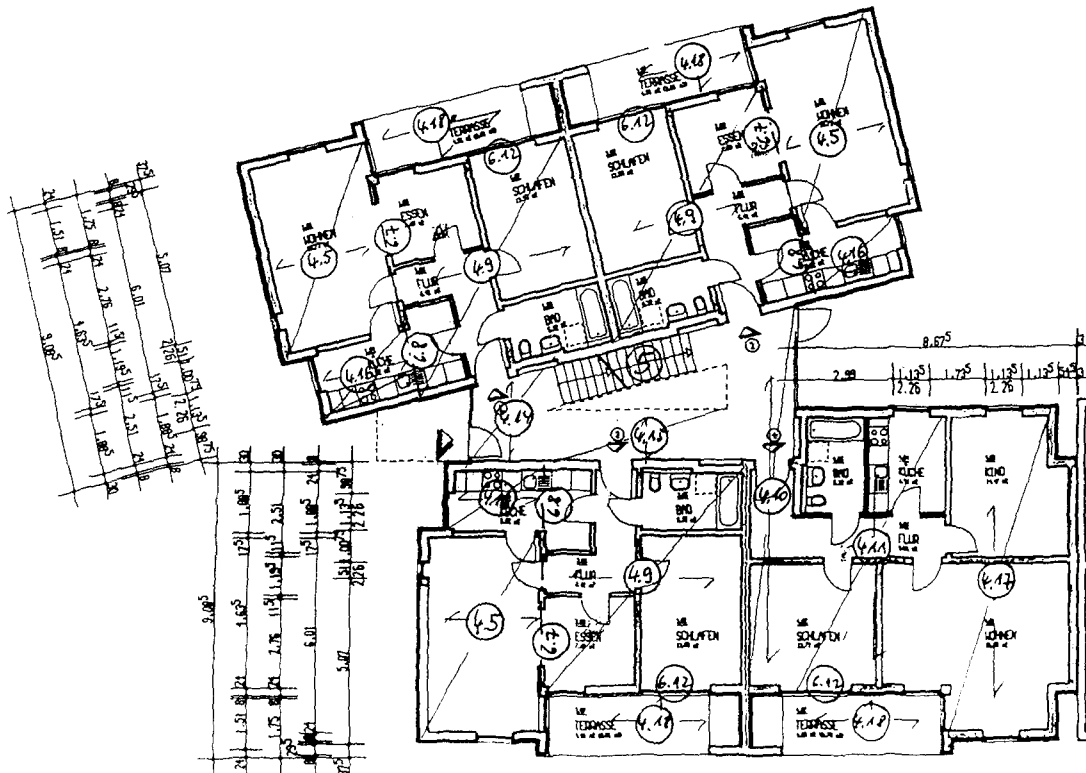


Bild 8:
 Neubau "Samlandweg", Decke über Erdgeschoß, Positionsplan mit Angabe der
 Decken-Spannrictungen.

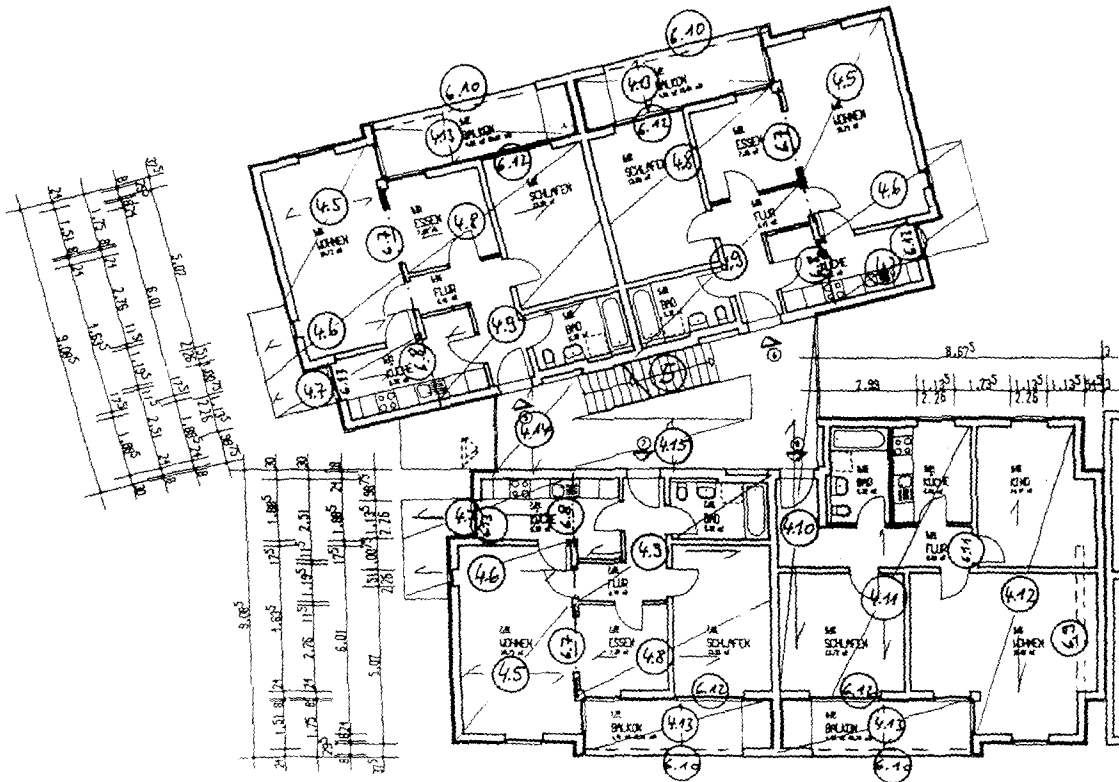


Bild 9:
 Neubau "Samlandweg", Decke über 1. Obergeschoß, Positionsplan mit Angabe der Decken-Spannrichtungen.

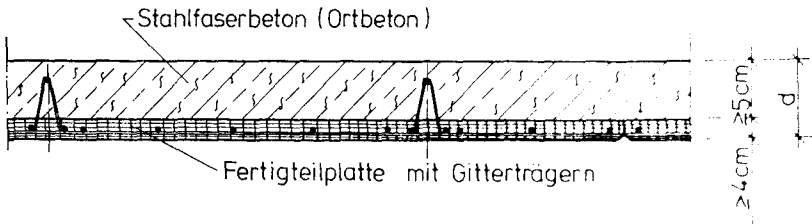
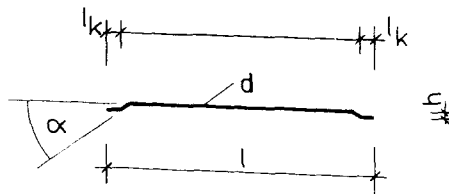


Bild 10:

Decke aus Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht aus Stahlfaserbeton.



Maße nach Herstellerangaben:

l	Nennlänge	50 mm $\pm 2/-3$ mm
l_k	Länge der gekröpften Enden Gesamtlänge der beiden Enden	1,5 mm bis 3,0 mm 4,4 mm $\pm 0,26$ mm
h	Wellentiefe	Zielwert 1,3 mm $\pm 0,2$ mm Minimalwert 1,0 mm
d	Nenn-Drahtdurchmesser	0,6 mm $\pm 0,02$ mm
α	Abkröpfungswinkel	35° $\pm 10^\circ$

Bild 11:

Bei den Versuchen verwendete und für die Anwendung vorgesehene Stahlfaser DRAMIX, $l/d = 50/0,6$ mm.

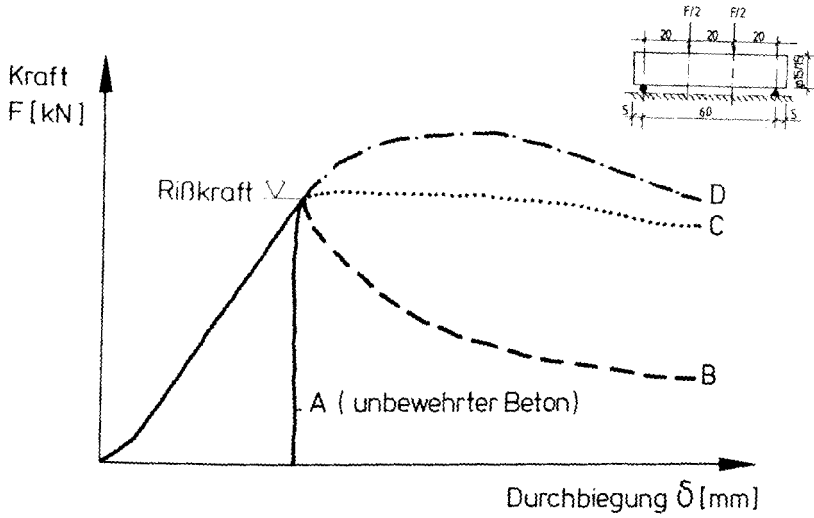


Bild 12:
Kraft-Verformungsbeziehungen eines unbewehrten Betons (Linie A) und von
Stahlfaserbetonen unterschiedlichen Gehalts an Stahlfasern (Linien B bis D).

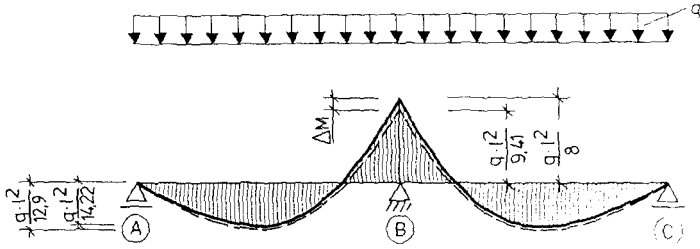


Bild 13:
Stütz- und Feldmomente
einer Zweifeldplatte
gem. E-Theorie und nach
Momentenumlagerung
gem. DIN 1045, 15.1.2.

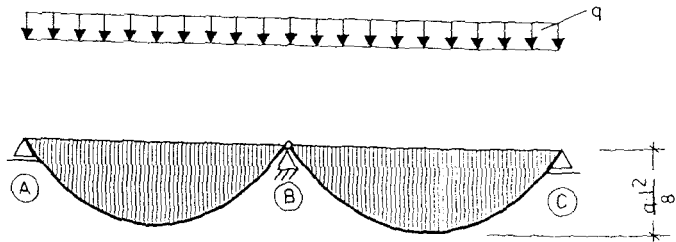
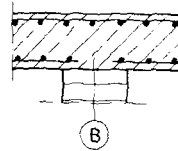
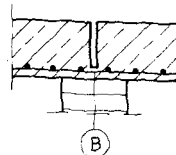


Bild 14:
Momente einer zwei-
feldrigen Deckenplatte
mit Gelenk über der
Mittelstütze.



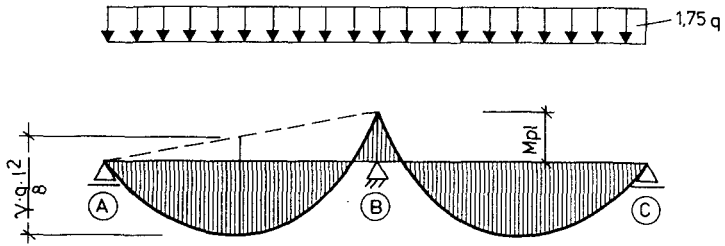


Bild 15:
 Momente im Grenzzustand der Tragfähigkeit einer Zweifeldplatte aus Stahlfaserbeton ohne obere Bewehrung.

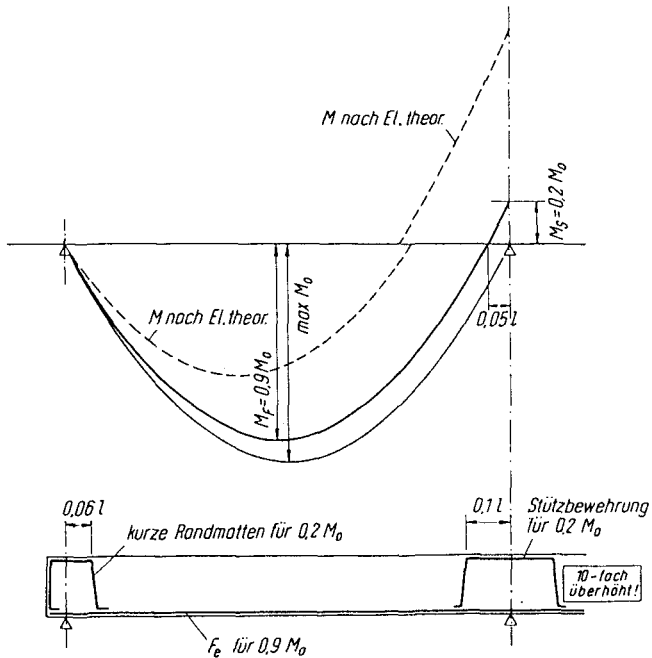
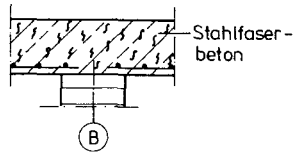


Bild 16:
 Vereinfachte Bewehrung mehrfeldriger Platten nach Leonhardt [1].

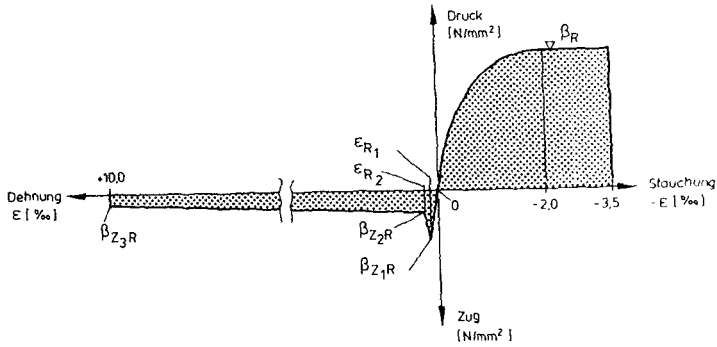


Bild 17:
Arbeitslinie eines Stahlfaserbetons.

	β_{Z1R} [N/mm ²]	ϵ_{R1} [‰]	β_{Z2R} [N/mm ²]	ϵ_{R2} [‰]	β_{Z3R} [N/mm ²]	M_u [kNm/m]
Kurzzeitfestigkeit	2,95	0,087	1,48	0,174	1,18	16,11
Dauerfestigkeit	2,36	0,069	1,18	0,138	0,94	13,01

Tabelle 1:
Rechenwerte der Arbeitslinie gem. Bild 17 zur Bestimmung des Stützmomentes M_u einer 16 cm dicken Platte aus Stahlfaserbeton B 35 für "Kurzzeitfestigkeit" und "Dauerfestigkeit". Rechnerische Ermittlung der Bruchmomente siehe Anhang.

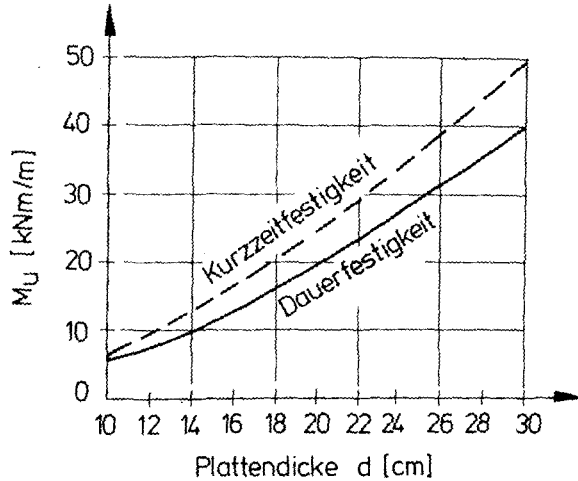


Bild 18:
Rechnerische Bruchmomente M_u in Abhängigkeit von der Plattendicke.
Materialwerte für "Dauerfestigkeit" und "Kurzzeitfestigkeit" angesetzt

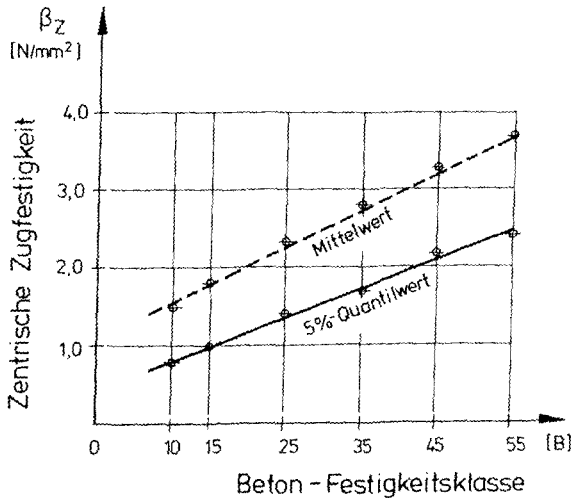


Bild 19:
Zentrische Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse
(nach Weigler/Karl; Beton; Quelle: Rüschi).

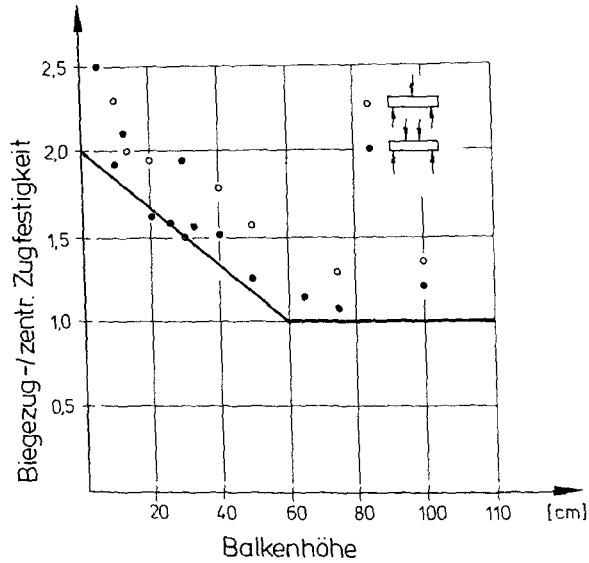


Bild 20:

Vorschlag zur Berücksichtigung der scheinbaren Erhöhung der Biegezugfestigkeit gegenüber der zentrischen Zugfestigkeit bei Bauteilhöhen < 60 cm (nach Heft 260 DAfStb, Bild A 44).

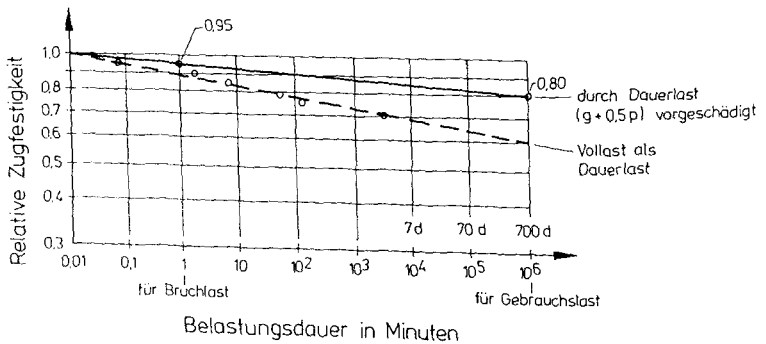


Bild 21:

Vorschlag zur Berücksichtigung des Abfalls der Zugfestigkeit des Betons infolge Vorschädigung durch Dauerlast (nach Weigler/Karl: Beton, Bild 7.5-5).

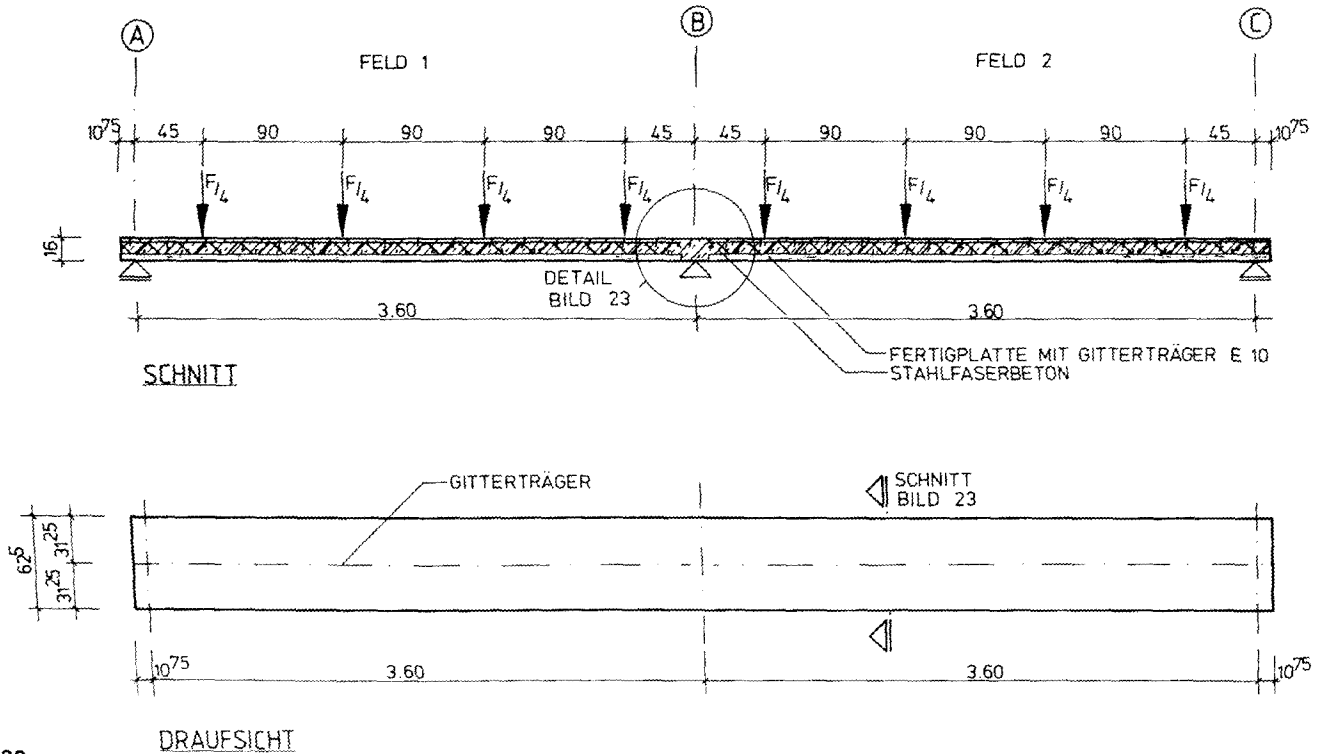


Bild 22:
Längsschnitt und Draufsicht der Versuchskörper VK/A1 und VK/A2 zum Nachweis der Gebrauchs- und Tragfähigkeit

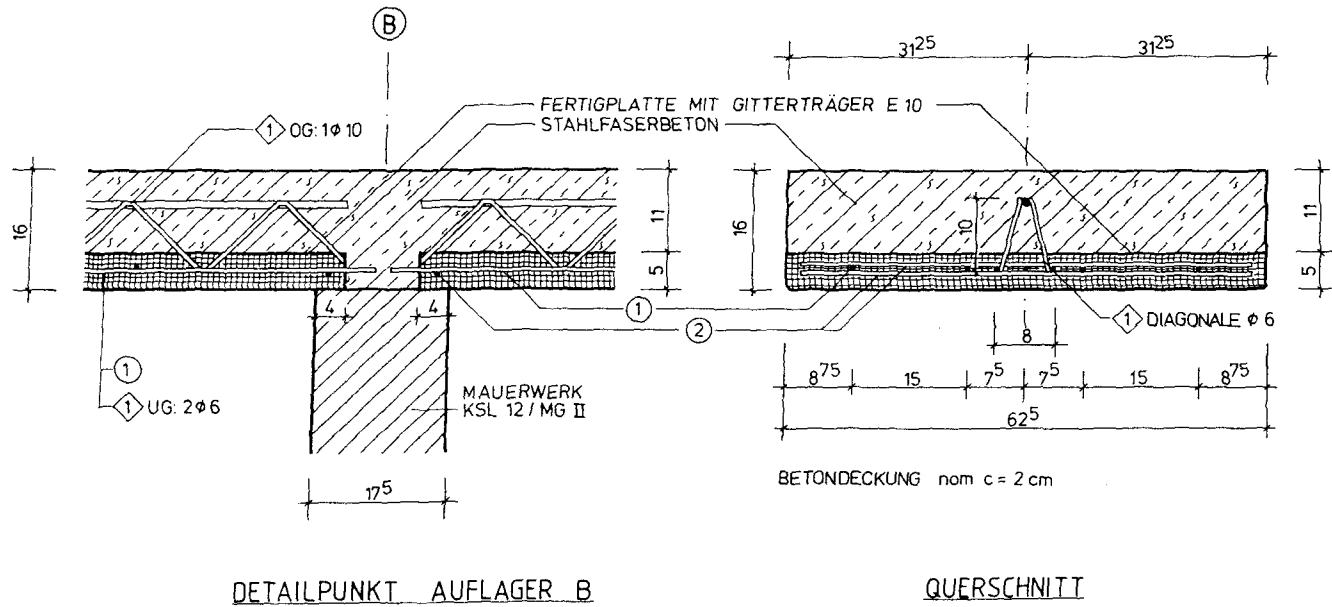


Bild 23:
 Detail Mittelaufleger (Auflager B) und Querschnitt der Versuchskörper VK/A1 und VK/A2.

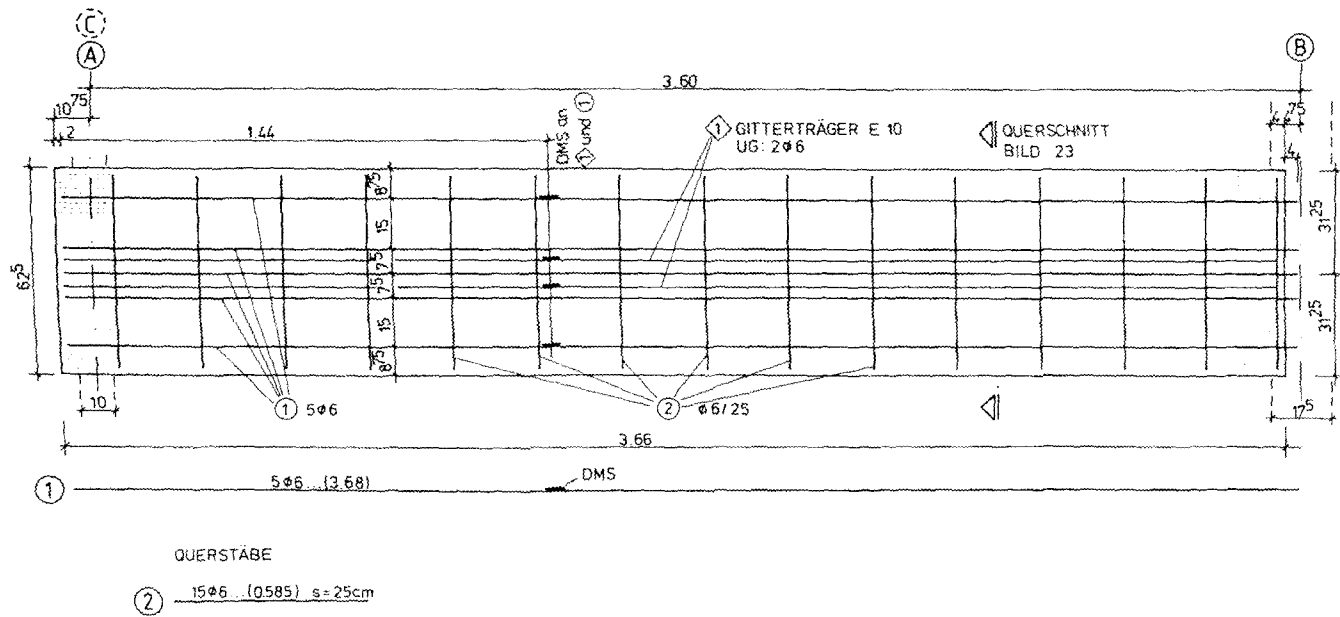


Bild 24:
Bewehrungsplan der Elementplatten der Versuchskörper VK/A1 und VK/A2.

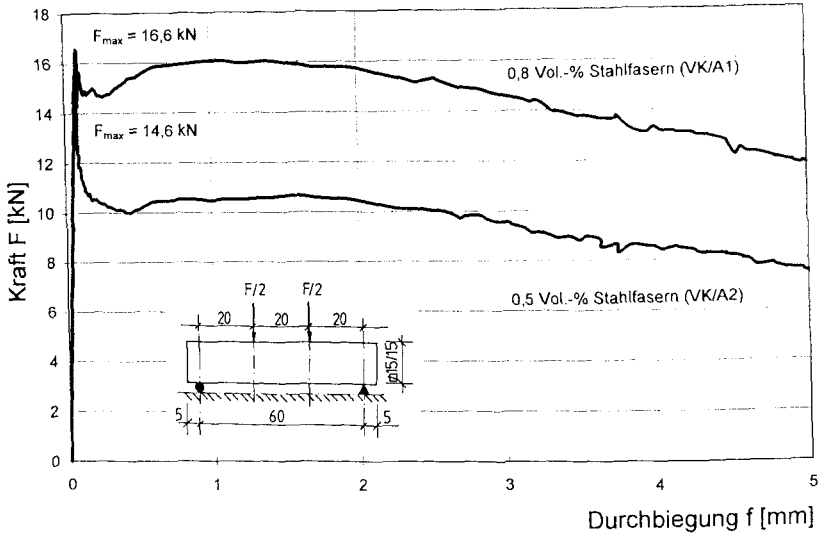


Bild 25:

An Biegebalken aus Stahlfaserbeton ermittelte Kraft-Verformungsbeziehung.
VK/A1 (0,8 Vol.-% Stahlfasern): Nach Aufreißen des Querschnitts wird fast die gesamte Last noch gehalten.
VK/A2 (0,5 Vol.-% Stahlfasern): Nach Aufreißen des Querschnitts fällt die aufnehmbare Last ab.

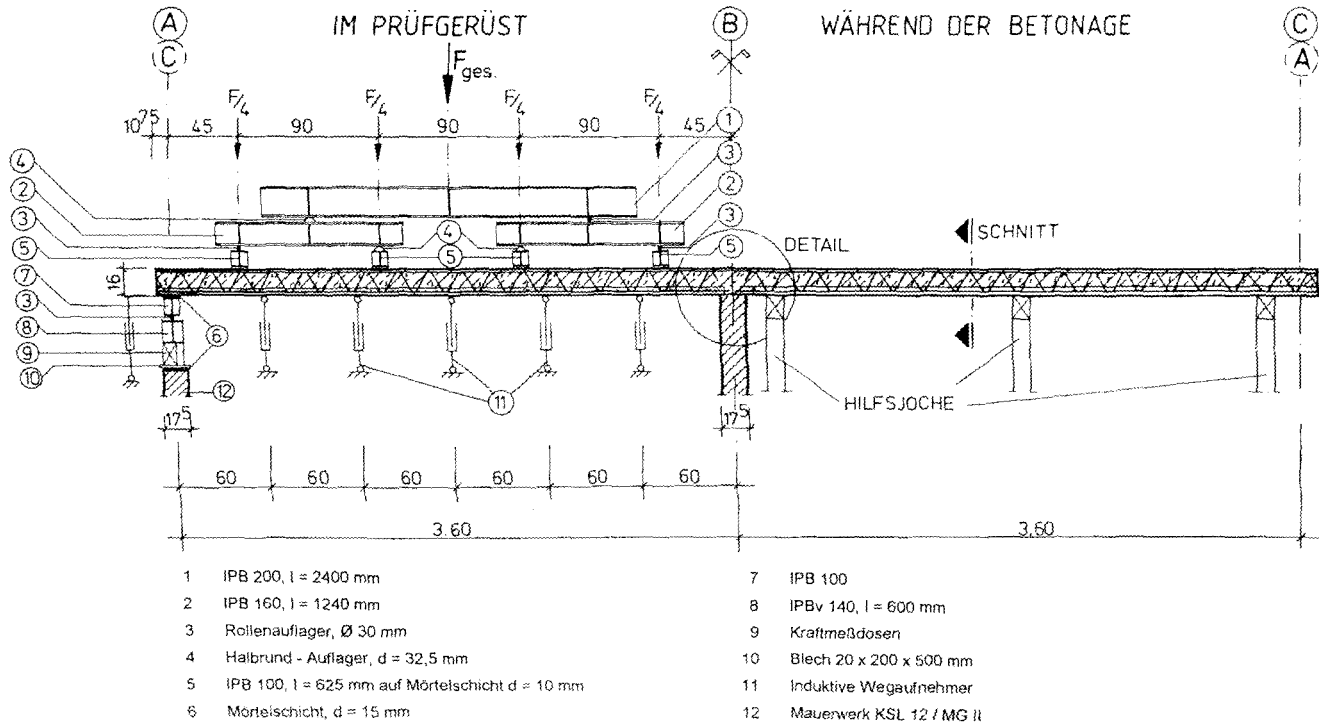


Bild 26:

Versuchsaufbau (Längsschnitt) für die Versuche an den Versuchskörpern VK/A1 und VK/A2 während der Betonage (rechts) und im Prüfgerüst (links)

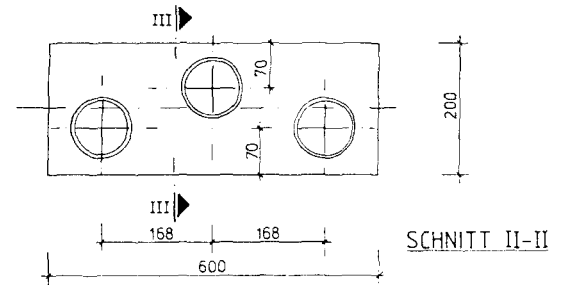
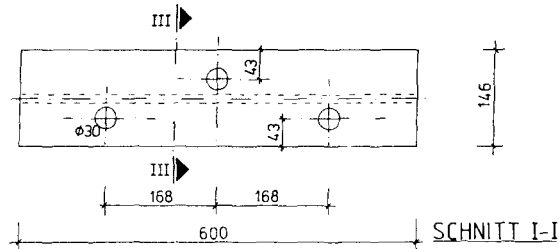
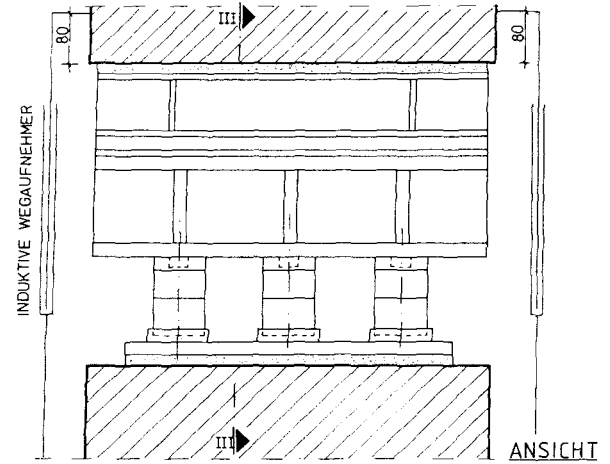
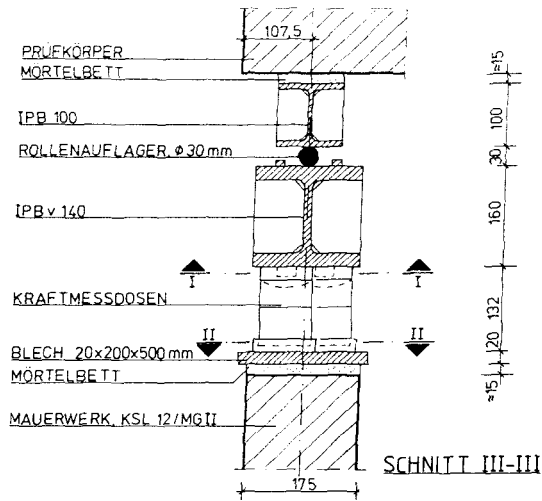
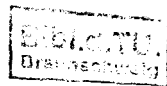


Bild 27:
Versuchsaufbau: Detail Auflager A/C



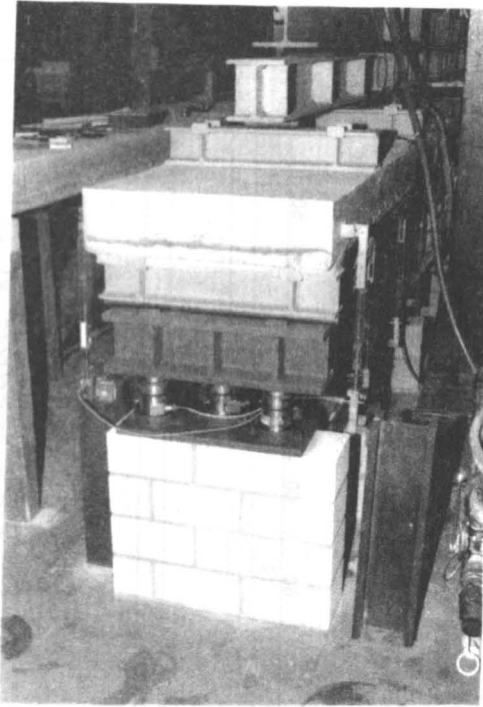


Bild 28:
Versuchskörper im Prüfgerüst.

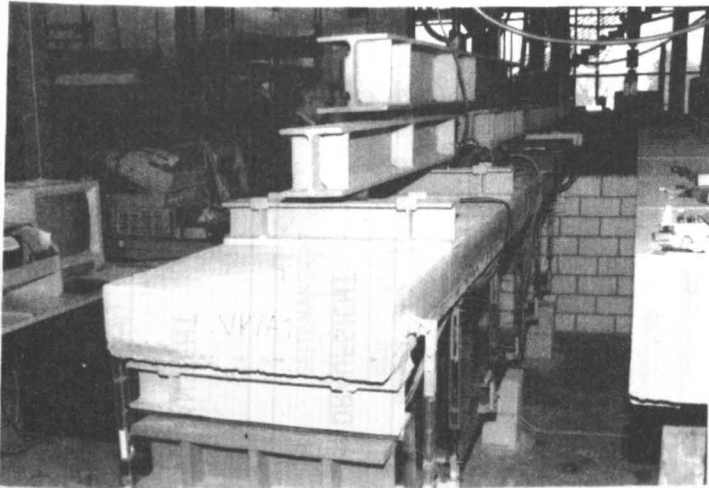
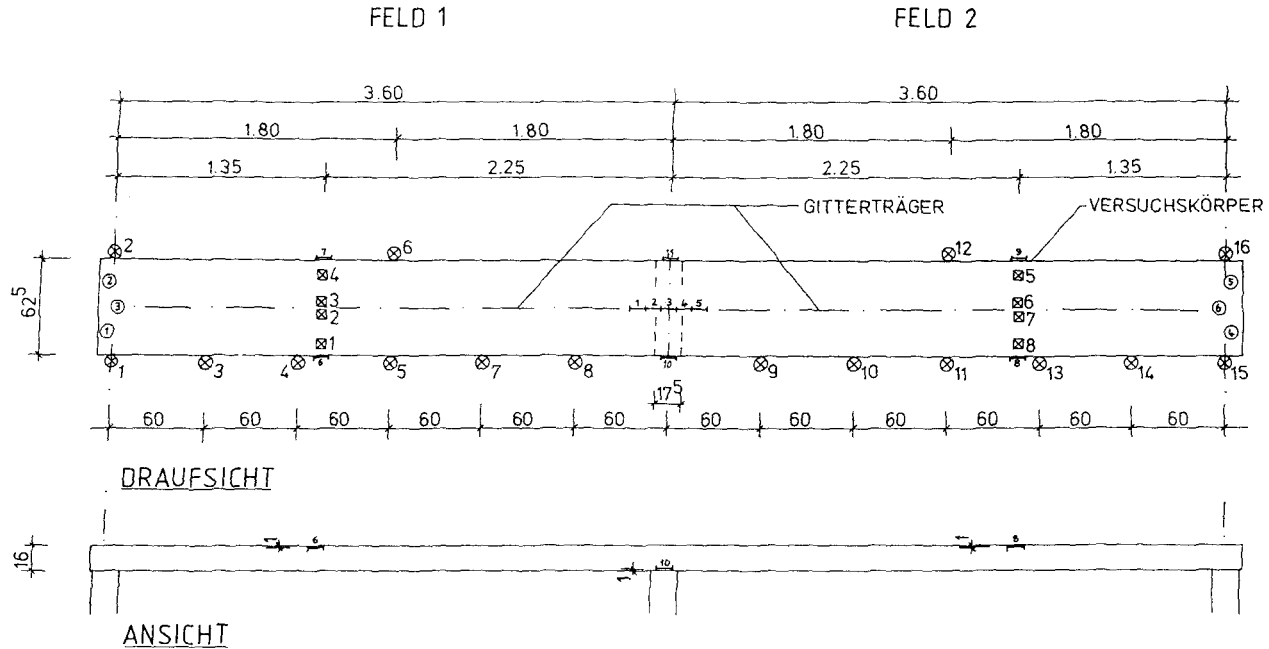


Bild 29:
Versuchskörper im Prüfgerüst.

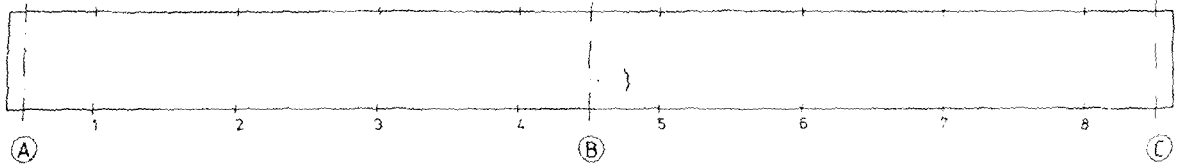


FENSTERSEITE

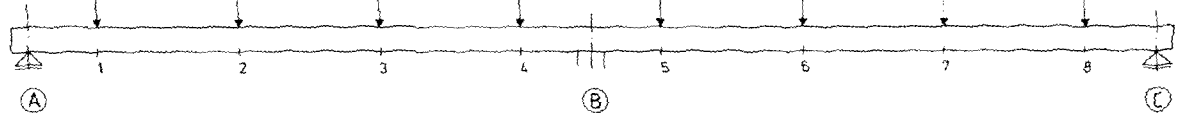
- ⊗ WEGAUFNEHMER W1...W16
- I SETZDEHNUNGSMARKE 10cm SDM 1...SDM 16
- ⊙ KRAFTMESSDOSE K1...K6
- ⊠ DEHNMESSSTREIFEN D1...D8

Bild 30:
Versuchsaufbau: Anordnung der Meßstellen.

DRAUFSICHT



SEITENANSICHT



UNTERSICHT

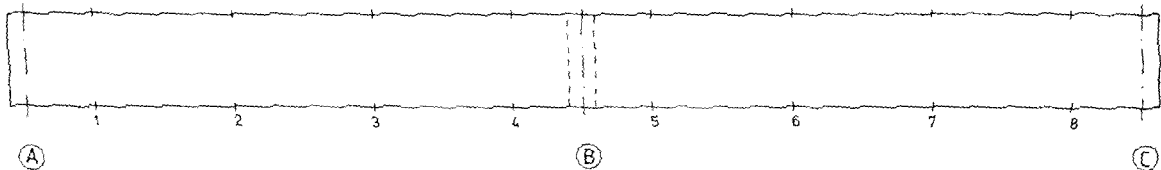


Bild 31:

VK/A1: Rißbild bei $q = 8,82 \text{ kN/m}^2$ (~ Gebrauchslast nach DIN 1045).

0 0,5m 1,0m

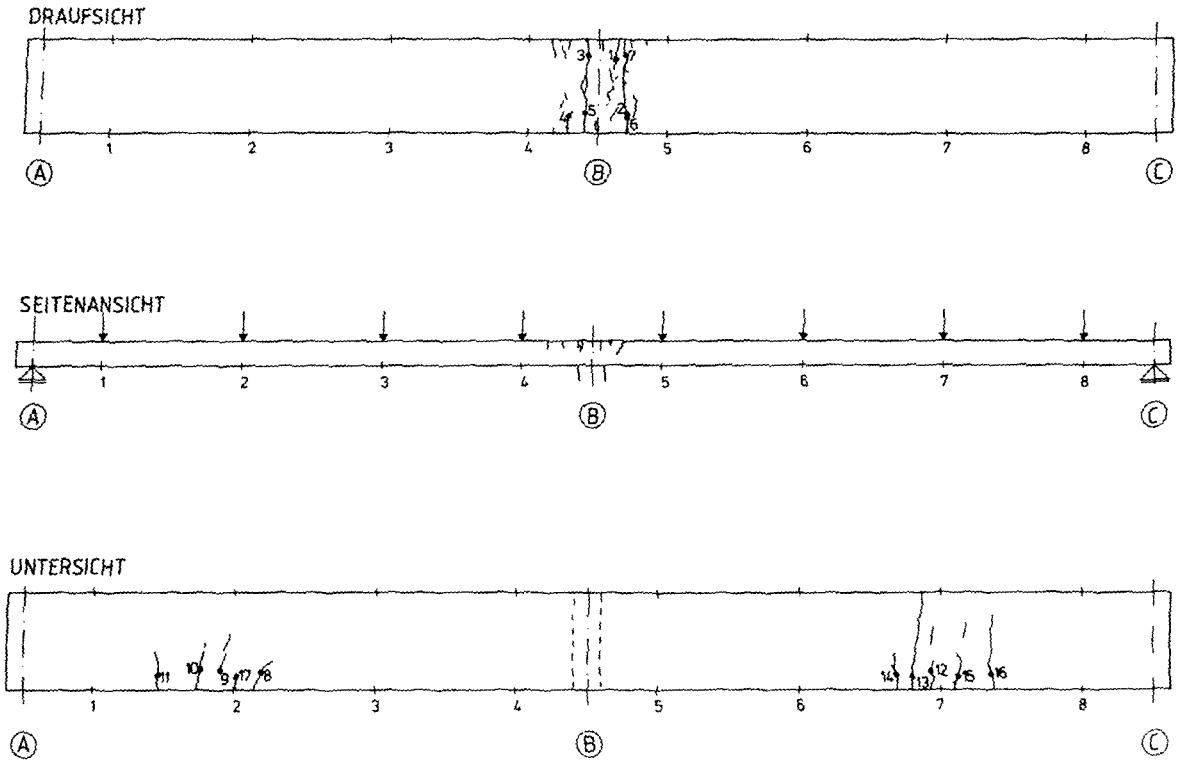


Bild 32:
VK/A1: Rißbild bei $q = 14,15 \text{ kN/m}^2$ (~ rechn. Bruchlast nach DIN 1045).

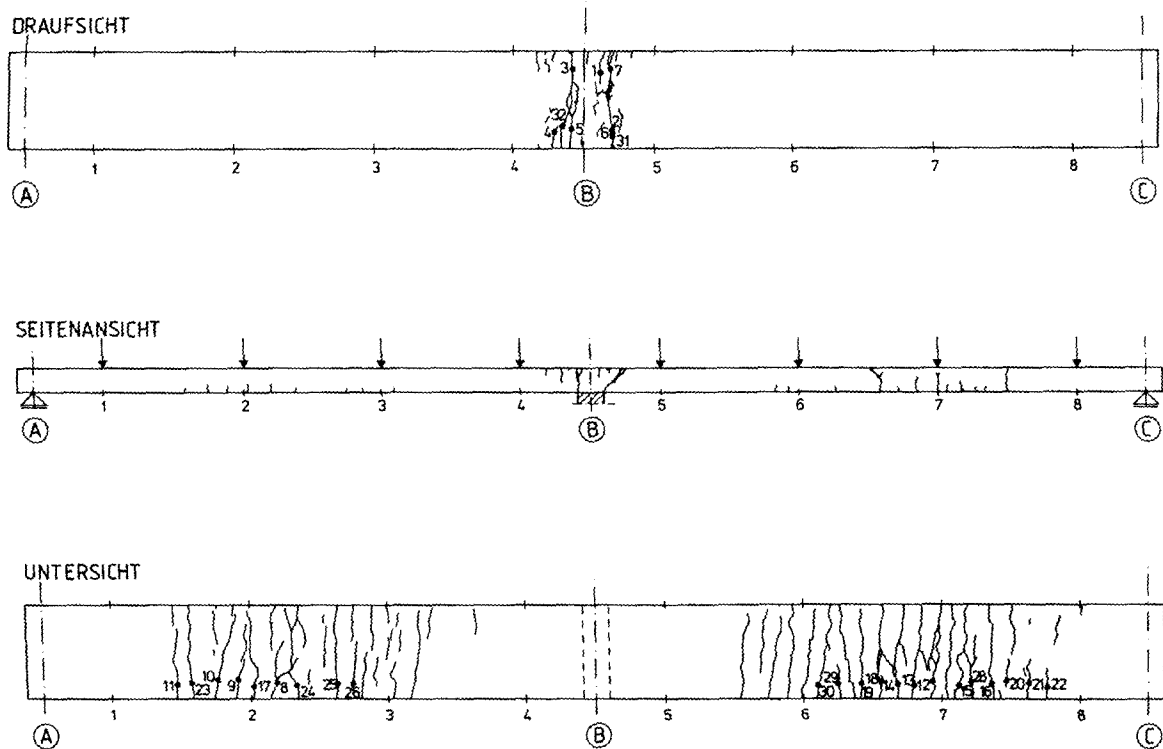


Bild 33:
VK/A1: Rißbild bei $q = 26,59 \text{ kN/m}^2$ (nach Abschluß des Belastungsversuchs).

0 0,5m 1,0m

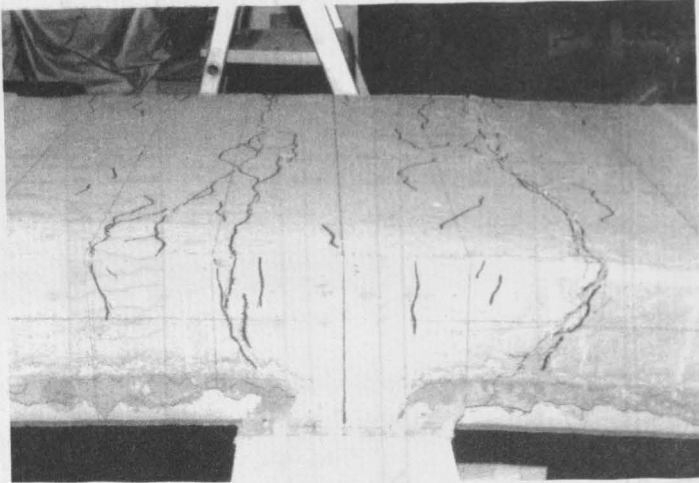


Bild 34:
VK/A1: Abgeschlossenes Rißbild über der Mittelstützung nach Abschluß des Belastungsversuchs. Risse sind nachgezeichnet.

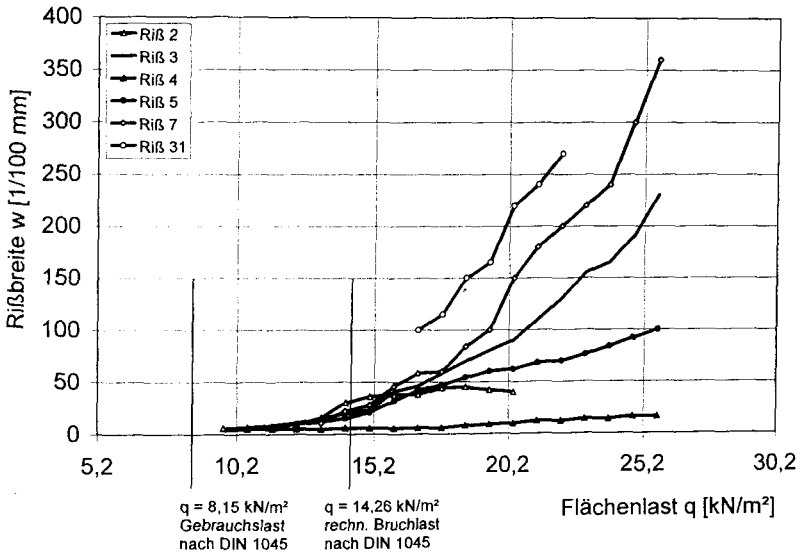


Bild 35:
VK/A1: Größte Breite ausgewählter Risse (über der Mittelstützung) in Abhängigkeit von der Last. Lage der Risse siehe Bild 33.

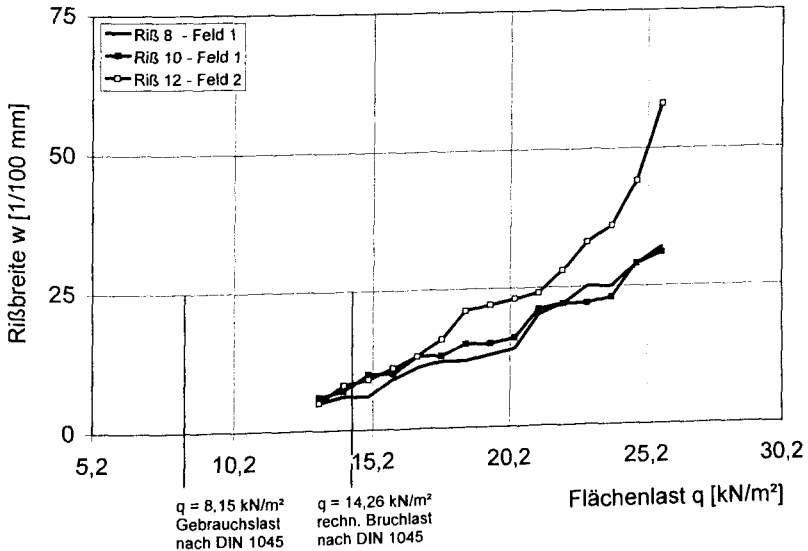


Bild 36:
VK/A1: Größte Breite ausgewählter Risse (im Feld) in Abhängigkeit von der Last. Lage der Risse siehe Bild 33.

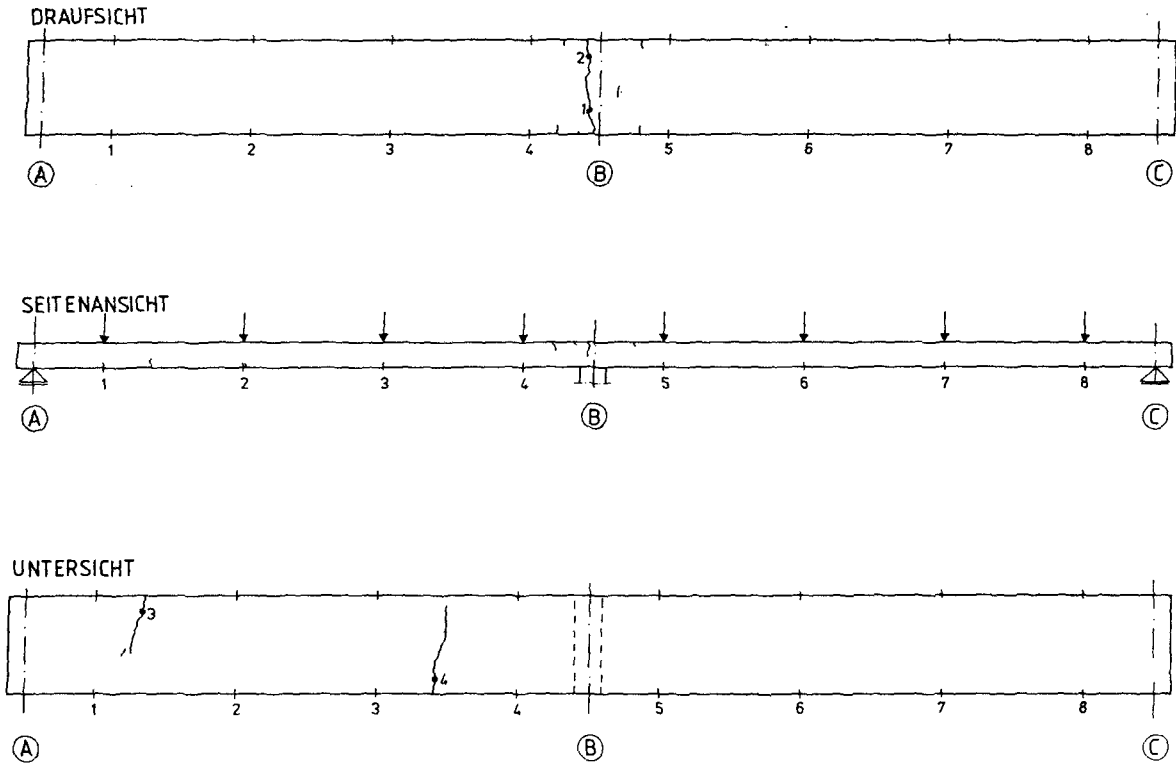
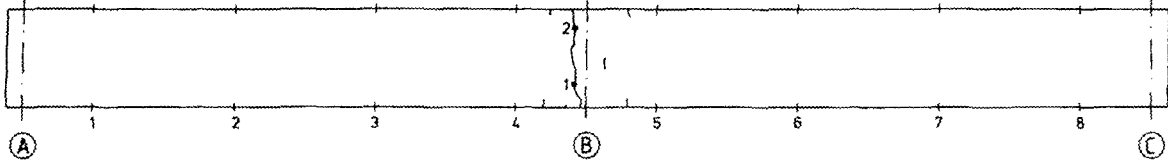
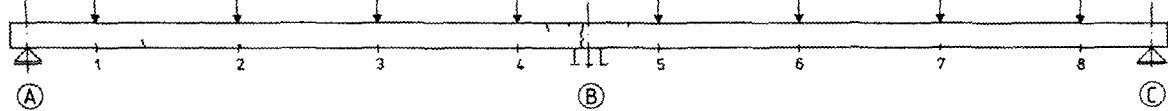


Bild 37:
VK/A2: Rißbild bei $q = 8,82 \text{ kN/m}^2$ (~ Gebrauchslast nach DIN 1045).

DRAUFSICHT



SEITENANSICHT



UNTERSICHT

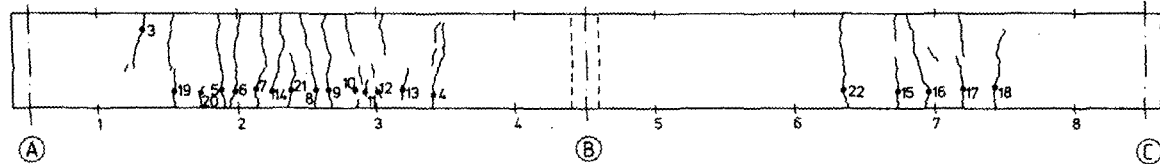
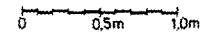
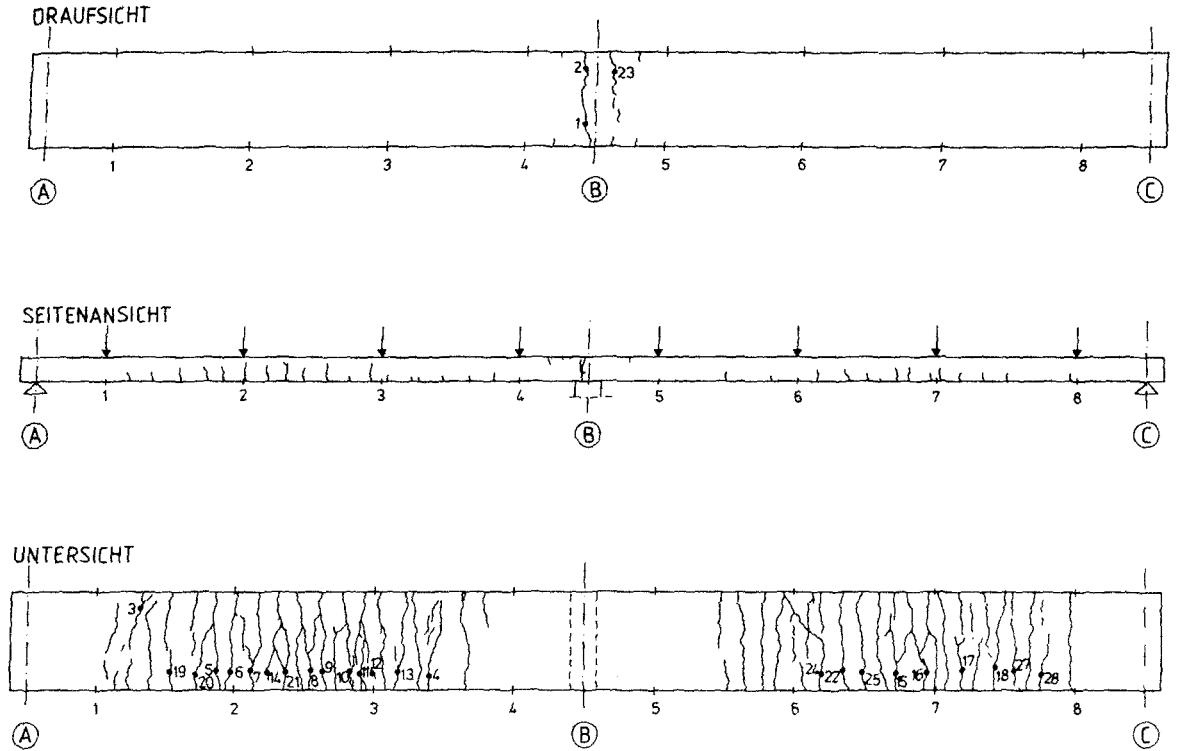


Bild 38:
VK/A2: Rißbild bei $q = 14,15 \text{ kN/m}^2$ (~ rechn. Bruchlast nach DIN 1045).





- 09 -

Bild 39:
VK/A2: Rißbild bei $q = 23,04 \text{ kN/m}^2$ (nach Abschluß des Belastungsversuchs).

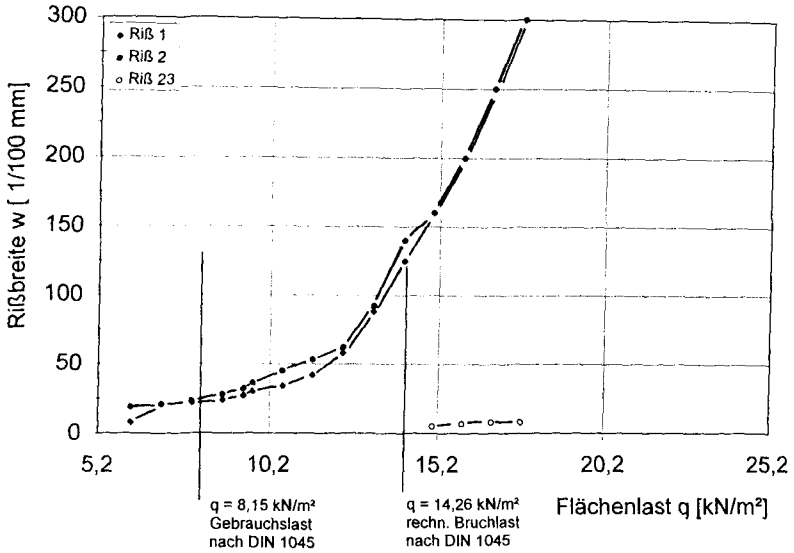


Bild 40:

VK/A2: Größte Breite ausgewählter Risse (über der Mittelstützung) in Abhängigkeit von der Last. Lage der Risse siehe Bild 39.

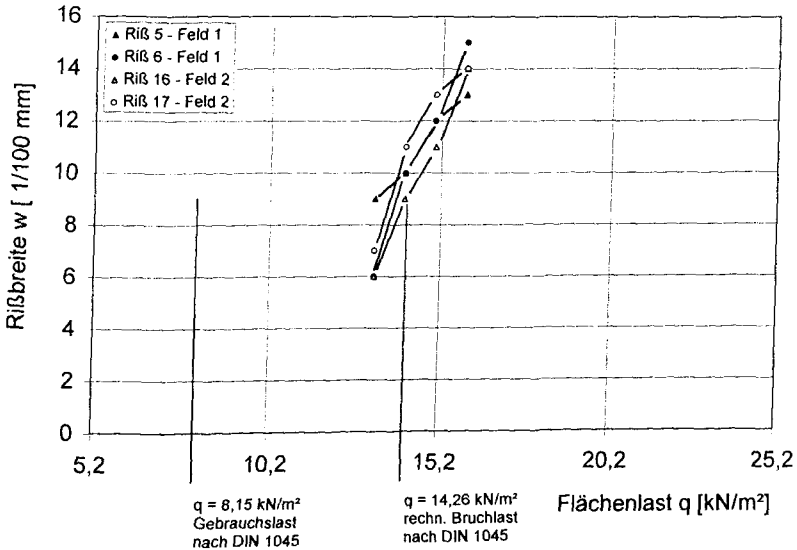


Bild 41:

VK/A2: Größte Breite ausgewählter Risse (im Feld) in Abhängigkeit von der Last. Lage der Risse siehe Bild 39.

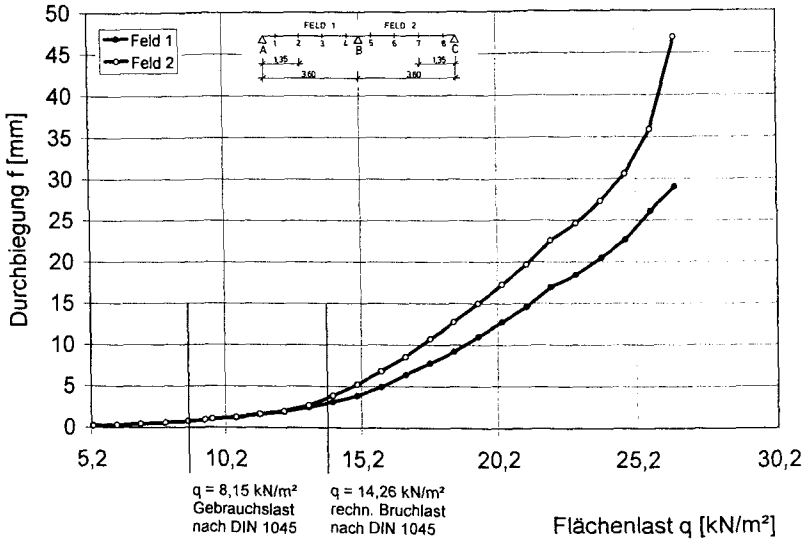


Bild 42:

VKA1: Größte gemessene Durchbiegung im Feld 1 (Meßstelle W 6) und Feld 2 (Meßstelle W 11). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

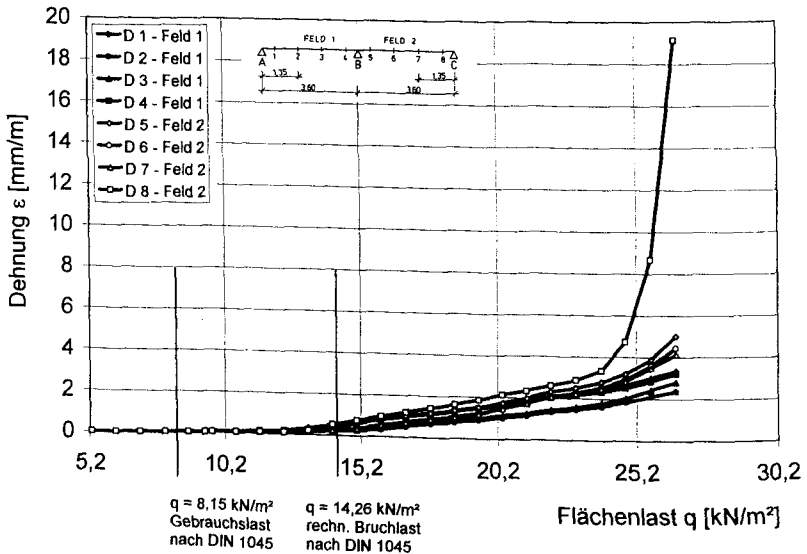


Bild 43:

VKA1: Dehnungen der Feldbewehrung unter den Traversen 2 (D 1 bis D 4) und 7 (D 5 bis D 8). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

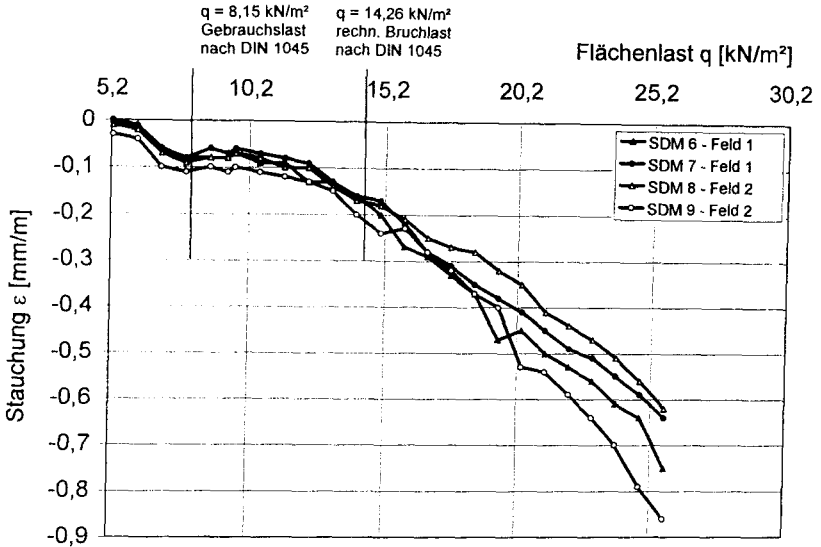


Bild 44:

VK/A1: Stauchungen am oberen Betonrand unter den Traversen 2 (SDM 6 und SDM 7) und 7 (SDM 8 und SDM 9). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

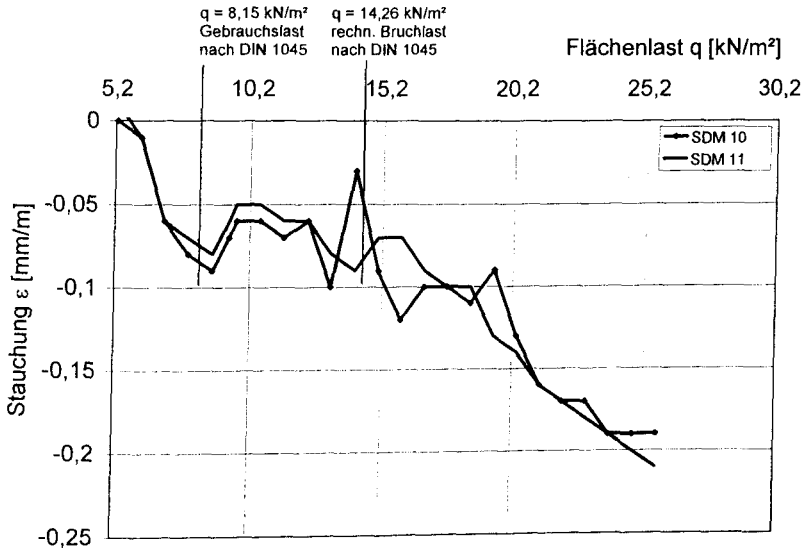


Bild 45:

VK/A1: Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Mittelunterstützung (SDM 10 und SDM 11). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

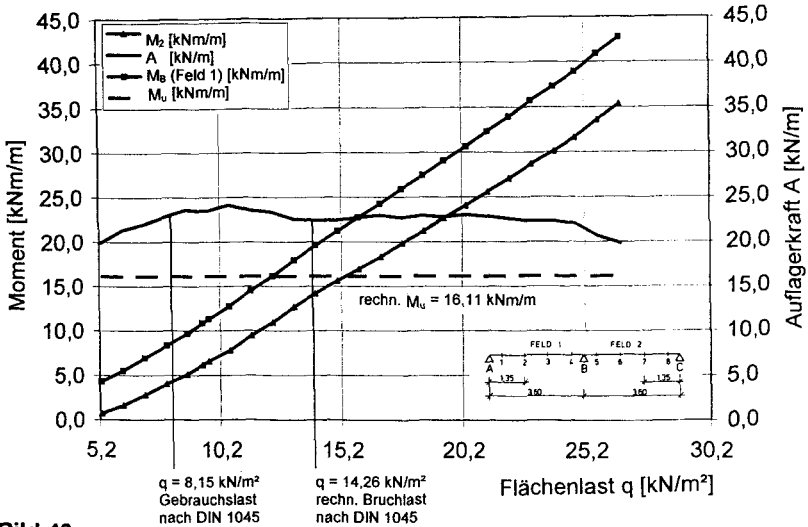


Bild 46:

Aus den gemessenen Auflagerkräften (Auflager A) und den Belastungen des Versuchskörpers VK/A1 gerechnetes Feldmoment M_2 (Feld 1, unter der Traverse Nr. 2) und gerechnetes Stützmoment M_B . Angegeben ist auch das Bruchmoment M_u , gerechnet gem. in der Anlage dargestelltem Ansatz für Stahlfaserbeton B 35, "Kurzzeitfestigkeit".

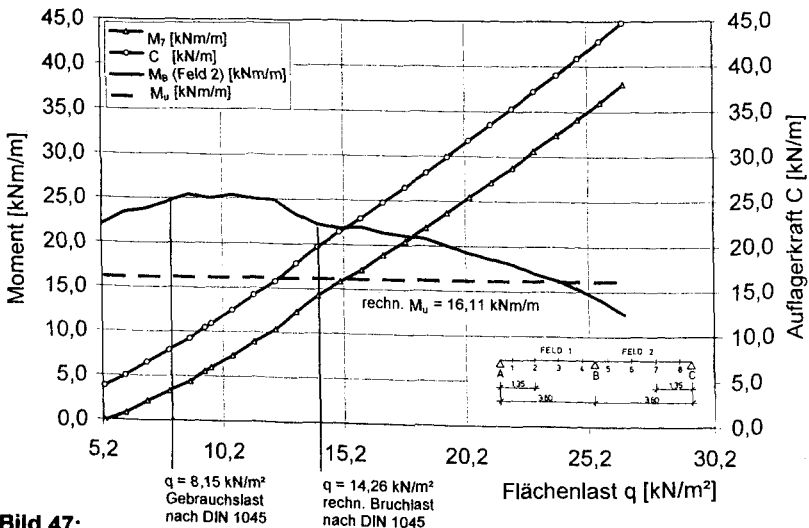


Bild 47:

Aus den gemessenen Auflagerkräften (Auflager C) und den Belastungen des Versuchskörpers VK/A1 gerechnetes Feldmoment M_7 (Feld 2, unter der Traverse Nr. 7) und gerechnetes Stützmoment M_B . Angegeben ist auch das Bruchmoment M_u , gerechnet gem. in der Anlage dargestelltem Ansatz für Stahlfaserbeton B 35, "Kurzzeitfestigkeit".

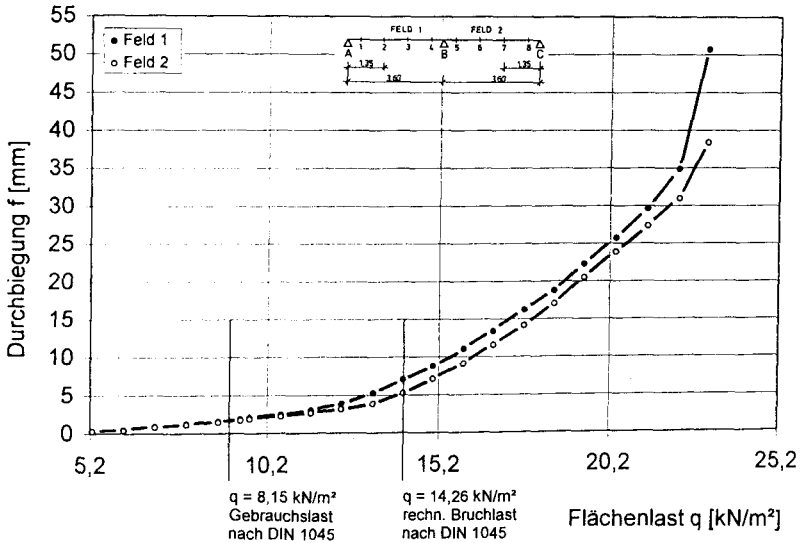


Bild 48:
VK/A2: Größte gemessene Durchbiegung im Feld 1 (Meßstelle W 6) und Feld 2 (Meßstelle W 11). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

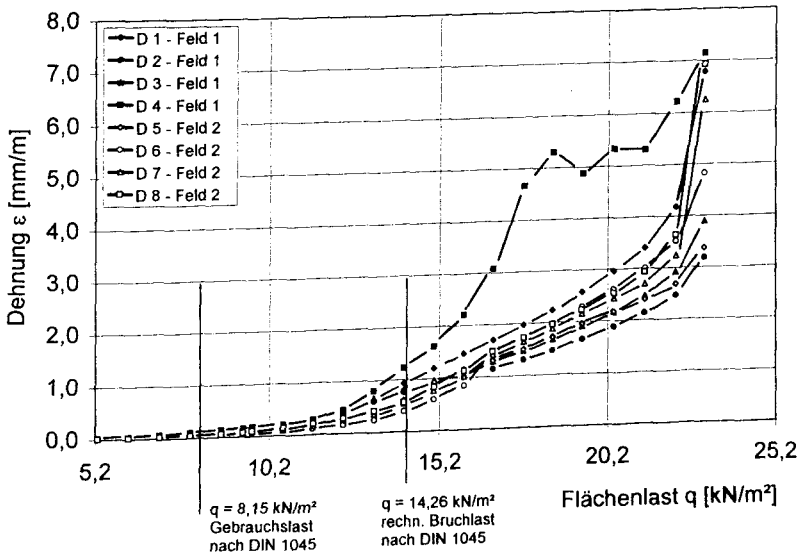


Bild 49:
VK/A2: Dehnungen der Feldbewehrung unter den Traversen 2 (D 1 bis D 4) und 7 (D 5 bis D 8). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

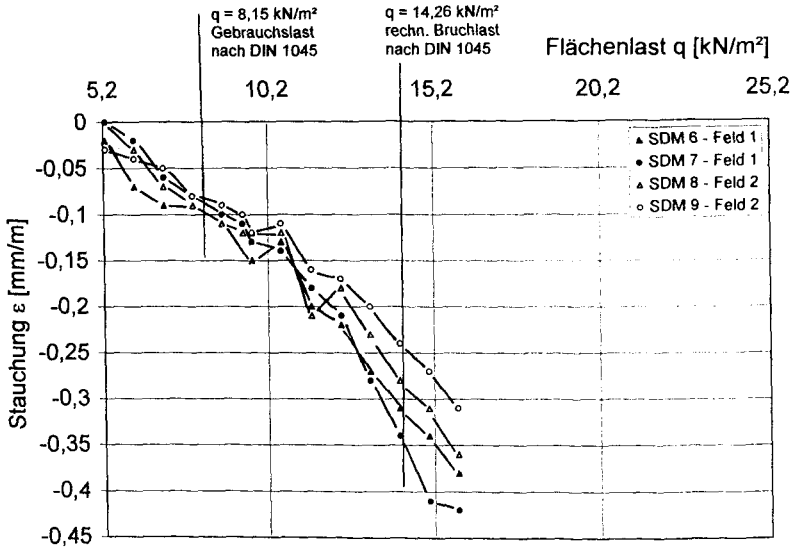


Bild 50:

VK/A2: Stauchungen am oberen Betonrand unter den Traversen 2 (SDM 6 und SDM 7) und 7 (SDM 8 und SDM 9). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

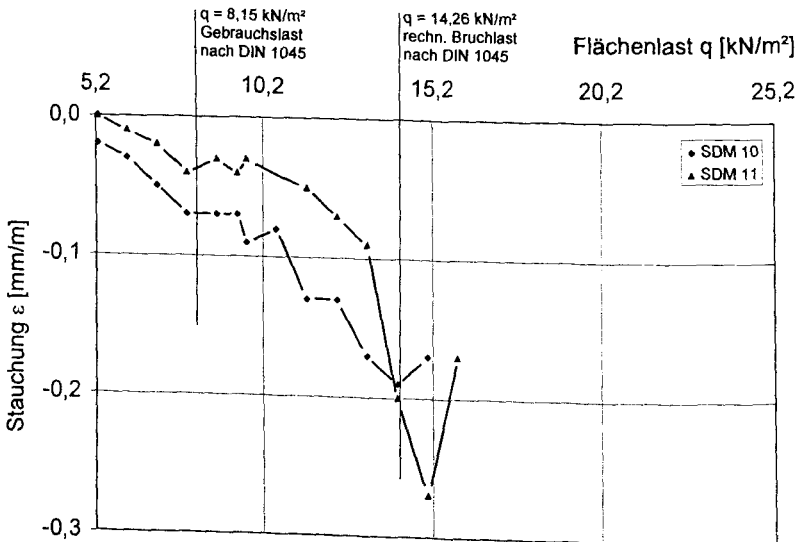


Bild 51:

VK/A2: Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Mittelunterstützung (SDM 10 und SDM 11). Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

VK/A1 0,8-Vol-%	Würfel - Druckfestigkeit β_{w150} [N/mm ²]		Zylinder - Zugfestigkeit β_z [N/mm ²]		Balken - Biegezugfestigkeit β_{bz} [N/mm ²]		äqu. Biegezugfestigkeit äqu. β_{bz} [N/mm ²]	
	28	42 (VD)	28	42 (VD)	28	42 (VD)	28	42 (VD)
Alter [d]	28,4	38,7	2,0	2,2	2,9	3,5	2,7	3,7
Lagerung unter Versuchskörper- Bedingung	30,9	40,2	2,2	2,2	2,9	3,3	2,7	4,0
Mittelwert	37,7	37,7	2,0	2,3	3,6	3,2	4,3	3,3
Lagerung nach DIN 1048	32,3	38,9	2,1	2,2	3,1	3,3	3,2	3,7
Mittelwert	39,7	44,6	2,3	2,1	4,2	4,0	3,6	3,5
	40,5	45,2	2,2	2,2	4,0	4,1	3,3	3,9
	42,3	43,3	2,1	2,0	3,7	3,9	2,6	3,5
Mittelwert	40,8	44,4	2,2	2,1	4,0	4,0	3,2	3,6

(VD) Tag der Versuchsdurchführung

- 67 -

VK/A2 0,5-Vol-%	Würfel - Druckfestigkeit β_{w150} [N/mm ²]		Zylinder - Zugfestigkeit β_z [N/mm ²]		Balken - Biegezugfestigkeit β_{bz} [N/mm ²]		äqu. Biegezugfestigkeit äqu. β_{bz} [N/mm ²]	
	28	35 (VD)	28	35 (VD)	28	35 (VD)	28	35 (VD)
Alter [d]	30,4	31,8	2,1	1,9	2,6	3,2	1,8	3,2
Lagerung unter Versuchskörper- Bedingung	28,0	32,6	2,2	2,0	3,5	3,0	3,6	2,6
Mittelwert	29,6	32,4	2,2	1,9	2,8	3,3	2,6	3,8
Lagerung nach DIN 1048	31,9	34,4	1,9	1,8	3,3	3,3	2,2	3,5
Mittelwert	33,1	34,7	2,1	2,1	3,3	2,9	1,4	2,4
	33,3	36,9	1,9	2,1	3,7	-	2,6	-
Mittelwert	32,9	35,3	2,0	2,0	3,4	3,1	2,1	3,0

(VD) Tag der Versuchsdurchführung

Tabelle 2 :

Zusammenstellung der an Nebenkörperproben aus Stahlfaserbeton gemessenen Festigkeiten. Äquivalente Biegezugfestigkeit ermittelt nach [8].

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Meßstelle										
			Feld 1										
			Riß 8 [1/100 mm]	Riß 9 [1/100 mm]	Riß 10 [1/100 mm]	Riß 11 [1/100 mm]	Riß 23 [1/100 mm]	Riß 24 [1/100 mm]	Riß 25 [1/100 mm]	Riß 26 [1/100 mm]	Riß 17 [1/100 mm]		
7	10,0	9,70											
8	12,0	10,59											
9	14,0	11,48											
10	16,0	12,37											
11	18,0	13,26	5	3	6	6							
12	20,0	14,15	6	3	7	6							
13	22,0	15,04	6	3	10	7							7
14	24,0	15,93	9	3	10	7	7	4					9
15	26,0	16,82	11	6	13	9	10	6	7	3			11
16	28,0	17,70	12	6	13	9	11	6	7	4			11
17	30,0	18,59	12	7	15	11	12	8	9	4			12
18	32,0	19,48	13		15								
19	34,0	20,37	14		16								
20	36,0	21,26	20		21								
21	38,0	22,15	22		22								
22	40,0	23,04	25		22								
23	42,0	23,93	25		23								
24	44,0	24,82	29		29								
25	46,0	25,70	32		31								
26	48,0	26,59											

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 3:
Gemessene Rißbreiten im Feld 1 des VK/A1. Lage der Risse siehe Bild 33.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Meßstelle Feld 2					
			Riß 12 [1/100 mm]	Riß 13 [1/100 mm]	Riß 14 [1/100 mm]	Riß 15 [1/100 mm]	Riß 16 [1/100 mm]	Riß 18 [1/100 mm]
7	10,0	9,70						
8	12,0	10,59						
9	14,0	11,48						
10	16,0	12,37						
11	18,0	13,26	5	5	3			
12	20,0	14,15	8	6	6	5	7	
13	22,0	15,04	9	6	8	6	7	2
14	24,0	15,93	11	7	13	7	8	2
15	26,0	16,82	13	8	13	10	11	2
16	28,0	17,70	16	9	14	11	11	2
17	30,0	18,59	21	12	16	13	13	2
18	32,0	19,48	22					
19	34,0	20,37	23					
20	36,0	21,26	24					
21	38,0	22,15	28					
22	40,0	23,04	33					
23	42,0	23,93	36					
24	44,0	24,82	44					
25	46,0	25,70	58					
26	48,0	26,59						

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 4:
Gemessene Rißbreiten im Feld 2 des VK/A1. Lage der Risse siehe Bild 33.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m ²]	Meßstelle Feld 2						
			Riß 19 (1/100 mm)	Riß 20 (1/100 mm)	Riß 21 (1/100 mm)	Riß 22 (1/100 mm)	Riß 28 (1/100 mm)	Riß 29 (1/100 mm)	Riß 30 (1/100 mm)
7	10,0	9,70							
8	12,0	10,59							
9	14,0	11,48							
10	16,0	12,37							
11	18,0	13,26							
12	20,0	14,15							
13	22,0	15,04	6						
14	24,0	15,93	7	6	6	3			
15	26,0	16,82	8	8	7	4	11	7	3
16	28,0	17,70	8	10	9	5	14	7	6
17	30,0	18,59	10	10	10	6	14	8	8
18	32,0	19,48							
19	34,0	20,37							
20	36,0	21,26							
21	38,0	22,15							
22	40,0	23,04							
23	42,0	23,93							
24	44,0	24,82							
25	46,0	25,70							
26	48,0	26,59							

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 5:
Gemessene Rißbreiten im Feld 2 des VK/A1. Lage der Risse siehe Bild 33.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m ²]	Meßstelle Stützbereich									
			Riß 1	Riß 2	Riß 3	Riß 4	Riß 5	Riß 6	Riß 7	Riß 31	Riß 32	
			[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]
7	10,0	9,70	6	6	4							
8	12,0	10,59	7	7	5	5						
9	14,0	11,48	9	8	9	5	7					
10	16,0	12,37	9	10	11	5	10					
11	18,0	13,26	11	16	15	5	12	25	11			
12	20,0	14,15	10	30	20	6	15	38	22			
13	22,0	15,04	10	36	23	6	21	44	28			
14	24,0	15,93	10	38	41	6	32	52	46			
15	26,0	16,82	10	38	46	6	42	52	58	100		
16	28,0	17,70	10	44	58	6	47	52	60	115		
17	30,0	18,59	10	45	70	8	54	52	84	150		
18	32,0	19,48	9	42	80	9	60	48	100	165		
19	34,0	20,37	8	40	90	10	62	40	150	220		
20	36,0	21,26	8		110	12	68		180	240		
21	38,0	22,15	8		130	12	70		200	270		
22	40,0	23,04	8		155	14	76		220	310		
23	42,0	23,93	8		165	14	84		240	350		
24	44,0	24,82	8		190	16	92		300	390		
25	46,0	25,70	8		230	16	100		360	430		
26	48,0	26,59										58

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 6:
Gemessene Rißbreiten im Stützbereich des VK/A1. Lage der Risse siehe
Bild 33.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Meßstelle															
			Feld 1								Feld 2							
			W 1 [mm]	W 2 [mm]	W 3 [mm]	W 4 [mm]	W 5 [mm]	W 6 [mm]	W 7 [mm]	W 8 [mm]	W 9 [mm]	W 10 [mm]	W 11 [mm]	W 12 [mm]	W 13 [mm]	W 14 [mm]	W 15 [mm]	W 16 [mm]
1	0,0	5,26	0,023	0,095	0,140	0,209	0,202	0,279	0,146	0,044	0,049	0,026	0,208	0,205	0,215	0,152	0,052	0,029
2	2,0	6,15	0,023	0,101	0,208	0,304	0,298	0,311	0,147	0,081	0,087	0,021	0,323	0,321	0,344	0,222	0,064	0,035
3	4,0	7,04	0,020	0,114	0,276	0,425	0,428	0,430	0,247	0,113	0,127	0,119	0,462	0,454	0,474	0,310	0,071	0,046
4	6,0	7,93	0,024	0,126	0,349	0,553	0,562	0,559	0,381	0,154	0,175	0,222	0,603	0,605	0,612	0,402	0,081	0,055
5	8,0	8,82	0,030	0,136	0,443	0,715	0,725	0,735	0,514	0,207	0,231	0,357	0,781	0,777	0,786	0,505	0,091	0,065
6	9,4	9,44	0,020	0,154	0,535	0,873	0,884	0,903	0,588	0,257	0,278	0,473	0,939	0,949	0,934	0,611	0,086	0,064
7	10,0	9,70	0,037	0,154	0,599	0,960	0,962	0,999	0,656	0,298	0,320	0,555	1,040	1,053	1,039	0,664	0,106	0,075
8	12,0	10,59	0,054	0,164	0,703	1,153	1,177	1,200	0,847	0,367	0,392	0,736	1,288	1,296	1,272	0,800	0,114	0,085
9	14,0	11,48	0,059	0,175	0,890	1,480	1,524	1,571	1,111	0,507	0,533	1,017	1,645	1,658	1,613	1,008	0,130	0,095
10	16,0	12,37	0,056	0,184	1,085	1,811	1,874	1,914	1,385	0,633	0,667	1,294	2,010	2,028	1,960	1,221	0,138	0,103
11	18,0	13,26	0,066	0,197	1,373	2,304	2,407	2,463	1,861	0,859	0,900	1,811	2,694	2,722	2,609	1,596	0,157	0,117
12	20,0	14,15	0,073	0,214	1,717	2,907	3,044	3,099	2,303	1,110	1,267	2,657	3,870	3,923	3,798	2,259	0,185	0,127
13	22,0	15,04	0,076	0,223	2,127	3,651	3,786	3,872	2,904	1,374	1,681	3,603	5,227	5,292	5,175	3,009	0,216	0,135
14	24,0	15,93	0,076	0,235	2,701	4,675	4,826	4,915	3,654	1,729	2,160	4,696	6,801	6,851	6,718	3,892	0,243	0,147
15	26,0	16,82	0,059	0,254	3,577	6,232	6,307	6,413	4,672	2,205	2,689	5,911	8,555	8,641	8,398	4,865	0,268	0,159
16	28,0	17,70	0,057	0,283	4,319	7,541	7,643	7,783	5,591	2,664	3,370	7,461	10,702	10,818	10,461	6,061	0,301	0,175
17	30,0	18,59	0,056	0,293	4,997	8,748	8,941	9,172	6,606	3,114	4,056	9,024	12,762	12,908	12,295	7,108	0,335	0,198
18	32,0	19,48	0,017	0,311	5,928	10,357	10,685	10,979	7,891	3,679	4,802	10,733	15,026	15,132	14,372	8,299	0,331	0,194
19	34,0	20,37	0,042	0,314	6,916	12,013	12,429	12,808	9,210	4,315	5,615	12,558	17,309	17,413	16,438	9,455	0,384	0,217
20	36,0	21,26	0,039	0,314	7,811	13,566	14,149	14,584	10,489	4,902	6,465	14,455	19,671	19,731	18,553	10,649	0,425	0,233
21	38,0	22,15	0,029	0,346	9,038	15,658	16,445	16,954	12,275	5,713	7,494	16,708	22,572	22,560	21,210	12,179	0,471	0,251
22	40,0	23,04	0,017	0,353	9,823	16,973	17,872	18,416	13,382	6,224	8,239	18,322	24,604	24,525	23,048	13,241	0,508	0,258
23	42,0	23,93	0,000	0,361	10,965	18,852	19,906	20,506	14,995	6,977	9,251	20,486	27,309	27,144	25,476	14,623	0,542	0,267
24	44,0	24,82	-0,015	0,364	12,064	20,737	21,980	22,619	16,631	7,746	10,428	23,061	30,570	30,294	28,411	16,269	0,584	0,281
25	46,0	25,70	-0,027	0,377	13,818	23,758	25,371	26,111	19,365	9,042	12,295	27,065	35,908	35,467	33,182	18,837	0,643	0,303
26	48,0	26,59	-0,027	0,374	15,328	26,332	28,184	29,017	21,669	10,114	15,741	34,598	46,842	46,138	42,727	23,711	0,723	0,321

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 7:
Gemessene Durchsenkungen des VK/A1. Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Meßstelle							
			Feld 1			Feld 2				
			D 1 [mm/m]	D 2 [mm/m]	D 3 [mm/m]	D 4 [mm/m]	D 5 [mm/m]	D 6 [mm/m]	D 7 [mm/m]	D 8 [mm/m]
1	0,0	5,26	0,016	0,012	0,015	0,015	0,012	0,012	0,011	0,012
2	2,0	6,15	0,024	0,018	0,021	0,022	0,022	0,021	0,020	0,022
3	4,0	7,04	0,034	0,026	0,032	0,032	0,029	0,029	0,029	0,030
4	6,0	7,93	0,047	0,033	0,043	0,043	0,038	0,037	0,036	0,039
5	8,0	8,82	0,063	0,042	0,056	0,055	0,049	0,046	0,044	0,049
6	9,4	9,44	0,080	0,051	0,069	0,064	0,052	0,047	0,045	0,052
7	10,0	9,70	0,091	0,058	0,078	0,073	0,063	0,055	0,053	0,062
8	12,0	10,59	0,113	0,074	0,097	0,096	0,077	0,068	0,067	0,080
9	14,0	11,48	0,148	0,097	0,123	0,143	0,107	0,081	0,081	0,104
10	16,0	12,37	0,185	0,122	0,148	0,186	0,191	0,098	0,098	0,122
11	18,0	13,26	0,278	0,162	0,185	0,254	0,321	0,144	0,144	0,199
12	20,0	14,15	0,386	0,210	0,234	0,352	0,518	0,234	0,238	0,529
13	22,0	15,04	0,674	0,259	0,302	0,606	0,707	0,348	0,345	0,749
14	24,0	15,93	0,901	0,336	0,409	0,826	0,869	0,543	0,545	0,972
15	26,0	16,82	1,004	0,513	0,622	0,980	1,019	0,726	0,718	1,199
16	28,0	17,70	1,168	0,673	0,773	1,141	1,178	0,901	0,885	1,428
17	30,0	18,59	1,317	0,772	0,871	1,296	1,325	1,041	1,028	1,629
18	32,0	19,48	1,509	0,895	0,995	1,468	1,520	1,213	1,200	1,862
19	34,0	20,37	1,692	1,021	1,128	1,628	1,752	1,490	1,470	2,141
20	36,0	21,26	1,859	1,142	1,249	1,783	1,987	1,722	1,728	2,341
21	38,0	22,15	2,097	1,342	1,438	2,010	2,306	2,062	2,064	2,610
22	40,0	23,04	2,249	1,458	1,568	2,158	2,496	2,258	2,246	2,873
23	42,0	23,93	2,454	1,626	1,774	2,327	2,791	2,527	2,496	3,353
24	44,0	24,82	2,664	1,840	2,034	2,519	3,195	2,921	2,851	4,729
25	46,0	25,70	3,015	2,122	2,436	2,851	3,892	3,598	3,476	8,675
26	48,0	26,59	3,351	2,371	2,814	3,214	5,012	4,450	4,136	19,143

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 8:
VK/A1: Dehnungen der Feldbewehrung. Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m ²]	Meßstelle										
			Stützbereich (oben)					Feld 1		Feld 2		Stützbereich (unten)	
			SDM 1 [mm/m]	SDM 2 [mm/m]	SDM 3 [mm/m]	SDM 4 [mm/m]	SDM 5 [mm/m]	SDM 6 [mm/m]	SDM 7 [mm/m]	SDM 8 [mm/m]	SDM 9 [mm/m]	SDM 10 [mm/m]	SDM 11 [mm/m]
1	0,0	5,26	0,04	0,04	0,03	0,01	0,06	0,00	0,00	-0,01	-0,03	0,00	0,01
2	2,0	6,15	0,04	0,06	0,05	0,04	0,08	-0,02	-0,01	-0,02	-0,04	-0,01	-0,01
3	4,0	7,04	0,00	0,02	0,02	0,01	0,05	-0,07	-0,06	-0,07	-0,10	-0,06	-0,06
4	6,0	7,93	0,03	0,07	0,05	0,05	0,08	-0,08	-0,08	-0,09	-0,11	-0,08	-0,07
5	8,0	8,82	0,08	0,20	0,11	0,13	0,17	-0,08	-0,06	-0,08	-0,10	-0,09	-0,08
6	9,4	9,44	0,10	0,26	0,12	0,17	0,23	-0,08	-0,07	-0,08	-0,11	-0,07	-0,06
7	10,0	9,70	0,12	0,30	0,14	0,20	0,29	-0,07	-0,06	-0,07	-0,10	-0,06	-0,05
8	12,0	10,59	0,13	0,47	0,13	0,27	0,45	-0,09	-0,07	-0,08	-0,11	-0,06	-0,05
9	14,0	11,48	0,14	1,08	0,10	0,34	0,66	-0,09	-0,08	-0,10	-0,12	-0,07	-0,06
10	16,0	12,37	0,15	1,59	0,09	0,39	0,98	-0,13	-0,09	-0,10	-0,13	-0,06	-0,06
11	18,0	13,26	0,15	2,90	0,08	0,39	2,34	-0,12	-0,11	-0,12	-0,15	-0,07	-0,06
12	20,0	14,15	0,15	2,29	0,07	0,37	3,78	-0,15	-0,14	-0,17	-0,24	-0,02	-0,07
13	22,0	15,04	0,17	3,12	0,08	0,39	5,11	-0,20	-0,17	-0,19	-0,27	-0,09	-0,06
14	24,0	15,93	0,18	4,10	0,08	0,39	6,81	-0,27	-0,22	-0,22	-0,26	-0,12	-0,06
15	26,0	16,82	0,18	5,12	0,07	0,38	8,80	-0,29	-0,28	-0,26	-0,31	-0,10	-0,08
16	28,0	17,70	0,19	6,16	0,07	0,39		-0,33	-0,31	-0,28	-0,35	-0,10	-0,09
17	30,0	18,59	0,22	7,32	0,06	0,37		-0,37	-0,35	-0,29	-0,40	-0,11	-0,09
18	32,0	19,48	0,26	8,62	0,05	0,36		-0,47	-0,38	-0,33	-0,43	-0,09	-0,12
19	34,0	20,37	0,26		0,02	0,34		-0,45	-0,41	-0,36	-0,56	-0,13	-0,13
20	36,0	21,26	0,29		0,01	0,32		-0,50	-0,45	-0,42	-0,57	-0,16	-0,15
21	38,0	22,15	0,35		0,00	0,30		-0,53	-0,49	-0,45	-0,62	-0,17	-0,16
22	40,0	23,04	0,41		0,00	0,30		-0,56	-0,51	-0,48	-0,67	-0,17	-0,17
23	42,0	23,93	0,44		-0,01	0,28		-0,61	-0,55	-0,52	-0,73	-0,19	-0,18
24	44,0	24,82	0,45		0,13	0,26		-0,64	-0,59	-0,57	-0,82	-0,19	-0,19
25	46,0	25,70	0,43		3,45	0,25		-0,75	-0,64	-0,63	-0,89	-0,19	-0,20
26	48,0	26,59						-0,74	-0,68	-0,71			

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 9:
VK/A1: Stauchungen und Dehnungen des Betons. Lage der Meßstellen siehe Bild 30.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m ²]	Einzelwerte der Kraftmeßdosen						Auflagerkraft	
			Auflager A			Auflager C			Auflager	Auflager
			K 1 [kN]	K 2 [kN]	K 3 [kN]	K 4 [kN]	K 5 [kN]	K 6 [kN]	A [kN]	C [kN]
1	0,0	5,26	0,537	0,998	1,715	0,725	0,605	1,586	3,251	2,916
2	2,0	6,15	0,793	1,199	2,014	0,908	0,790	1,985	4,006	3,683
3	4,0	7,04	1,126	1,429	2,335	1,124	1,044	2,444	4,889	4,612
4	6,0	7,93	1,453	1,664	2,656	1,314	1,294	2,891	5,774	5,499
5	8,0	8,82	1,775	1,885	2,947	1,492	1,542	3,299	6,607	6,332
6	9,4	9,44	2,078	2,062	3,186	1,657	1,772	3,653	7,325	7,082
7	10,0	9,70	2,195	2,157	3,273	1,732	1,870	3,794	7,625	7,397
8	12,0	10,59	2,549	2,407	3,565	1,952	2,157	4,233	8,522	8,341
9	14,0	11,48	3,009	2,682	3,927	2,228	2,553	4,628	9,618	9,408
10	16,0	12,37	3,424	2,965	4,264	2,511	2,861	5,051	10,653	10,423
11	18,0	13,26	3,913	3,350	4,521	2,848	3,243	5,601	11,784	11,692
12	20,0	14,15	4,424	3,622	4,769	3,362	3,481	6,036	12,815	12,879
13	22,0	15,04	4,875	3,912	5,021	3,876	3,702	6,372	13,808	13,950
14	24,0	15,93	5,394	4,114	5,246	4,307	3,962	6,650	14,755	14,919
15	26,0	16,82	6,131	4,207	5,383	4,579	4,412	7,045	15,721	16,036
16	28,0	17,70	6,428	4,383	5,963	4,889	4,792	7,417	16,773	17,098
17	30,0	18,59	6,920	4,661	6,138	5,009	5,440	7,694	17,719	18,144
18	32,0	19,48	7,492	4,995	6,252	5,362	5,947	7,949	18,738	19,258
19	34,0	20,37	8,047	5,365	6,301	5,644	6,558	8,217	19,713	20,420
20	36,0	21,26	8,651	5,854	6,245	5,969	7,072	8,495	20,751	21,535
21	38,0	22,15	9,327	6,324	6,132	6,378	7,550	8,691	21,782	22,619
22	40,0	23,04	9,696	6,792	6,359	6,871	7,946	8,993	22,847	23,810
23	42,0	23,93	9,937	7,126	6,800	7,349	8,337	9,271	23,862	24,958
24	44,0	24,82	10,246	7,424	7,210	7,764	8,767	9,565	24,880	26,095
25	46,0	25,70	10,943	7,594	7,591	8,482	9,532	9,286	26,128	27,300
26	48,0	26,59	11,472	7,863	7,933	10,008	11,456	7,109	27,267	28,573

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 10:
VK/A1: Gemessene Auflagerkräfte. Lage der Kraftmeßdosen siehe Bild 30.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Auflagerkräfte				Momente			
			A [kN]	C [kN]	A (**) [kN/m]	C (**) [kN/m]	M ₂ [kNm/m]	M _B (Feld 1) [kNm/m]	M ₇ [kNm/m]	M _B (Feld 2) [kNm/m]
1	0,0	5,26	3,251	2,916	4,293	3,758	0,721	19,906	-0,111	22,062
2	2,0	6,15	4,006	3,683	5,502	4,985	1,633	21,314	0,826	23,402
3	4,0	7,04	4,889	4,612	6,916	6,471	2,821	21,986	2,113	23,812
4	6,0	7,93	5,774	5,499	8,331	7,891	4,011	22,652	3,309	24,461
5	8,0	8,82	6,607	6,332	9,664	9,224	5,091	23,612	4,388	25,424
6	9,4	9,44	7,325	7,082	10,813	10,423	6,139	23,508	5,503	25,137
7	10,0	9,70	7,625	7,397	11,293	10,928	6,570	23,508	5,968	25,050
8	12,0	10,59	8,522	8,341	12,728	12,439	7,788	24,102	7,288	25,370
9	14,0	11,48	9,618	9,408	14,481	14,146	9,434	23,551	8,873	24,983
10	16,0	12,37	10,653	10,423	16,138	15,769	10,951	23,346	10,345	24,899
11	18,0	13,26	11,784	11,692	17,948	17,800	12,675	22,590	12,366	23,349
12	20,0	14,15	12,815	12,879	19,596	19,699	14,179	22,417	14,209	22,274
13	22,0	15,04	13,808	13,950	21,185	21,413	15,606	22,454	15,803	21,863
14	24,0	15,93	14,755	14,919	22,701	22,962	16,932	22,758	17,175	22,045
15	26,0	16,82	15,721	16,036	24,246	24,751	18,297	22,957	18,869	21,367
16	28,0	17,70	16,773	17,098	25,929	26,449	19,850	22,656	20,443	21,011
17	30,0	18,59	17,719	18,144	27,443	28,122	21,174	22,966	21,981	20,749
18	32,0	19,48	18,738	19,258	29,073	29,905	22,654	22,858	23,668	20,090
19	34,0	20,37	19,713	20,420	30,633	31,764	24,040	23,002	25,458	19,158
20	36,0	21,26	20,751	21,535	32,294	33,549	25,562	22,783	27,147	18,492
21	38,0	22,15	21,782	22,619	33,944	35,283	27,070	22,602	28,788	18,010
22	40,0	23,04	22,847	23,810	35,648	37,189	28,649	22,231	30,621	16,909
23	42,0	23,93	23,862	24,958	37,272	39,025	30,122	22,143	32,380	16,060
24	44,0	24,82	24,880	26,095	38,901	40,845	31,602	22,037	34,117	15,267
25	46,0	25,70	26,128	27,300	40,898	42,773	33,577	20,609	36,000	14,086
26	48,0	26,59	27,267	28,573	42,720	44,809	35,317	19,809	38,028	12,517

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

(**) tatsächliche Auflagerkraft = um den Aufbaufeldbau reduzierte Auflagerkraft

Tabelle 11:

VK/A1: Aus den gemessenen Auflagerkräften und den Belastungen des Versuchskörpers VK/A1 gerechnete Feldmomente M₂ (Feld 1, unter der Traverse Nr. 2) bzw. M₇ (Feld 2, unter der Traverse Nr. 7) und Stützmoment M_B.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Meßstelle Feld 1								
			Riß 3 [1/100 mm]	Riß 4 [1/100 mm]	Riß 5 [1/100 mm]	Riß 6 [1/100 mm]	Riß 7 [1/100 mm]	Riß 8 [1/100 mm]	Riß 9 [1/100 mm]	Riß 10 [1/100 mm]	Riß 11 [1/100 mm]
1	0,0	5,26									
2	2,0	6,15									
3	4,0	7,04									
4	6,0	7,93									
5	8,0	8,82									
6	9,4	9,44									
7	10,0	9,70									
8	12,0	10,59	11	11							
9	14,0	11,48	11	11							
10	16,0	12,37	11	11							
11	18,0	13,26	9	12	9	6	8	3	6	4	4
12	20,0	14,15	9	9	10	10	9	5	7	6	4
13	22,0	15,04	9	10	11	12	11	7	9	8	4
14	24,0	15,93	8	10	13	15	13	9	10	11	8
15	26,0	16,82									
16	28,0	17,70									

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 12:

Gemessene Rißbreiten im Feld 1 des VK/A2. Lage der Risse siehe Bild 39.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m ²]	Meßstelle								
			Feld 1						Stützbereich		
			Riß 12 [1/100 mm]	Riß 13 [1/100 mm]	Riß 14 [1/100 mm]	Riß 19 [1/100 mm]	Riß 20 [1/100 mm]	Riß 21 [1/100 mm]	Riß 1 [1/100 mm]	Riß 2 [1/100 mm]	Riß 23 [1/100 mm]
1	0,0	5,26							8	19	
2	2,0	6,15							21	21	
3	4,0	7,04							22	23	
4	6,0	7,93							24	26	
5	8,0	8,82							27	32	
6	9,4	9,44							30	36	
7	10,0	9,70							34	45	
8	12,0	10,59							42	53	
9	14,0	11,48							58	62	
10	16,0	12,37							88	92	
11	18,0	13,26	3	3	5				125	140	
12	20,0	14,15	3	5	5	7	7	9	160	160	5
13	22,0	15,04	3	4	7	12	8	11	200	200	7
14	24,0	15,93	3	4	8	12	10	11	250	250	8
15	26,0	16,82							300	300	8
16	28,0	17,70									

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 13:

Gemessene Rißbreiten im Feld 1 und im Stützbereich des VK/A2. Lage der Risse siehe Bild 39.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m ²]	Meßstelle Feld 2										
			Riß 15	Riß 16	Riß 17	Riß 18	Riß 22	Riß 24	Riß 25	Riß 26	Riß 27	Riß 28	
			[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	[1/100 mm]	
1	0,0	5,26											
2	2,0	6,15											
3	4,0	7,04											
4	6,0	7,93											
5	8,0	8,82											
6	9,4	9,44											
7	10,0	9,70											
8	12,0	10,59											
9	14,0	11,48											
10	16,0	12,37											
11	18,0	13,26	5	6	7	3							
12	20,0	14,15	9	9	11	7	7						
13	22,0	15,04	10	11	13	9	11	5	9	3	4		3
14	24,0	15,93	13	14	14	9	13	8	11	3	5		5
15	26,0	16,82											
16	28,0	17,70											

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Presserlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 14:

Gemessene Rißbreiten im Feld 2 des VK/A2. Lage der Risse siehe Bild 39

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Meßstelle															
			Feld 1								Feld 2							
			W 1 [mm]	W 2 [mm]	W 3 [mm]	W 4 [mm]	W 5 [mm]	W 6 [mm]	W 7 [mm]	W 8 [mm]	W 9 [mm]	W 10 [mm]	W 11 [mm]	W 12 [mm]	W 13 [mm]	W 14 [mm]	W 15 [mm]	W 16 [mm]
1	0,0	5,26	0,111	0,493	0,216	0,316	0,334	0,300	0,231	0,094	0,106	0,271	0,302	0,309	0,294	0,260	0,020	0,038
2	2,0	6,15	0,112	0,494	0,325	0,469	0,511	0,477	0,377	0,179	0,170	0,313	0,459	0,474	0,439	0,350	0,023	0,045
3	4,0	7,04	0,104	0,491	0,519	0,832	0,933	0,878	0,741	0,372	0,353	0,628	0,808	0,834	0,753	0,524	0,023	0,043
4	6,0	7,93	0,128	0,484	0,738	1,199	1,330	1,269	1,080	0,550	0,519	0,913	1,163	1,180	1,055	0,712	0,042	0,062
5	8,0	8,82	0,136	0,488	0,903	1,509	1,647	1,579	1,338	0,679	0,624	1,136	1,441	1,461	1,308	0,860	0,050	0,071
6	9,4	9,44	0,142	0,493	1,067	1,795	1,958	1,881	1,582	0,801	0,739	1,350	1,706	1,724	1,548	0,999	0,059	0,076
7	10,0	9,70	0,146	0,498	1,189	2,021	2,190	2,114	1,775	0,903	0,815	1,497	1,893	1,901	1,713	1,074	0,066	0,080
8	12,0	10,59	0,152	0,501	1,354	2,322	2,522	2,441	2,027	1,020	0,935	1,729	2,185	2,194	1,987	1,211	0,074	-0,064
9	14,0	11,48	0,161	0,505	1,664	2,856	3,080	2,976	2,461	1,236	1,112	2,077	2,634	2,651	2,403	1,447	0,086	-0,054
10	16,0	12,37	0,166	0,507	2,143	3,738	3,934	3,844	3,101	1,539	1,320	2,488	3,158	3,186	2,892	1,767	0,096	-0,047
11	18,0	13,26	0,177	0,500	2,893	5,139	5,367	5,261	4,109	2,020	1,567	3,005	3,840	3,870	3,469	2,138	0,104	-0,040
12	20,0	14,15	0,176	0,486	3,833	6,876	7,191	7,003	5,371	2,602	2,038	4,002	5,213	5,243	4,881	2,832	0,088	-0,049
13	22,0	15,04	0,193	0,463	4,758	8,558	8,984	8,794	6,724	3,226	2,673	5,321	7,077	7,115	6,630	3,796	0,114	-0,015
14	24,0	15,93	0,194	0,472	5,931	10,642	11,270	11,048	8,482	4,051	3,366	6,787	9,071	9,092	8,465	4,812	0,122	0,000
15	26,0	16,82	0,192	0,461	7,104	12,740	13,614	13,370	10,328	4,910	4,237	8,618	11,544	11,555	10,817	6,127	0,131	0,011
16	28,0	17,70	0,185	0,455	8,444	15,160	16,422	16,168	12,746	6,047	5,238	10,700	14,121	14,099	13,148	7,444	0,144	0,018
17	29,0	18,15	0,167	0,451	9,719	17,410	18,953	18,729	14,803	7,005	6,387	13,047	16,986	16,899	15,747	8,998	0,156	0,023
18	32,0	19,48	0,141	0,444	11,534	20,515	22,516	22,287	17,851	8,503	7,793	15,909	20,475	20,301	18,872	10,835	0,168	0,029
19	34,0	20,37	0,119	0,449	13,220	23,492	25,944	25,720	20,824	10,020	9,203	18,729	23,855	23,590	21,816	12,551	0,176	0,033
20	36,0	21,26	0,098	0,465	15,134	26,854	29,793	29,596	24,168	11,762	10,619	21,530	27,304	26,927	24,826	14,200	0,177	0,038
21	38,0	22,15	0,073	0,490	17,677	31,363	34,956	34,873	28,473	13,961	12,167	24,542	30,968	30,481	28,033	15,956	0,174	0,049
22	40,0	23,04	-0,006	0,448	24,390	44,139	50,415	50,692	40,554	19,965	15,118	30,340	38,385	37,635	34,641	19,427	0,152	0,069

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 15:
Gemessene Durchsenkungen des VK/A2. Lage der Meßstellen siehe Bild 39.

Last- stufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m²]	Meßstelle							
			Feld 1				Feld 2			
			D 1 [mm/m]	D 2 [mm/m]	D 3 [mm/m]	D 4 [mm/m]	D 5 [mm/m]	D 6 [mm/m]	D 7 [mm/m]	D 8 [mm/m]
1	0,0	5,26	0,015	0,015	0,022	0,028	0,017	0,016	0,023	0,015
2	2,0	6,15	0,023	0,022	0,033	0,038	0,025	0,025	0,031	0,022
3	4,0	7,04	0,038	0,034	0,055	0,064	0,035	0,030	0,039	0,029
4	6,0	7,93	0,065	0,053	0,087	0,103	0,059	0,048	0,058	0,048
5	8,0	8,82	0,096	0,068	0,113	0,136	0,072	0,058	0,070	0,058
6	9,4	9,44	0,131	0,087	0,145	0,160	0,088	0,070	0,081	0,076
7	10,0	9,70	0,148	0,102	0,165	0,180	0,103	0,078	0,089	0,100
8	12,0	10,59	0,180	0,124	0,190	0,211	0,119	0,090	0,105	0,146
9	14,0	11,48	0,250	0,186	0,250	0,284	0,147	0,119	0,174	0,208
10	16,0	12,37	0,328	0,376	0,412	0,443	0,184	0,166	0,260	0,289
11	18,0	13,26	0,624	0,598	0,652	0,797	0,332	0,244	0,354	0,411
12	20,0	14,15	0,930	0,754	0,818	1,219	0,603	0,391	0,544	0,556
13	22,0	15,04	1,195	0,887	0,968	1,613	0,930	0,603	0,769	0,837
14	24,0	15,93	1,460	1,016	1,130	2,203	1,155	0,848	1,021	1,132
15	26,0	16,82	1,704	1,150	1,294	3,082	1,309	1,446	1,429	1,486
16	28,0	17,70	1,968	1,298	1,472	4,665	1,497	1,703	1,646	1,723
17	29,0	18,15	2,237	1,461	1,672	5,294	1,714	1,972	1,876	1,966
18	32,0	19,48	2,574	1,663	1,908	4,878	1,958	2,288	2,154	2,229
21	34,0	20,37	2,964	1,881	2,170	5,335	2,176	2,604	2,433	2,531
19	36,0	21,26	3,397	2,135	2,469	5,302	2,398	3,003	2,700	2,928
20	38,0	22,15	4,180	2,465	2,911	6,219	2,681	3,514	3,234	3,631
21	40,0	23,04	6,788	3,181	3,891	7,140	3,368	4,825	6,245	6,927

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 16:

VK/A2: Dehnungen der Feldbewehrung. Lage der Meßstellen siehe Bild 39.

Laststufe Nr. [-]	Pressen- kraft F [kN]	Flächen- last q (*) [kN/m ²]	Stützbereich (oben)					Meßstelle					
			SDM 1 [mm/m]	SDM 2 [mm/m]	SDM 3 [mm/m]	SDM 4 [mm/m]	SDM 5 [mm/m]	Feld 1		Feld 2		Stützbereich (unten)	
			SDM 6 [mm/m]	SDM 7 [mm/m]	SDM 8 [mm/m]	SDM 9 [mm/m]	SDM 10 [mm/m]	SDM 11 [mm/m]					
1	0,0	5,26	0,02	0,25	0,03	0,08	0,02	-0,02	0,00	0,02	-0,03	-0,02	0,00
2	2,0	6,15	0,02	0,83	0,01	0,08	0,03	-0,07	-0,02	-0,03	-0,04	-0,03	-0,01
3	4,0	7,04	-0,02	1,97	-0,01	0,07	0,02	-0,09	-0,06	-0,07	-0,05	-0,05	-0,02
4	6,0	7,93	-0,02	2,78	-0,03	0,07	0,01	-0,09	-0,08	-0,09	-0,08	-0,07	-0,04
5	8,0	8,82	-0,03	3,60	-0,04	0,06	0,01	-0,11	-0,10	-0,11	-0,09	-0,07	-0,03
6	9,4	9,44	-0,03	4,24	-0,03	0,07	0,02	-0,12	-0,11	-0,12	-0,10	-0,07	-0,04
7	10,0	9,70	-0,04	4,59	-0,04	0,06	0,01	-0,15	-0,13	-0,12	-0,12	-0,09	-0,03
8	12,0	10,59	-0,04	5,48	-0,03	0,09	0,03	-0,13	-0,14	-0,12	-0,11	-0,08	-0,14
9	14,0	11,48	-0,02	6,51	-0,03	0,10	0,02	-0,20	-0,18	-0,21	-0,16	-0,13	-0,05
10	16,0	12,37	-0,03		-0,03	0,12	0,03	-0,22	-0,21	-0,18	-0,17	-0,13	-0,07
11	18,0	13,26	-0,04		-0,05	0,15	-0,01	-0,27	-0,28	-0,23	-0,20	-0,17	-0,09
12	20,0	14,15	-0,06		-0,04	0,20	0,00	-0,31	-0,34	-0,28	-0,24	-0,19	-0,20
13	22,0	15,04	-0,05		-0,05	0,45	0,01	-0,34	-0,41	-0,31	-0,27	-0,17	-0,27
14	24,0	15,93	-0,06		-0,05	0,70	0,02	-0,38	-0,42	-0,36	-0,31		-0,17
15	26,0	16,82	-0,06		-0,08	0,82	0,03						
16	28,0	17,70											

(*) tatsächlich vorhandene Flächenlast = Pressenlast/Feld + Traversengewicht + Eigengewicht Platte

Tabelle 17:

VK/A2: Stauchungen und Dehnungen im Beton. Lage der Meßstellen siehe Bild 39.

Anhang

Rechnerische Ermittlung der Dehnungsverteilung und der Bruchmomente für Platten aus Stahlfaserbeton mit Plattendicken von 10 bis 30 cm

Die Berechnung erfolgte mit dem Programmsystem AQUA (Allgemeine Querschnitte) der SOFISTIK GmbH, Oberschleißheim.

Angesetzt wurde ein B 35. Die Werte der Arbeitslinie gem. Bild 17 ergeben sich aus den Bildern 19 bis 21. Für ϵ_{R2} wurde der zweifache Wert von ϵ_{R1} gesetzt.

Bei den vorgesehenen Versuchen sind Zugspannungen entsprechend der "Kurzzeitfestigkeit" (s. Bild 21) zu erwarten. Die im Versuch ermittelten Biegemomente werden daher höher liegen als diejenigen bei Bemessung für "Dauerfestigkeit" (Dauerlast). Die dafür zu ermittelnden Zugfestigkeiten sollten für die Bemessung der Platten des Bauwerks angesetzt werden. Die Tabellen A1 und A2 geben für beide Fälle die Werte der jeweiligen Arbeitslinien für Plattendicken von 10 cm bis 30 cm an.

Das Bild 18 zeigt die berechneten Bruchmomente M_u in Abhängigkeit von der Plattendicke.

Auf den Bildern A1 und A2 sind für eine 20 cm dicke Platte die Werte der Bruchmomente bei zunehmender Krümmung dargestellt. Hier zeigt sich deutlich das duktile Verhalten des Stahlfaserbetons. Nach Erreichen des rechnerischen Bruchmoments bleibt dieser Wert bis zu großen Krümmungen praktisch konstant. Dieses erwünschte Tragverhalten tritt auch im Bauwerk auf, wie die Versuche an den Plattenstreifen zeigten (vgl. Bilder 46 und 47).

Für die angesetzten Materialwerte kann das Bruchmoment bei näherungsweise 3 ‰ Dehnung und 0,5 ‰ Stauchung erwartet werden. Unter Ansatz dieser Deh-

nungsverteilung läßt sich mit einer "verschmierten" Zugspannung (konstanter Wert über die gesamte Zugzone und einem Völligkeitsbeiwert von 0,95) in Handrechnung mit guter Annäherung das Bruchmoment bestimmen, s. Bild A3.

Für $d = 16$ cm, "Dauerfestigkeit", ist danach

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \times 1,18(0,86 \times 0,16)(0,52 \times 0,16) &= & 0,01283 \text{ MNm/m} \\ & &= & 12,83 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Programmgesteuert berechnet ergab sich ein Wert von

$$M_u = 13,01 \text{ kNm/m (s. Tabelle A2 und Bild 18).}$$

Im Versuch mit dem Plattenstreifen VK/A1 stellte sich ein min. Stützmoment von $M_B = 24,1$ kNm/m (siehe Bild 46) bzw. $M_B = 25,4$ kNm/m ein (siehe Bild 47). Der Stahlfaserbeton des Versuchskörpers VK/A1 entsprach einem B 25. Das Bruchmoment für einen B 25 unter "Kurzzeitfestigkeit", $d = 16$ cm beträgt 13,16 kNm/m. Die mit der vorstehend erläuterten Arbeitslinie ermittelten Stützmomente liegen somit ausreichend auf der sicheren Seite.

Platten- dicke [cm]	β_{Z1R} [N/mm ²]	ϵ_{R1} [‰]	β_{Z2R} [N/mm ²]	ϵ_{R2} [‰]	β_{Z3R} [N/mm ²]	M_u [KNm/m]
10	3,12	0,092	1,56	0,184	1,25	6,62
11	3,09	0,091	1,55	0,182	1,24	7,96
12	3,06	0,090	1,53	0,180	1,22	9,35
13	3,03	0,089	1,52	0,178	1,21	10,91
14	3,00	0,088	1,50	0,176	1,20	12,50
15	2,97	0,087	1,49	0,175	1,19	14,26
16	2,95	0,087	1,48	0,174	1,18	16,11
17	2,92	0,086	1,46	0,172	1,17	17,98
18	2,89	0,085	1,45	0,170	1,16	20,02
19	2,86	0,084	1,43	0,168	1,14	22,00
20	2,83	0,083	1,42	0,166	1,13	24,21
21	2,81	0,083	1,41	0,165	1,12	26,48
22	2,78	0,082	1,39	0,164	1,11	28,69
23	2,75	0,081	1,38	0,162	1,10	31,16
24	2,72	0,080	1,36	0,160	1,09	33,51
25	2,69	0,079	1,35	0,158	1,08	36,08
26	2,66	0,078	1,33	0,156	1,06	38,43
27	2,63	0,077	1,32	0,155	1,05	41,16
28	2,61	0,077	1,31	0,154	1,04	43,95
29	2,58	0,076	1,29	0,152	1,03	46,49
30	2,55	0,075	1,28	0,150	1,02	49,37

Tabelle A1:
Rechenwerte der Arbeitslinie des Stahlfaserbetons
- Kurzzeitfestigkeit -

Platten- dicke [cm]	β_{Z1R} [N/mm ²]	ϵ_{R1} [‰]	β_{Z2R} [N/mm ²]	ϵ_{R2} [‰]	β_{Z3R} [N/mm ²]	M_u [KNm/m]
10	2,50	0,074	1,25	0,148	1,000	5,37
11	2,47	0,073	1,235	0,146	0,988	6,42
12	2,45	0,072	1,225	0,144	0,980	7,58
13	2,42	0,071	1,21	0,142	0,968	8,80
14	2,40	0,070	1,20	0,140	0,960	10,12
15	2,38	0,070	1,19	0,140	0,952	11,52
16	2,36	0,069	1,18	0,138	0,944	13,01
17	2,34	0,069	1,17	0,138	0,936	14,57
18	2,31	0,068	1,155	0,136	0,924	16,13
19	2,29	0,067	1,145	0,134	0,916	17,83
20	2,27	0,066	1,135	0,132	0,908	19,59
21	2,25	0,066	1,125	0,132	0,900	21,41
22	2,22	0,065	1,11	0,130	0,888	23,18
23	2,20	0,065	1,10	0,130	0,880	25,13
24	2,18	0,064	1,09	0,128	0,872	27,16
25	2,15	0,063	1,075	0,126	0,860	29,07
26	2,13	0,063	1,069	0,126	0,852	31,28
27	2,10	0,062	1,05	0,124	0,840	33,13
28	2,08	0,061	1,04	0,122	0,832	35,33
29	2,06	0,060	1,03	0,120	0,824	37,56
30	2,04	0,060	1,02	0,120	0,816	39,81

Tabelle A2:
 Rechenwerte der Arbeitslinie des Stahlfaserbetons
 - Dauerfestigkeit -

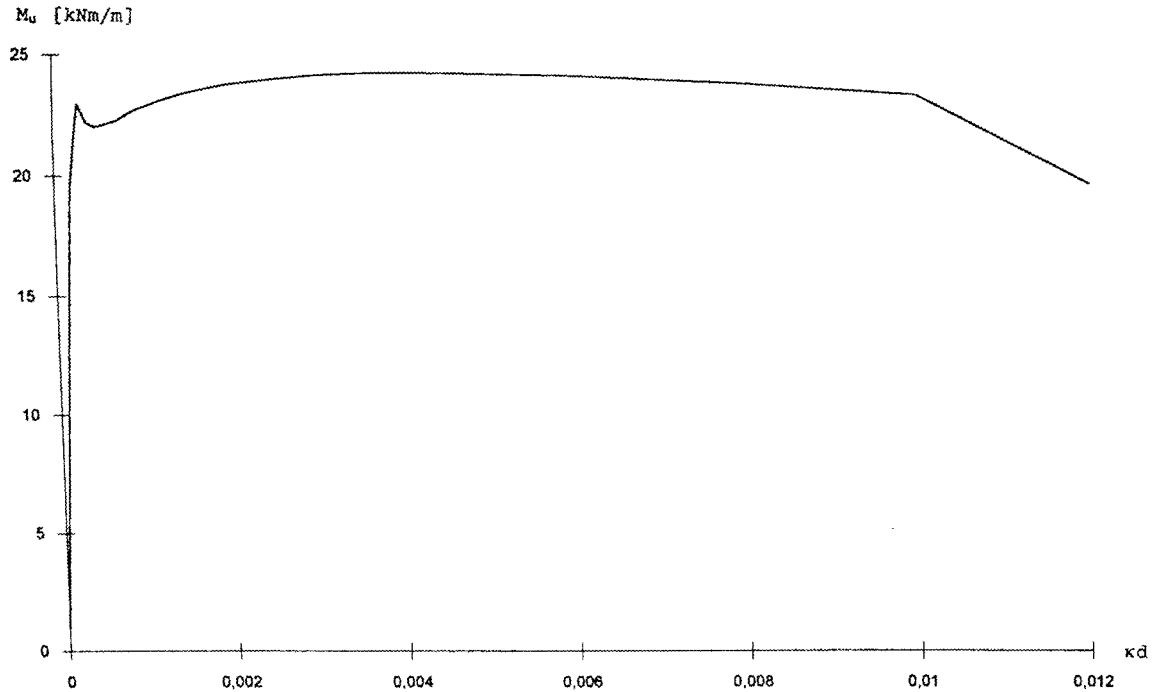


Bild A1:
Rechnerische Bruchmomente M_u für einen Plattenstreifen mit $d = 20$ cm bei zunehmender Krümmung. Materialwerte für "Kurzzeitfestigkeit" angesetzt.

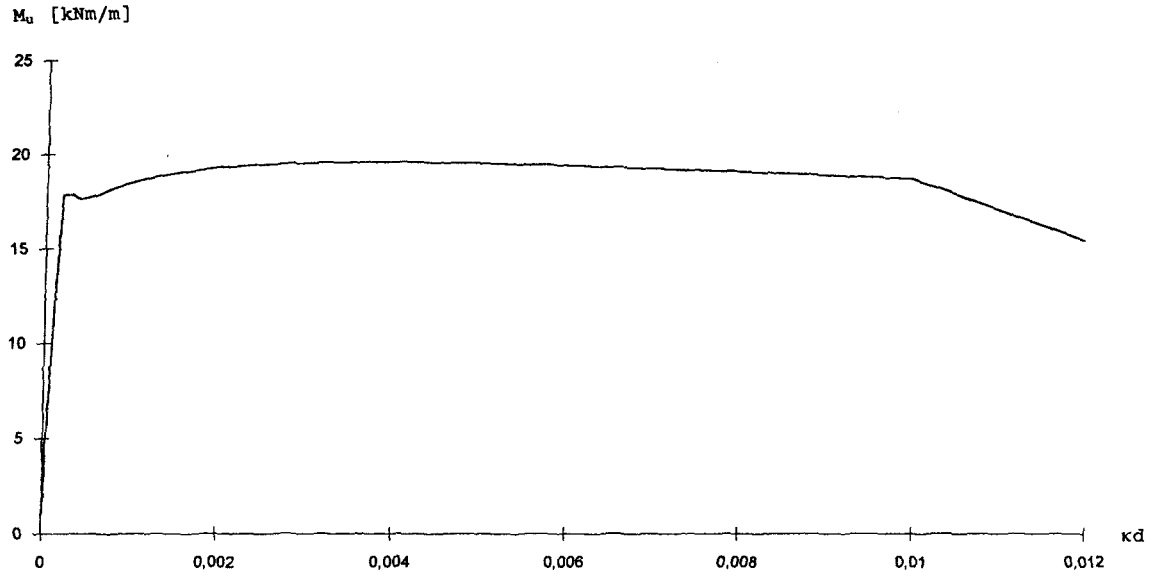


Bild A2:

Rechnerische Bruchmomente M_u für einen Plattenstreifen mit $d = 20$ cm bei zunehmender Krümmung. Materialwerte für "Dauerfestigkeit" angesetzt.

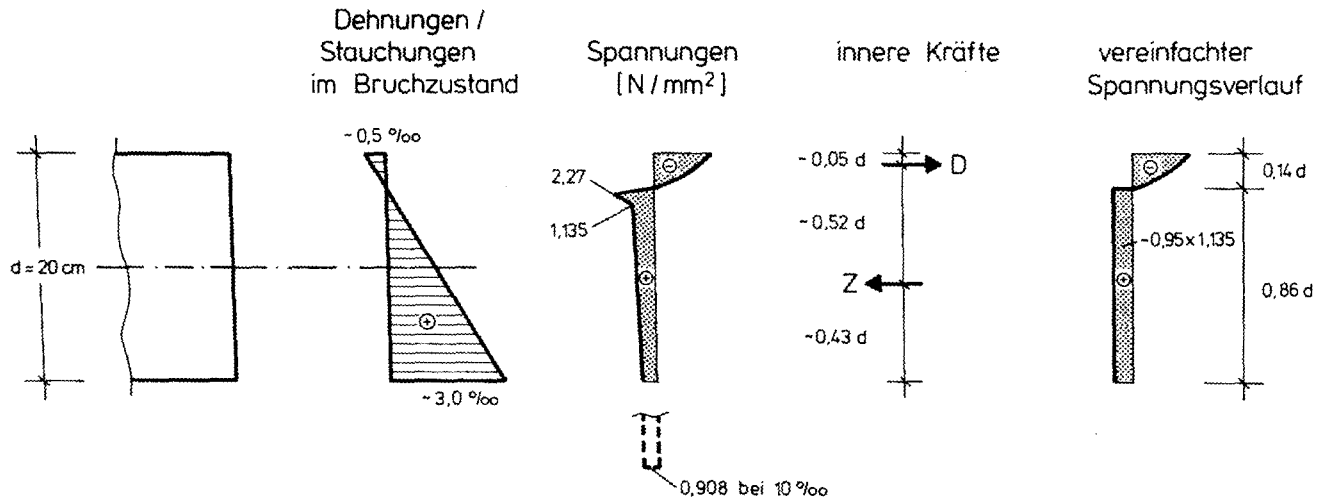


Bild A3: Dehnungen, Spannungen und innere Kräfte eines Plattenstreifens mit $d = 20\text{ cm}$ nach programmgesteuerter Berechnung, vereinfachter Spannungsverlauf für Überslagsberechnungen.

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267 · 38114 Braunschweig
Telefon: (0531) 33 75 89
Fax : (0531) 34 44 49

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier