

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

iBMB *MPA*
TU BRAUNSCHWEIG

Durchleitung hoher Stützenlasten bei Stahlbetonflachdecken

von

Rainer Weiske

Heft 180

BRAUNSCHWEIG
ISBN 3-89288-161-8
ISSN 1439-3875

2004

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation der Autorin.

1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner
Eingereicht am: 11.06.2004
Mündliche Prüfung am: 25.06.2004



1
62
1
001
180)

Vorwort

Angeregt durch ein Gespräch mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner ergab sich die Fragestellung der vorliegenden Arbeit, das Verhalten von Stahlbetonflachdecken bei der Durchleitung hoher Stützenlasten abzuklären und baupraktische Bemessungsvorschläge zu entwickeln.

Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Falkner als meinem Doktorvater und Herrn Dr.-Ing. Manfred Teutsch möchte ich für die interessanten Gespräche und Anregungen danken, die für mich als Externen besonders wichtig waren.

Weiterhin geht der Dank an die Mitarbeiter der Versuchshalle des iBMB, allen voran Herrn Horst Klinkert, die mit großem Einsatz und Können die Durchführung der umfangreichen Versuche erst ermöglicht haben - zum Teil klaglos, auch am späten Abend.

Herrn Dr.-Ing. Volker Henke gilt mein besonderer Dank für wertvolle Hinweise und die Diskussionsbereitschaft bei der Durchsicht des Manuskriptes.

Herrn Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner bin ich sehr dankbar für die Übernahme der Mitberichterstattung und Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Kordina für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und das Interesse an der Arbeit.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer danke ich für seine Mitarbeit in der Prüfung.

Meinem Partner und den Mitarbeitern im Ingenieurbüro danke ich für das Verständnis, dass ich während der Arbeit oft nicht ansprechbar war.

Besonders danke ich für die stete moralische Unterstützung, die mir im privaten Bereich zuteil wurde.

Rainer Weiske

Stuttgart, Juli 2004

DURCHLEITUNG HOHER STÜTZENLASTEN BEI STAHLBETONFLACHDECKEN

0. Bezeichnungen	4
1. Einleitung	6
2. Ist-Situation im Hinblick auf bestehende Normen	10
2.1 DIN 1045	10
2.2 DIN 1045-1	11
2.3 ACI	13
2.4 CSA	13
2.5 Ospina, C. E.; Alexander, S. D. B.	14
2.6 Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit der TU München	15
2.7 König, G.; Jungwirth, F.	16
2.8 Gauble, W. L.; Klinar, J. D.	16
2.9 Beton unter mehrachsialer Druckbeanspruchung	17
2.10 Menetrey / Willam	21
2.11 Zusammenfassung	23
3. Ingenieurmodell	24
4. Versuche zur Tragfähigkeit des Deckenknotens	30
4.0 Allgemeines	30
4.1 Versuch 1 – Versuchskörper DS1	32
4.2 Versuch 2 – Versuchskörper DS2	36
4.3 Versuch 3 – Versuchskörper DS3	39
4.4 Versuch 4 – Versuchskörper DS4	48
4.5 Versuch 5 – Versuchskörper DS5	53
4.6 Versuch 6 – Versuchskörper DS6	59
4.7 Versuch 7 – Versuchskörper DS7	65
4.8 Versuch 8 – Versuchskörper DS8	71
4.9 Versuch 9 – Versuchskörper DS9	77
4.10 Versuchsauswertung - Zusammenstellung	82
5. Numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit des Deckenknotens mit und ohne Panzerung	85
5.1 Nichtlineare Materialmodelle	85
5.1.1 Zug-Bruchmodell	86
5.1.2 Druckbeanspruchung – Dreiachsiale Druckfestigkeit	87
5.1.3 Integriertes Materialmodell	90

5.2	Nichtlineare Finite-Elemente-Simulation	91
5.2.1	Geometrie – Materialmodell	91
5.2.2	FE-Modell	93
5.2.3	Lösungsvorschlag	95
5.2.4	Belastung	95
5.2.5	Überblick der berechneten Varianten	96
5.2.6	Ausgewählte Ergebnisse	97
5.3	Zusammenfassung der numerischen Ergebnisse und Schlussfolgerungen aus den numerischen Untersuchungen	115
6.	Tragverhalten von Deckenknoten	116
6.1	Vergleich der Versuchsergebnisse mit Ingenieurmodell und Theorie	116
6.2	Allgemeine Sicherheitsbetrachtungen zur Tragfähigkeit der Deckenknoten	117
6.3	Einflussgrößen auf das Tragverhalten	118
6.4	Bemessungsvorschlag	121
6.4.1	Bemessungsvorschlag für Deckenknoten ohne Vertikalbewehrung	121
6.4.2	Bemessungsvorschlag für Deckenknoten mit Vertikalbewehrung (Panzerung)	124
6.4.3	Bemessungsvorschlag für Deckenknoten bei Randstützen mit Vertikalbewehrung (Panzerung)	130
6.4.4	Bemessungsvorschlag für Lasteinleitung in Bodenplatten	131
7.	Zusammenfassung und Ausblick	133
7.1	Zusammenfassung	133
7.2	Ausblick	135
8.	Literatur	136

0. BEZEICHNUNGEN

A_s	Vertikalbewehrung unter der Stützenfläche
A bzw. A_{c0}	Stützenfläche
A_1 bzw. A_{c1}	rechnerische Verteilungsfläche
b	Stützenbreite
d	Plattendicke
E	Elastizitätsmodul des Betons
E_u	Elastizitätsmodul des Betons im Versagenszustand
E_n	Elastizitätsmodul des Betons im Gebrauchszustand
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls
E_d	Bemessungswert der Einwirkung
E_{ck}	Ständige Einwirkungen ($\sim C_k$)
E_{OK}	Veränderliche Einwirkungen ($\sim Q_k$)
Δl	Eindrückung der Stütze in die Platte
ϵ	Stauchung der Deckenplatte
ϵ_n	Stauchung unter Gebrauchslast
ϵ_u	Stauchung unter Maximallast
ϵ_{ij}	Gesamtdehnung (siehe Bild 5.1.3.1)
ϵ_{ij}^e	elastische Dehnungskomponente
ϵ_{ij}^p	plastische Dehnungskomponente
ϵ_{ij}^f	Bruchdehnungskomponente
β_{wN}	Nennfestigkeit des Betons = β_{w200}
β_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons = $0,85 \beta_{w200}$
β_R	Rechenwert der Druckfestigkeit des Betons nach DIN 1045
β_Q	Quetschgrenze des Stahls
β_s	Streckgrenze des Stahls
f_{ck}	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck, cube}$	Charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons

DIN 1045 (07.88)	DIN 1045-1
B (β_{wN})	C ($f_{ck} / f_{ck, cube}$)
B 15	C 12/15
B 25	C 20/25
B 35	C 30/37
B 45	C 35/45

f_{cd}	Bemessungswert der einachsialen Festigkeit des Betons
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_c	Höchstwert der aufnehmbaren Betondruckspannung

G_f	Bruchenergie
c	Kohäsionsparameter
N	Stützenlast = Vertikallast in der Aufstandsfläche
N_{max}	maximale Vertikallast einschließlich Deckenlasten im Versuch
N_{zul}	Zulässige Stützenlast unter Berücksichtigung entsprechender Sicherheitsbeiwerte
γ	Sicherheitsbeiwert nach DIN 1045
γ_G	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkung
γ_E	Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen
γ_E	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
μ	Bewehrungsgrad bezogen auf die Stützenfläche
μ_o	Bewehrungsgrad der Horizontalbewehrung an der Deckenoberseite
μ_u	Bewehrungsgrad der Horizontalbewehrung an der Deckenunterseite
ω	mechanischer Bewehrungsgrad
σ	Spannung
σ_u	Bruchspannung (maximale Spannung im Versuch)
σ_n	Spannung im Gebrauchslastfall = σ_{zul}
f_t	Zugfestigkeit des Betons
w_d	Plastische Verformung
L_r	Rissbandbreite
ξ	Hydrostatische Spannungsinvariante (auf der hydrostatischen Achse = Äquisektrix)
ρ	deviatorische Spannungsinvariante senkrecht zur Äquisektrix
θ	deviatorischer Polarwinkel

1. EINLEITUNG

Bei der Planung von Geschossbauten wird häufig die Forderung nach Minimierung der Stützenquerschnitte gestellt. Deshalb kommen im Geschossbau immer häufiger hochfeste Stützen zur Anwendung, da sie auf Grund des geringen Querschnittes weniger stören und die Anteile der vermietbaren Flächen erhöhen. So werden den Brandschutzanforderungen genügende Stahl- und Stahlverbundstützen bzw. Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton als vertikale Tragglieder eingebaut.

Werden diese hochfesten Stützen nicht durch die Geschossdecke geführt, was für die Ausführung von Stahlbetondecken bei der Bewehrung und Ausführung hinderlich ist, müssen die hohen vertikalen Stützenlasten durch die Decke durchgeleitet werden, was zu sehr hohen Pressungen der Decke zwischen der Kopf- bzw. Fußplatte führt. Die Einhaltung zulässiger Pressungen nach DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 erfordert größere Kopf- bzw. Fußplatten als der Stützenquerschnitt, was den Vorteil des kleinen Stützenquerschnittes reduziert. Es muss die Frage beantwortet werden, welche Traglast die dazwischen liegende Stahlbetondecke aus Normalbeton aufnehmen kann.

Für die hochfesten Stahlbetonstützen sind Betone entwickelt worden, die inzwischen über B 65 bzw. C 55/67 und B 75 bzw. C 60/75 weit hinausgehen und derzeit eine Betonfestigkeitsklasse B 120 bzw. C 110/125 erreichen. Für die zwischen den Stützen liegenden Geschossdecken werden jedoch üblicherweise Betongüten von B 35 bzw. C 30/37 und B 45 bzw. C 35/45, und nur in Ausnahmen auch B 55 bzw. C 45/55, vorgesehen.

In Abhängigkeit von der konstruktiven Ausbildung des Deckenknotens ergeben sich bei der Durchleitung der vertikalen Stützenlasten, bereits bei einem Unterschied von zwei Betongüteklassen zwischen Deckenbeton und Stützenbeton, Probleme durch die unterschiedliche Tragfähigkeit dieser Betone, denen nachgegangen werden muss. Entscheidend ist dabei die Ausbildung des Knotenpunktes Stütze - Decke, für die im wesentlichen folgende Lösungen denkbar sind.

1. Durchbetonieren der Stütze im Deckenbereich mit hochfestem Beton nach Abstellen der Decke mit Streckmetall bzw. durchgehende Stütze aus hochfestem Beton oder Stahl (siehe Bild 1.1).

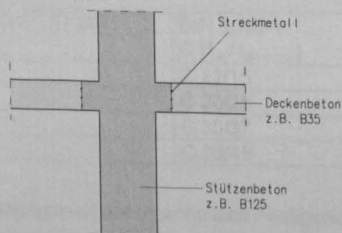


Bild 1.1 Hochfeste Stütze durchgehend

2. Durchbetonieren der Decke auch im Stützenbereich mit Deckenbeton. Stützen aus Ortbeton bzw. Fertigteilen oder Einsatz von Stahl- und Stahlverbundstützen (siehe Bild 1.2).

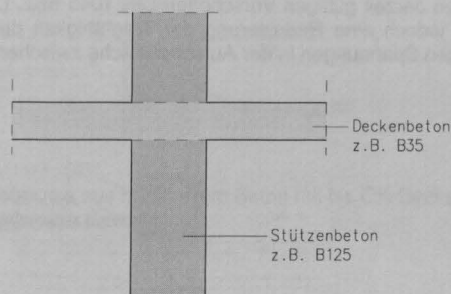


Bild 1.2 Stahlbetondecke durchgehend

Die 1. Lösung fordert einen hohen Zusatzaufwand auf der Baustelle. Dazu gehört die zusätzliche Abstellung und das Betonieren mit unterschiedlichen Betongüten. Damit wird in der Regel keine Sichtbetonqualität an der Deckenunterseite erreicht. Da jedoch auch im Deckenbereich der hochfeste Beton eingebaut wird, ist die Durchleitung der Stützenlasten unproblematisch (siehe Bild 1.3).

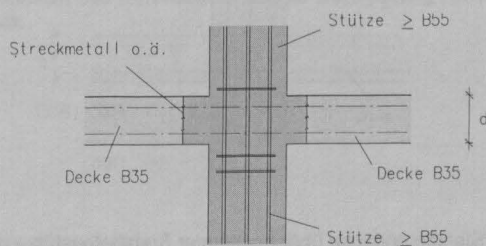


Bild 1.3 Beispiel hochfeste Stahlbetonstütze durchgehend

Die 2. Lösung stellt die wesentlich baupraktischere Variante für die Ausführung des Deckenknotens dar und weist die in den Bildern 1.4 – 1.6 dargestellten Ausführungsvarianten auf.

Nach den derzeit gültigen Vorschriften DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 bedingt diese Lösung jedoch eine Reduzierung der Tragfähigkeit durch die Begrenzung der zulässigen Spannungen in der Aufstandsfläche zwischen Stütze und Decke.

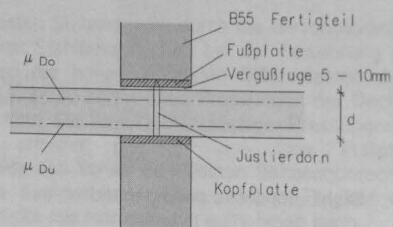


Bild 1.4 Stahlbetondecke zwischen Fertigteilstützen

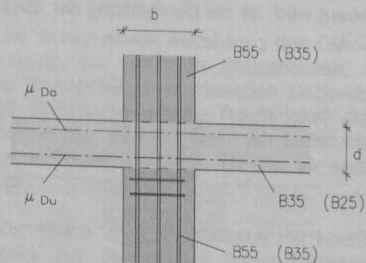


Bild 1.5 Stahlbetondecke über hochfester Stahlbetonstütze durchgehend

Für die Tragfähigkeit des Deckenknotens ist dann der Deckenbeton maßgeblich. Dies ist im Ergebnis unbefriedigend, wenn hochfeste Betone größer B 55 bzw. C 45/55 (siehe Bild 1.5) für die Stützen eingesetzt werden sollen.

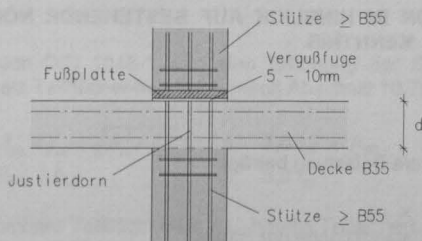


Bild 1.6 Fertigteilstütze aus hochfestem Beton mit bis OK-Decke durchgehender Bewehrung

Dies trifft ebenso beim Einsatz von Fertigteilstützen aus hochfestem Beton mit bis OK-Decke gehender Vertikalbewehrung (Bild 1.6) bzw. mit Kopfplatten (Bild 1.4) zu. Für Stahl- und Stahlverbundstützen gilt Bild 1.4 sinngemäß.

Die Einhaltung der zulässigen Teilflächenspannungen (DIN 1045) bzw. der aufnehmbaren Teilflächenlasten (DIN 1045-1) in der Aufstandsfläche auf der Decke führt zwar zu sicheren Lösungen für den Deckenknoten, wie groß die dabei vorhandene Tragesicherheit tatsächlich ist, lässt sich jedoch ohne weitere Untersuchungen nicht zuverlässig abschätzen, so dass die gewünschte Minimierung der Stützenquerschnitte nicht möglich ist.

Ziel der Arbeit ist es deshalb, das Gebrauchs- und Tragverhalten von Stahlbetondecken aus Normalbeton bei der Durchleitung hoher Stützenlasten zu untersuchen.

2. IST-SITUATION IM HINBLICK AUF BESTEHENDE NORMEN STAND DER KENNTNIS

2.1 DIN 1045

Die aufnehmbare Belastung beträgt:

$$\begin{aligned} N_{zul} &= A_1 \times \sigma_1 \\ A_1 &= \text{Aufstandsfläche der Stütze} \end{aligned}$$

Bei Ansatz der Teilflächenpressung nach Abschnitt 17.3.3:

$$\sigma_1 = \frac{\beta_R}{\gamma} \sqrt{A/A_1} \leq 1,4 \times \beta_R$$

Um $\sigma_1 = 1,4 \times \beta_R$ voll auszunutzen, müsste

$$A = 9 \times A_1 \quad \text{in Deckenmitte (bei } d/2 \text{) sein.}$$

Die Deckenstärke d wäre dann

$$\begin{aligned} d/2 &\geq 2 \times b & \text{mit } b &= \text{Stützenbreite} \\ d &= 2 \times 2 \times b & &= 4 \times b \end{aligned}$$

was baupraktisch nicht vorkommt. Bei üblichen Abmessungen kann nur $\sim 0,6 - 0,7 \times \beta_R$ ausgenutzt werden.

Mit dieser Erhöhung durch die Teilflächenpressung ist die Decke in der Lage, Lasten aus Stützen mit maximal zwei Betongüten höherer Druckfestigkeit zu tragen.

Ist eine Vertikalbewehrung im Stützenbereich vorhanden, gilt sinngemäß:

$$\sigma_{zul} = \left[(1-\mu) \times \beta_R \sqrt{A/A_1} + \mu \times \beta_S \right] / \gamma$$

$$N_{zul} = \left[A_1 (1-\mu) \times \beta_R \sqrt{A/A_1} + A_S \times \beta_S \right] / \gamma$$

Eine Ausnahme bilden Fundamentplatten.

Dort können unter der Voraussetzung, dass die Spaltzugkräfte aufgenommen werden und der Nachweis gegen Durchstanzen geführt wird, die erhöhten Teilflächenpressungen ausgenutzt werden.

2.2 DIN 1045-1

Auch in der neuen DIN 1045-1 wird eine Erhöhung der Spannungen in der Aufstandsfläche als Teilflächenbelastung (nach Abschnitt 10.7) zugelassen.

$$\begin{aligned} F_{Rdu} &= A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 f_{cd} \times A_{c0} \\ \sigma_{Rdu} &= F_{Rdu} / A_{c0} \leq 3,0 f_{cd} \end{aligned}$$

wobei die aufnehmbare Teilflächenlast F_{Rdu} bereits Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ enthält

$$\begin{aligned} F_{Rdu} \geq E_d &= \gamma_G \times E_{GK} + \gamma_Q \times E_{QK} \\ &= 1,35 \times E_{GK} + 1,5 E_Q \\ &\sim 1,40 \times (E_{GK} + E_Q) \end{aligned}$$

d. h. um mit der DIN 1045 vergleichen zu können, muss σ_{Rdu} durch $1,40 = \gamma_E$ geteilt werden.

Bei vorhandener Vertikalbewehrung im Deckenknoten ergibt sich die aufnehmbare Last aus dem Bauteilwiderstand, welcher sich aus der Summe der Traganteile des Betons und des Bewehrungsstahls ergibt.

$$\begin{aligned} F_{Rd} &= \left[A_c \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A}{A_{co}}} + A_s \times f_{yd} \right] / \gamma_E \quad \text{mit } A_c = A_{co} - A_s \\ &\quad \mu = A_s / A_{co} \\ &= \frac{A_{co}}{\gamma_E} \left[(1-\mu) \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A}{A_{co}}} + \mu \times f_{yd} \right] = N_{zul} \\ \sigma_{zul} &= \frac{1}{\gamma_E} \times \left[(1-\mu) \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A}{A_{co}}} + \mu \times f_{yd} \right] = N_{zul} / A_{co} \end{aligned}$$

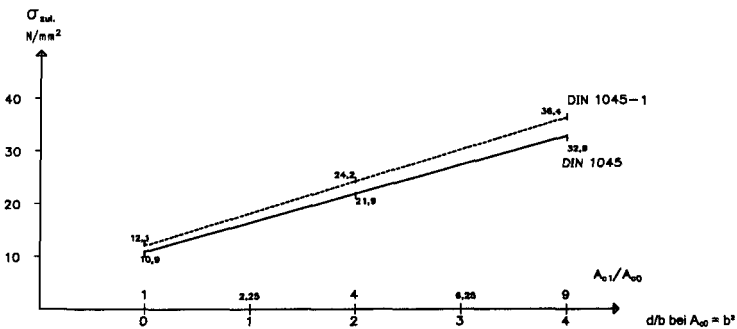


Bild 2.1.7 Diagramm σ_{zul} nach DIN 1045 für B 35 und DIN 1045-1 für C 30/37 mit Einfluss Deckendicke d / Stützenbreite b

Das Diagramm 2.1.7 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Verhältnis Deckendicke d / Stützenbreite b und der rechnerisch zulässigen Druckspannung σ_{zul} . Nach diesem Diagramm nimmt mit Erhöhung der Deckendicke die Tragfähigkeit zu.

Für die mögliche Teilflächenbelastung und die mit der Deckendicke zunehmende Tragfähigkeit finden sich in der Literatur jedoch keinerlei Hinweise bzw. Versuchsberichte als Bestätigung. Deshalb wurde mit rechnerischen Methoden versucht eine Bestätigung dafür zu finden, mit dem negativen Ergebnis, dass die durchgeführten Vergleichsrechnungen zeigen, dass sich die Verformungen mit wachsender Deckendicke erhöhen und nicht die Traglast.

Es wurden zwei rotationssymmetrische FE-Berechnungen von Deckenknoten mit Plattendicken von 15 cm und 30 cm mit dem Programm Atena durchgeführt. Die Aufstandsfläche der Stütze wurde jeweils mit 20 x 20 cm gewählt. Außer der unterschiedlichen Plattendicke wurden für alle anderen Eingangsparameter wie Abmessungen, Materialkennwerte und Bewehrungsgrade die gleichen Werte gewählt.

Vereinfachend werden die Deckenknoten nur durch eine vertikale Stützenlast belastet, d. h. ohne Biegebeanspruchung der Deckenplatte. Für die einzelnen Lastschritte wurden die Verformungen gerechnet, die im Ergebnis zu den unten im Bild 2.1.8 dargestellten Lastverschiebungskurven führen.

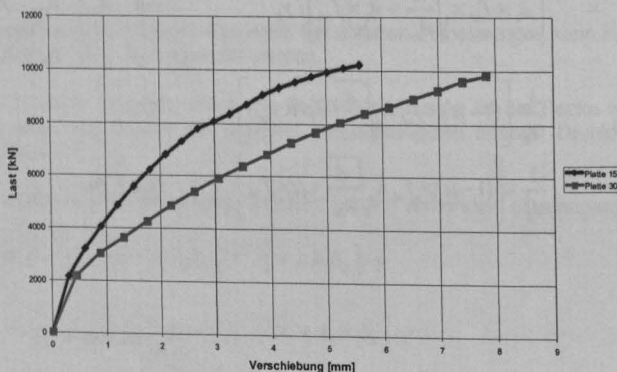


Bild 2.1.8 Last-Verschiebungs-Kurve bei Deckendicke $d = 15$ cm und $d = 30$ cm

Die rechnerische Höchstlast ergibt sich für die Plattendicke $d_1 = 15$ cm
 $N_{max1} = 10,2$ MN mit
 $\Delta_{max1} = 5,6$ mm Stauchung
 Plattendicke $d_2 = 30$ cm
 $N_{max2} = 9,8$ MN mit
 $\Delta_{max2} = 7,8$ mm Stauchung

Aus dem rechnerischen Vergleich resultiert, dass die Tragfähigkeit des Deckenknotens mit größerer Plattendicke nicht zunimmt. Die Hauptdruckspannung in der Plattenmitte beträgt bei der Plattendicke 15 cm 240 MPa und bei der Plattendicke 30 cm 129 MPa.

Sie ist bei der größeren Plattendicke 30 cm, bedingt durch die größere mitwirkende Fläche, kleiner als bei der Plattendicke 15 cm. Dies hat möglicherweise dazu geführt, in der DIN 1045 und DIN 1045-1 für größere Plattendicken höhere Teilflächenbelastungen zu erlauben.

2.3 ACI

In der amerikanischen Norm ACI 318-95 wird vorgeschlagen, zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Deckenknotens eine Ersatzfestigkeit zu ermitteln, die weitgehend von der Stützenfestigkeit abhängt.

Für	$\beta_{\text{Stütze}} / \beta_{\text{Decke}}$	$\leq 1,4$
ist	β_{Knoten}	$= \beta_{\text{Stütze}}$
d. h.		$\leq 1,4 \beta_{\text{Decke}}$
Für	$\beta_{\text{Stütze}} / \beta_{\text{Decke}}$	$> 1,4$
ist	β_{Knoten}	$= 0,75 \beta_{\text{Stütze}} + 0,35 \beta_{\text{Decke}}$

Diese willkürliche Festlegung mag bis zu $\beta_{\text{Stütze}} / \beta_{\text{Decke}} \leq 1,4$ noch mit einer Laststeigerung infolge Querdehnungsbehinderung begründbar sein und brauchbare Ergebnisse liefern, bei hohen Betonfestigkeiten erscheint diese Festlegung fragwürdig, da die tatsächliche Tragfähigkeit des Deckenknotens nicht größer wird, wenn die Betonfestigkeit des Stützbetons steigt.

2.4 CSA

Im kanadischen Standard CSA von 1994 wurde der Festigkeitssteigerung durch den Umschnürungseffekt im Deckenknotenbereich durch die Ermittlung einer effektiven Betonfestigkeit von

$$f'_{ce} = 1,05 \times f'_{cs} + 0,25 f'_{cc} \leq f'_{cc}$$

berücksichtigt

$$\begin{aligned} &\text{für } f'_{cc} / f'_{cs} > 1,4 \\ &\text{wenn } f'_{cc} / f'_{cs} \leq 1,4 \\ &\text{folgt } f'_{ce} = f'_{cc} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'_{ce} &= \text{effektive Festigkeit der weicheren Deckenschicht (Deckenknoten)} \\ &= \beta_{\text{Knoten}} \\ f'_{cc} &= \text{Druckfestigkeit der Stütze} = \beta_{\text{Stütze}} \\ f'_{cs} &= \text{Druckfestigkeit der Decke} = \beta_{\text{Decke}} \end{aligned}$$

Die resultierende Festigkeit des Deckenknotens f'_{ce} / f'_{cs} ist im Bild 2.1.9 dargestellt.

2.5 Ospina, C. E.; Alexander, S. D. B.

Ospina und Alexander [30] berichten in einer Studie von 30 untersuchten Deckenknotten, wobei das Verhältnis der Deckendicke h zur Stützenbreite c mit einbezogen wurde. Die effektive Betondruckfestigkeit des Deckenknotts ergibt sich damit zu:

$$f'_{ce} = [1,4 - 0,35 / (h/c)] \times f'_{cs} + [0,25 / (h/c)] \times f'_{cc}$$

Für das Verhältnis $h/c = 1,0$ ist die Gleichung identisch mit dem CSA-Code. Für $h/c < 1,0$ ergibt sich eine Erhöhung der Festigkeit des Deckenknotts und damit eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Der ACI-Code ergibt bei hohen Werten der Stützenfestigkeiten ($f'_{cc} / f'_{cs} \geq 1,4$) Werte für die Festigkeit des Deckenknotts, die einer konservativen Betrachtung des Deckenknotts nicht genügen.

Im Ansatz von Ospina, Alexander müssten für das Verhältnis h/c Grenzen angegeben werden, damit die Ergebnisse auf der sicheren Seite bleiben. Bei $h/c = 1/3$ wird der Ansatz identisch mit dem ACI-Code.

$$\begin{aligned} f'_{ce} &= [1,4 - 0,35 / (1/3)] \times f'_{cs} + [0,25 / (1/3)] \times f'_{cc} \\ &= 0,35 \times f'_{cs} + 0,75 \times f'_{cc} \end{aligned}$$

bei $h/c = 1,0$ wird sie identisch mit dem CSA-Code 94

$$\begin{aligned} f'_{ce} &= [1,4 - 0,35 / 1,0] \times f'_{cs} + [0,25 / 1,0] \times f'_{cc} \\ &= 1,05 \times f'_{cs} + 0,25 \times f'_{cc} \end{aligned}$$

Siehe dazu auch das Diagramm 2.1.9.

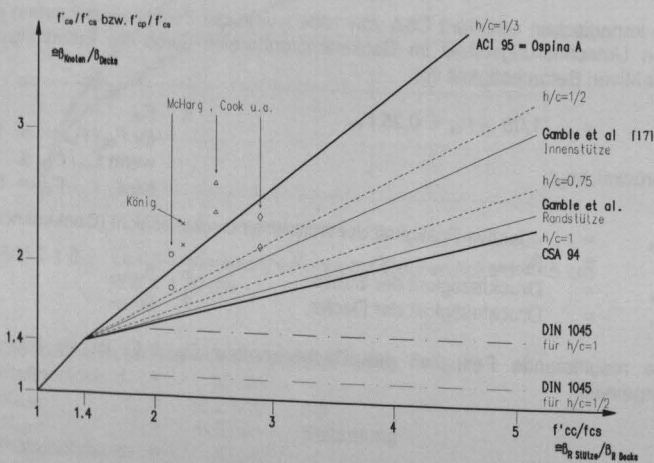


Bild 2.1.9 Vergleich Versuche mit unterschiedlichen Design-Codes

Die Beurteilung der Tragfähigkeit des Deckenknotens in Abhängigkeit der Festigkeitsklasse der die Decke belastenden Stütze erfasst nicht die tatsächlichen Beanspruchungen.

Der Deckenabschnitt zwischen den Stützen oben und unten wird durch den umgebenden Deckenbeton hinsichtlich möglicher Querdehnungen eingeschränkt. Dadurch wird der Deckenknoten in einen dreiaxialen Spannungszustand versetzt. Über die Wirkungsweise dreiaxialer Spannungszustände wird in mehreren Veröffentlichungen berichtet.

2.6 Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit der TU München

In der im Heft 447 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [19] abgedruckten Veröffentlichung wurden mehrere Versuchsreihen zur zwei- und dreiaxialen Druckfestigkeit ausgewertet. Bei den Versuchen sollten durch die Krafteinleitung mit Bürsten die Querdehnungsbehinderung an der Oberfläche der Versuchskörper weitgehend ausgeschlossen werden.

Bei den Versuchsergebnissen der dreiaxialen Druckversuche wird schon bei geringen Druckspannungen in den beiden horizontalen Richtungen (x und y) von einer deutlichen Steigerung in vertikaler Richtung berichtet.

$$\begin{array}{lcl}
 \sigma_1 & = & \sigma_2 & = & 6 \% \text{ von } \sigma_3 \\
 & = & 0,11 f_c & = & 11 \% f_c \\
 \sigma_3 & = & \underline{1,814} f_c & & \\
 \\
 \sigma_1 & \sim & \sigma_2 & = & 10,3 \% \text{ bzw. } 10,7 \% \text{ von } \sigma_3 \\
 & = & 0,22 \times f_c & = & 22 \% f_c \\
 \sigma_3 & = & \underline{2,159} \times f_c & & \\
 \\
 \sigma_1 & = & \sigma_2 & = & 19,1 \% \text{ bzw. } 19,3 \% \text{ von } \sigma_3 \\
 & = & 0,83 \times f_c & = & 83 \% f_c \\
 \sigma_3 & = & \underline{4,324} f_c & &
 \end{array}$$

Durch die aufgebrachtten Querdruckspannungen σ_1 und σ_2 erhöht sich die in den Versuchen ermittelte Bruchfestigkeit in vertikaler Richtung auf Werte von $1,8 \times f_c$ bis $4,3 \times f_c$ (mit f_c = einachsiale Festigkeit).

2.7 König, G; Jungwirth, F.

König und Jungwirth [23] berichten über einen Bauteilversuch von einer 15 cm dicken Deckenplatte aus Stahlbeton B 25 zwischen einer oberen Stütze aus Stahlbeton B 65 und einer unteren Stütze aus B 75 mit quadratischem Querschnitt von jeweils 20 cm Kantenlänge und durchgehender Vertikalbewehrung.

Der Bewehrungsgrad der Stütze betrug 4,6 % und der Decke oben 1,45 % und unten 0,73 %.

Die zulässige Last nach DIN 1045 von $P_{zul} = 925$ kN wurde wesentlich durch die beobachtete Bruchlast ≥ 2974 kN = $3,2 \times P_{zul}$ überschritten.

Ein dreiaxialer Spannungszustand wurde festgestellt. Ab der doppelten Gebrauchslast P_{zul} wurden jedoch bei zunehmender Biegebelastung Stauchungen der Decke von über 3 ‰ gemessen.

Die Tragfähigkeit des Deckenknotens in vertikaler Richtung wurde durch das Versagen der oberen Stütze am Stützenfuß begrenzt, was als Bruchlast definiert wurde.

Ein Bruchversagen der Decke in vertikaler Richtung trat wegen der seitlichen Abstützung durch den umgebenden Deckenbeton trotz größerer Verformung nicht auf.

2.8 Gamble, W. L.; Klinar, J. D.

Die Verfasser [17] berichten über 13 durchgeführte Versuche an Stahlbetondeckenplatten zwischen hochfesten Stahlbetonstützen.

Die Stützenabmessungen betragen 254 x 254 mm und wurden als Stützenstummel mit jeweils 854 mm Länge über bzw. unter der Decke ausgeführt. Die Stützenbewehrung (4 \varnothing 19 mm + Bügel \varnothing 6,4 mm / e = 254 mm) wurde durch die Decke durchgeführt. Die Betonfestigkeiten der Stützen f_{cc} wurden von 69 bis 96 MPa angegeben.

Die Deckenabmessungen betragen 1067 x 1067 mm
für 6 Versuche als Innenstützen und
für 6 Versuche als Randstütze 762 x 1067 mm
mit Deckendicken von 178 mm bzw. 127 mm.

Die Betonfestigkeiten der Decken f_{cs} wurden von 15,9 bis 45,5 MPa angegeben. Bewehrung der Deckenplatten oben 10 \varnothing 12,7 mm pro Richtung unten 2 \varnothing 12,7 mm über der Stütze in beiden Achsenrichtungen.

Eine Stütze wurde ohne seitlich anschließende Decke als Vergleichswert in hochfestem Beton durchbetoniert.

Als Design-Kriterium des Deckenknotens für

$$f'_{cc} / f'_{cs} \leq 1,4 \quad \text{gilt}$$

$$f'_{cp} = f'_{cc}$$

für

$$f'_{cc} / f'_{cs} > 1,4 \quad \text{gilt}$$

für Randstützen

$$f'_{cp} = 0,85 \times f'_{cs} + 0,32 f'_{cc}$$

für Innenstützen

$$f'_{cp} = 0,67 \times f'_{cs} + 0,47 f'_{cc}$$

Auf den deutlichen Unterschied zum ACI 318-89

$$f'_{cp} = 0,35 \times f'_{cs} + 0,75 f'_{cc}$$

als nicht genügend konservativ wurde hingewiesen.

Im Bild 2.1.9 ist die resultierende Festigkeit f'_{cp} / f'_{cs} dargestellt und der Unterschied zum ACI ablesbar.

2.9 Beton unter mehrachsialer Druckbeanspruchung

In zwei Forschungsberichten der Technischen Universität Dresden wird das Verhalten von Beton unter mehrachsialer Druckbeanspruchung für Normal- und Hochleistungsbeton dargestellt. Es handelt sich dabei um Curbach, M.; Speck, K. [6] „Untersuchung der mehraxialen Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton“ und Curbach, M.; Hampel, T.; Speck, K.; Scheerer, S. [7] „Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton bei zwei- und dreiaxialer Druckbeanspruchung“.

Das Verhalten des Beton wird mit einer räumlichen trichterförmigen Bruchgrenzfläche im Koordinatensystem der Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 erläutert.

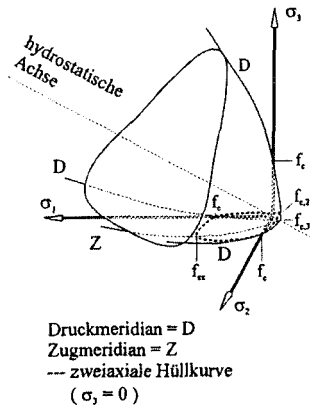


Bild 2.1.10 Horizontale Schnitte durch die Bruchkurve ($\sigma_3 = \text{konstant}$)

Die Bruchfigur wird charakterisiert durch die hydrostatische Achse sowie die Druck- und Zugmeridiane.

Ist die Vertikalspannung $\sigma_3 = \text{konstant}$, ergeben die horizontalen Schnitte durch die Bruchfigur Hüllkurven für die Bruchspannungen bei mehrachsiger Beanspruchung (siehe Bild 2.1.11).

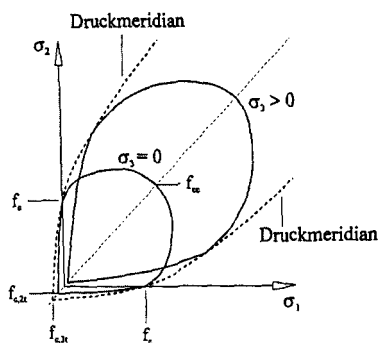


Bild 2.1.11 Hüllkurven für die Bruchspannungen bei zwei- und dreiachsialer Beanspruchung

Damit lassen sich Versuchsergebnisse gut darstellen. Die Hüllkurven liegen innerhalb der Druckmeridiane der Bruchfigur.

Eine andere Möglichkeit dreiachsiale Versuchsergebnisse darzustellen, wenn σ_3 nicht konstant ist, bildet die Polfigur. Dazu wird eine senkrecht zur hydrostatischen Achse stehende Ebene durch die drei Hauptspannungsachsen aufgespannt, die Oktaeder- oder auch π -Ebene genannt wird (siehe Bild 2.1.12).

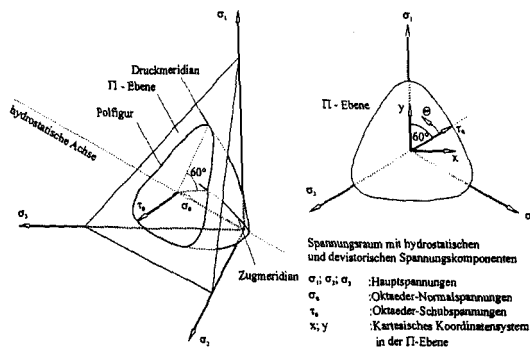


Bild 2.1.12 Beziehungen im räumlichen Spannungsraum

Der Schnitt dieser Ebene mit der Bruchfigur ist dann die Polfigur. Die Lage eines Punktes auf der Versagenseinhüllenden kann durch die Angabe des hydrostatischen Spannungsanteils σ_0 des deviatorischen Spannungsanteils τ_0 und des Winkels Θ beschrieben werden.

Der hydrostatische Spannungsanteil wird als Oktaedernormalspannung bezeichnet und auf der Aqisektrix abgebildet.

Der deviatorische Spannungsanteil steht senkrecht dazu und wird als Oktaederschubspannung bezeichnet. Sie liegt in der π -Ebene und ist mit dem Drehwinkel Θ behaftet.

$$\sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

$$I_{1\sigma} = 3 \times \sigma_0$$

$$\tau_0 = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$I_{2\sigma} = 3 \times \tau_0^2 / 2$$

$$I_{3\sigma} = (\sigma_1 - \sigma_0) \times (\sigma_2 - \sigma_0) \times (\sigma_3 - \sigma_0)$$

$$\cos(3 \times \Theta) = \frac{3 \times \sqrt{3}}{2} \times \frac{I_{3\sigma}}{\sqrt{I_{2\sigma}^3}}$$

Dabei stellen

$I_{1\sigma}$ die lineare Invariante des Spannungstensors

$I_{2\sigma}$ die quadratische und

$I_{3\sigma}$ die kubische Invariante

des deviatorischen Spannungstensor dar.

Es wird allgemein von einer dreifach symmetrischen Bruchfigur ausgegangen. Dadurch ist die Darstellung eines 60°-Sektors der Polfigur ausreichend.

Eine andere Darstellung der Bruchfigur wird durch die Rendulic-Ebenen ermöglicht. Hierzu wird jeweils durch die Aqisektrix und eine Hauptspannung eine Ebene erzeugt. Auf dieser Ebene kann direkt der Druck- und Zugmeridian abgebildet werden. Wegen der dreifachen Symmetrie der Bruchfigur ist es ausreichend, sich auf eine Rendulic-Ebene zu beschränken. Üblicherweise wird die Ebene gewählt in der die vertikale Hauptspannung enthalten ist (siehe Bild 2.1.13).

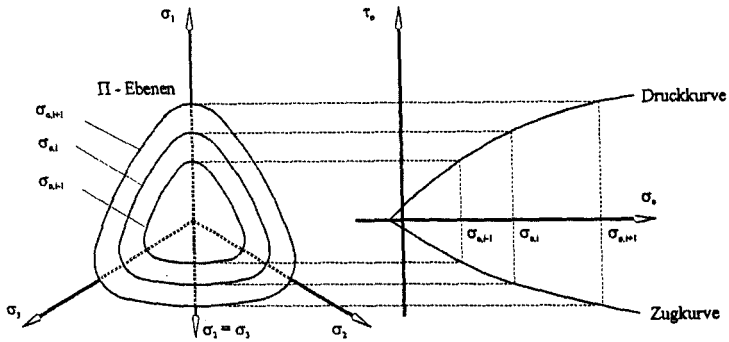


Bild 2.1.13 Darstellung der Druck- und Zugkurve in der Rendulic-Ebene mit Hilfe der Oktaedernormal- und Schubspannungen

Durch Transformation des kartesischen Koordinatensystems in Hauptspannungskordinaten lässt sich eine weitere Darstellungsvariante aufzeigen (siehe Bild 2.1.14).

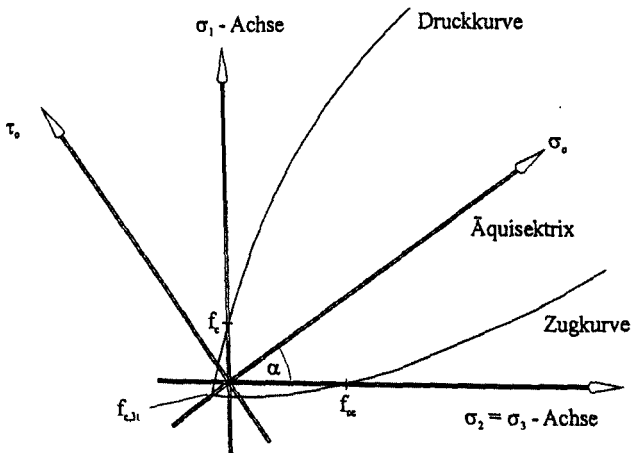


Bild 2.1.14 Darstellung der Druck- und Zugkurve in der Rendulic-Ebene, transformiert in Hauptspannungskordinaten

Um die Bruchfigur im Detail möglichst genau zu erfassen, sind von verschiedenen Verfassern folgende Bruchkriterien entwickelt worden.

- Mills / Zimmerman [29] beschreiben die Druck- und Zugmeridiane mittels linearer Ansätze auf Grundlage ihrer Versuche. Die Hüllkurve in der π -Ebene wird durch eine Kosinusfunktion beschrieben, was zu einem konkaven Verlauf im Bereich des Zugmeridians und zu deutlichen Abweichungen von den Versuchsergebnissen führt.
- Willam / Warnke [35] beschreiben die dreifach symmetrische Bruchfigur durch parabelförmige Meridiane und die Verwendung von Ellipsenabschnitten für die Polfigur. Die Polfigur verändert sich mit steigender Oktaedernormalspannung von einer nahezu dreieckigen in eine fast runde Form. Für die Kalibrierung sind fünf physikalische Parameter erforderlich.
- Ottosen [31] gibt für die Meridiane ebenfalls parabolische Ansätze vor, die in Richtung wachsender hydrostatischer Drücke geöffnet sind. Im Gegensatz zu Willam / Warnke schließt die Hüllkurve nicht. Die Polfigur ist konvex und außer im Bereich der Scheitelpunkte stetig. Für die Kalibrierung sind vier Parameter erforderlich.

Aus den durchgeführten Vergleichen der Versuchsergebnisse mit den ermittelten Werten ergibt sich, dass die Bruchkriterien von Willam / Warnke und Ottosen durchaus angewendet werden können.

2.10 Menetrey / Willam

Die Verfasser berichten [28] über ein dreiachsisches Bruchkriterium für Beton und dessen Verallgemeinerung. Bei diesem Bruchkriterium wird die dreiachsiale Betonfestigkeit mittels dreier unabhängiger Spannungsinvarianten, $I_{1\sigma}$, $I_{2\sigma}$, $I_{3\sigma}$, beschrieben.

Die geometrische Darstellung der Bruchfigur ist konvex und stetig und wird durch parabolische Meridiane und der von dreieckig zu rund bei zunehmender hydrostatischer Spannung wechselnden Form im Querschnitt beschrieben.

Das vorgeschlagene Drei-Parameter-Bruchkriterium wird als Funktion der drei Spannungsinvarianten in Haigh-Westergard-Koordination ξ , ρ , θ formuliert und mittels der einachsigen Festigkeitswerte f_c' , f_t' und der Exzentrizität e kalibriert.

$$F(\xi, \rho, \theta) = \left[\sqrt{1,5} \frac{\rho}{f_c'} \right]^2 + m \left[\frac{\rho}{\sqrt{6} \times f_c'} r(\theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3} f_c'} \right] - c = 0$$

mit den Spannungsinvarianten

$$\text{Hydrostatische Spannungsinvariante:} \quad \xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_{1\sigma}$$

$$\text{Deviatorische Spannungsinvariante:} \quad \rho = \sqrt{2 I_{2\sigma}}$$

$$\text{Deviatorischer Polarwinkel:} \quad \theta$$

Das Bruchkriterium wird auf ein Format verallgemeinert, das die Standardfestigkeits-Hypothesen von Huber-Mises, Drucker-Prager, Rankine, Mohr-Coulomb und Leon als Sonderfälle mit einschließt.

Der Vergleich des Festigkeitskriterium nach Menetrey und Willam mit den biachsialen Versuchsergebnissen von Kupfer ist im Bild 2.1.15 dargestellt. Es zeigt die gute Übereinstimmung des Modells mit den Versuchsergebnissen. Der Vergleich der triachsialen Testdaten von Chinn und Zimmerman bzw. Mills und Zimmerman mit dem Festigkeitskriterium ist aus dem Bild 2.1.16 ersichtlich.

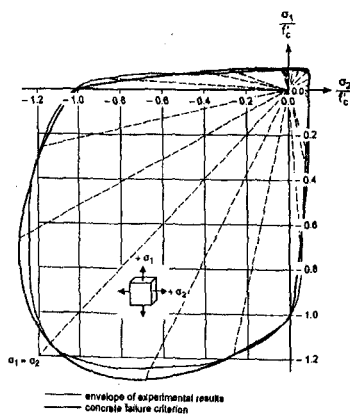


Bild 2.1.15 Vergleich des Menetrey-Willam-Festigkeitskriteriums mit den biachsialen Testdaten von KUPFER et al. (1969), nach MENETREY, WILLAM (1995)

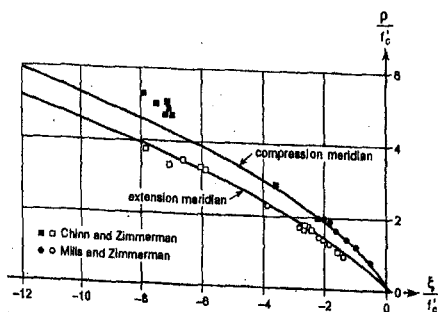


Bild 2.1.16 Vergleich des Menetrey-Willam-Festigkeitskriteriums mit triachsialen Testdaten von CHINN und ZIMMERMAN bzw. MILLS und ZIMMERMAN

2.11 Zusammenfassung

In allen Vorschriften wird bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Deckenknotens nur die Betonfestigkeit und sofern vorhanden die Vertikalbewehrung im Stützenbereich herangezogen. Die Vertikalverformung (Stauchung der Decke zwischen den Stützen) bleibt unberücksichtigt.

Dies mag bei Begrenzung der zulässigen Last des Deckenknotens gemäß DIN 1045 noch berechtigt sein, da trotz Erhöhung durch Teilflächenpressung der elastische Bereich für den Beton unabhängig von der Bewehrung nicht überschritten wird. Bleibende Eindrückungen treten dann nicht auf.

Bei weiterer Laststeigerung über den Wert von $1,4 \times \beta_R$ sind Eindrückungen zu erwarten, die dann auch zu bleibenden Verformungen führen können.

Nach ACI sind jedoch wesentlich größere Werte für die Ersatzfestigkeit des Deckenknotens, d. h. das Verhältnis $\beta_{\text{Knoten}} / \beta_{\text{Decke}}$, zulässig. Werden Stützen aus hochfestem Beton (B 120) mit einer Decke aus Normalbeton (B 35) kombiniert, ergibt sich nach Kapitel 2.3 die Ersatzfestigkeit für den Deckenknoten wie folgt:

$$\begin{aligned} \beta_{\text{RSütze}} / \beta_{\text{RDecke}} &= 80 / 23 &= 3,5 &\geq 1,4 \\ \beta_{\text{RKnoten}} &= 0,75 \times \beta_{\text{RSütze}} + 0,35 \times \beta_{\text{RDecke}} \\ &= (0,75 \times 3,5 + 0,35) \times \beta_{\text{RDecke}} &= 3,0 \beta_{\text{RDecke}} \\ &\geq 2,1 \times (1,4 \times \beta_R) \end{aligned}$$

Es ist zu vermuten, dass bei diesen extremen Beanspruchungen nennenswerte Verformungen auftreten, die die Gebrauchsfähigkeit beeinträchtigen.

Für die gleichen Verhältnisse ergibt sich nach CSA Kapitel 2.4 die Ersatzfestigkeit für den Deckenknoten zu $1,93 \beta_{\text{RDecke}}$.

Im Bild 2.1.9 sind Versuchswerte und Design-Codes verschiedener Autoren dargestellt, die zu großen Unterschieden in der Beurteilung der Festigkeit des Deckenknotens führen.

Unterschätzen unsere Normen mit ihrer Begrenzung auf Teilflächenpressungen $\sigma \leq 1,4 \times \beta_R$ die Tragfähigkeit des Deckenknotens oder wird diese im ACI mit $3,0 \times \beta_{\text{RDecke}}$ extrem überschätzt? Liegt der CSA mit $1,93 \beta_{\text{RDecke}}$ auf der sicheren Seite? Hat die Deckendicke einen Einfluss auf die Tragfähigkeit oder ist sie vernachlässigbar?

Um wirtschaftliche und standsichere Konstruktionen konzipieren zu können, müssen die Fragen zur Tragfähigkeit der Deckenknoten geklärt werden.

Mit Sicherheitsbeiwerten beaufschlagt, sollte die Angabe einer zulässigen Gebrauchslast sowohl unter Berücksichtigung des tatsächlichen dreiaxialen Tragverhaltens des Betons als auch unter Eingrenzung bzw. Abschätzung der Verformungen ermöglicht werden. Die derzeitige Situation ist unbefriedigend, da in Deutschland möglicherweise zu konservative und in Amerika im Extremfall unsichere bzw. nicht gebrauchstaugliche Lösungen konzipiert werden.

3. INGENIEURMODELL

Die Durchleitung hoher Lasten durch Stahlbetondecken mit möglichst kleinen Aufstandsflächen ist mit den Beschränkungen der DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 nicht zufriedenstellend möglich.

Mit dem Einsatz von hochfesten Stützen mit kleinen Querschnitten, gewinnt die Klärung der Tragfähigkeit eine immer größere Bedeutung, um wirtschaftliche Konstruktionen mit einem ausreichendem Sicherheitsniveau konzipieren zu können.

In den derzeitigen Vorschriften wird nur die zulässige Vertikalspannung als Bemessungskriterium angesetzt. Um die positive Wirkung der seitlichen Querdehnungsbehinderung durch den umgebenden Deckenbeton mit einzubeziehen, wird folgendes Tragmodell vorgeschlagen (siehe Bild 3.1).

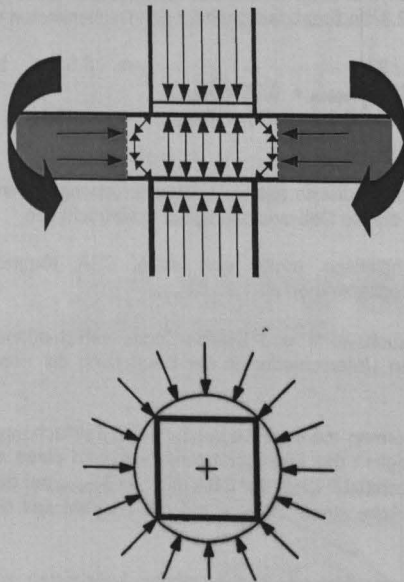


Bild 3.1 Tragmodell des Deckenknotsens

Der belastete Deckenbereich wird sich in Querrichtung ausdehnen, was durch den umschließenden Deckenbeton behindert wird. Es ist zu klären, ob durch den Ansatz eines Umschnürungseffektes eine Laststeigerung erreicht werden kann, die über den Ansatz der Teilflächenpressung hinausgeht.

Es wurde bereits im Kapitel 2.2 darauf hingewiesen, dass es zweifelhaft ist, ob die Deckendicke überhaupt einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit des Deckenknotens ausübt, sondern der obere Grenzwert ohne Berücksichtigung des Verhältnisses $\sqrt{A/A_1}$ bestätigt werden kann.

DIN 1045

$$\begin{aligned}\sigma_{1zul} &= (\beta_R \times \sqrt{\frac{A}{A_1}}) / \gamma && \leq 1,4 \times \beta_R \\ \sigma_u &= \beta_R \times \sqrt{\frac{A}{A_1}} && \leq 1,4 \times \gamma \times \beta_R\end{aligned}$$

In Heft 438 DAfStb Teil 2 [22] wird

$$\beta_R = K_1 \times K_2 \times K_3 \left(1 - \frac{\beta_{WN}}{600}\right) \times \beta_{WN}$$

mit folgenden Faktoren für K_1 bis K_3 angegeben

K_1	=	0,85	Unterschied	Bauwerks / Laborbeton
K_2	=	0,85	Umrechnung	auf Prismenfestigkeit
K_3	=	0,95	Umrechnung	auf Dauerstandsfestigkeit

Der Klammerausdruck beinhaltet einen Sicherheitszuschlag für die hochfesten Betone bis B 115, um 1994 noch fehlende Praxiserfahrung zu berücksichtigen.

In der DIN 1045-1 werden nur noch zwei Umrechnungsfaktoren verwendet

f_{ck}	=	0,85 \times $f_{ck, cube}$	und
α	=	0,85	als Abminderungsbeiwert
			für die Ermittlung von f_{cd}
			ersetzt die Beiwerte K_1 und K_3

Um mit der DIN 1045-1 vergleichbar zu sein, wird β_R wie folgt ermittelt

$$\begin{aligned}\beta'_R &= 0,85 \times 0,85 \times \beta_{WN} && \text{mit} \\ \beta_c &= 0,85 \times \beta_{WN} \\ \beta'_R &= 0,85 \times \beta_c \\ \sigma_u &= 0,85 \times \beta_c \times \sqrt{A/A_1} && \leq 1,4 \times \gamma \times 0,85 \times \beta_c \\ &\leq 1,4 \times 2,1 \times 0,85 \times \beta_c \\ &\leq 2,50 \times \beta_c \\ &= \alpha^* \times \beta_c\end{aligned}$$

Welche Größe hat der Faktor α^* ?

$$\alpha^* \geq 2,50 \quad ?$$

DIN 1045-1

$$\begin{aligned}F_{Rdu} &= A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{A/A_1} && \leq 3,0 \times f_{cd} \times A_{co} \\ E_d &= \gamma_f \times N && < F_{Rdu}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_F \times N &\leq 3,0 \times f_{cd} \times A_{co} && \text{mit } f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c \\
 &\leq 3,0 \times 0,85 \times A_{co} \times f_{ck} / \gamma_c \\
 \gamma_c \times \gamma_F \times N &\leq 2,55 \times A_{co} \times f_{ck} && \text{mit } \gamma_c \times \gamma_F \sim \gamma = 2,1 \\
 N_u &= \gamma_F \times \gamma_c \times N \\
 \sigma_u &= N_u / A_{co} \\
 &\leq 2,55 \times f_{ck} \\
 &\sim \alpha^* \times f_{ck} \\
 \alpha^* &\geq 2,55 \quad ?
 \end{aligned}$$

Um die Lastabtragung gemäß dem Tragmodell zu realisieren, ist für die Aufnahme des entstehenden Querdruckes eine horizontale Bewehrung der Deckenplatte erforderlich, da sonst bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit ein Bruchversagen zu erwarten ist.

Bisher nicht veröffentlichte Versuche am iBMB der TU-Braunschweig haben dies bestätigt. Für unbewehrte Platten wurden Bruchspannungen von

$$\sigma_u = 1,25 \times \beta_c \quad \text{mit } \beta_c = 0,85 \times \beta_{WN}$$

erreicht. Bereits eine Horizontalbewehrung in der Deckenplatte von 0,88 % bewirkt eine Laststeigerung auf

$$\begin{aligned}
 \sigma_u &= 2,61 \times \beta_c \\
 &= \alpha^* \times \beta_c \\
 &\text{d. h. ein erster Richtwert für den Faktor beträgt} \\
 \alpha^* &= \underline{2,61}
 \end{aligned}$$

Nach dem Tragmodell ist die mögliche seitliche Abstützung durch den umgebenden Deckenbeton die Voraussetzung für das Entstehen von horizontalen Querdruckspannungen und damit für eine dreiaxiale Druckbeanspruchung des Deckenbetons im Stützenbereich. Der positive Einfluss der mehrachsialen Druckspannungen auf die Tragfähigkeit des Betons wird als Umschlingungseffekt bezeichnet.

Die resultierenden horizontalen Querdruckspannungen σ_2 und σ_3 infolge der Vertikalbelastung sind in beiden Achsenrichtungen gleich groß.

Es handelt sich dann um einen dreiaxialen Spannungszustand mit $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$.

Dieser Umschlingungseffekt kann mit dem Menetrey / Willam -Bruchkriterium [28] gut beschrieben werden. Bei gleichen Horizontalspannungen in x- und y-Richtung kann die erhöhte Festigkeit in vertikaler Richtung als ein Sonderfall dieses Materialmodells abgeleitet werden.

Mit $\sigma_2 = \sigma_3$ folgt daraus für σ_1

$$f_{c(3D)} = \sigma_1 = \sigma_2 - \sqrt{f_c^2 - m \times \sigma_2 \times f_c}$$

Die einachsiale Festigkeit f_c ist hier positiv und der Umschlingungseffekt σ_2 negativ anzusetzen.

Der Parameter m ist nach dem Ausdruck

$$m = 3 \frac{f_c'^2 - f_t'^2}{f_c' \times f_t'} \times \frac{e}{(e+1)} \quad \text{mit}$$

$$\begin{aligned} f_c' &= k_{f_c} \times f_c & \text{für } k_{f_c} &= 1,0 \\ f_t' &= k_{f_t} \times f_t & \text{für } k_{f_t} &= 2,0 \end{aligned}$$

und der Exzentrizität $e = 0,52$ zu ermitteln.

Eine weitere Beziehung zur Ermittlung der dreiachsialen Festigkeit wird im Eurocode 2 (Ausgabe Januar 2001) als lineare Funktion von σ_2 mit $\sigma_2 = \sigma_3$ vorgeschlagen.

$$f_{ck(3D)} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \times \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für } \sigma_2 < 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck(3D)} = f_{ck} (1,125 + 2,5 \times \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

als grüne Linie in Bild 3.2 dargestellt

Eine Auswertung der Ansätze für Beton B 35 ergibt die Darstellung im Bild 3.2 in der durch die Hauptspannung σ_1 und die Äquisektrix definierten Rendulicebene.

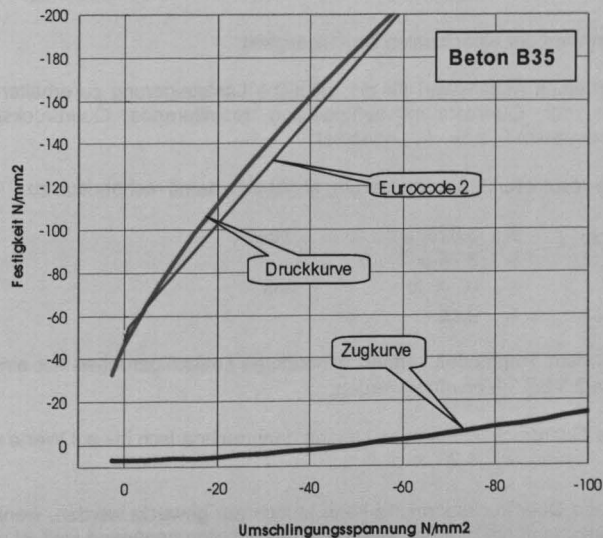


Bild 3.2 Entwicklung der dreiachsialen Festigkeit des Betons B35 als Funktion der Umschlingungsspannung nach Menetrey-Willam und Eurocode 2

Auf der horizontalen Achse sind die Querdruck- bzw. Umschlingungsspannungen angegeben und auf der vertikalen Achse die durch σ_2 bzw. σ_3 beeinflusste mögliche Druckfestigkeit in Richtung der ersten Hauptspannung σ_1 .

Die einachsiale Druckfestigkeit $f_c = 46,75 \text{ N/mm}^2$ erhöht sich bei Ansatz von

$\sigma_2 = \sigma_3 =$	$7,50 \text{ N/mm}^2$	→	auf	$\sigma_2 = \sigma_3 =$	$0,10 \sigma_1$
$\sigma_1 =$	$75,00 \text{ N/mm}^2$				
$\sigma_2 = \sigma_3 =$	$25,00 \text{ N/mm}^2$	→	auf	$\sigma_2 = \sigma_3 =$	$0,20 \sigma_1$
$\sigma_1 =$	$125,40 \text{ N/mm}^2$				
$\sigma_2 = \sigma_3 =$	$40,00 \text{ N/mm}^2$	→	auf	$\sigma_2 = \sigma_3 =$	$0,25 \sigma_1$
$\sigma_1 =$	$161,80 \text{ N/mm}^2$				
$\sigma_2 = \sigma_3 = f_c =$	$46,75 \text{ N/mm}^2$	→	auf	$\sigma_2 = \sigma_3 =$	$0,26 \sigma_1$
$\sigma_1 =$	$177,00 \text{ N/mm}^2$				
	<u>$3,78 f_c$</u>				

nach Eurocode für $\sigma_2 = \sigma_3 = f_{ck}$

$$f_{ck(3D)} = f_{ck} (1,125 + 2,5)$$

$$= \underline{3,625 \times f_{ck}}$$

Für $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ergeben beide Ansätze
 $\sigma_1 = f_{ck(3D)} = f_c$ bzw. f_{ck}

den Wert der einachsialen Druckfestigkeit.

Um einen Anhaltswert für die mögliche Laststeigerung zu erhalten, wird für die aus der Querdehnungsbehinderung resultierende Querdruckspannung als Obergrenze f_c bzw. f_{ck} angesetzt.

Die resultierende Laststeigerung ergibt sich damit rechnerisch zu

$$f_{ck(3D)} \leq 3,625 f_{ck} \quad \text{bzw.}$$

$$\sigma_1 \leq 3,78 \times f_c$$

$$= \alpha^* \times f_c \quad \text{mit}$$

$$\alpha^* \leq \underline{3,78}$$

Mit dem Tragmodell können demzufolge Laststeigerungen mit einem Faktor α^* von 2,5 bis 3,8 erwartet werden.

Die Querdruckspannungen steigen dann rechnerisch bis auf Werte von
 $\sigma_2 = \sigma_3 = 0,26 \times \sigma_1$

Diese Querdruckspannung kann jedoch nur geweckt werden, wenn die seitliche Stützung durch den umgebenden Deckenbeton genügend steif ist und im Knoten selbst plastische Verformungen in Kauf genommen werden, da im Normalfall des elastisch-plastischen Materialverhaltens die Querdehnung mit $\mu = 0,2$ anzusetzen ist, d. h. Werte über $0,20 \times \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ein plastisches Verhalten voraussetzen.

In den Vorschriften wird nur die zulässige Vertikalpressung mit oder ohne Vertikalbewehrung angesetzt. Es ist zu vermuten, dass bei Deckenknoten ohne Vertikalbewehrung hohe Vertikallasten ohne Bruchversagen mit großen Verformungen aufgenommen werden können, was zwar standsicher, aber nicht gebrauchstauglich ist.

Die Tragfähigkeit des Deckenknotens wird deshalb eher mit Verformungsbeschränkungen für die Gebrauchsfähigkeit begrenzt, als durch die mögliche Vertikallast.

Um hier zu praxisnahen Ergebnissen zu kommen, wurden die nachfolgend beschriebenen Versuche durchgeführt. Sie sollten Auskunft über die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Deckenknoten aus Normalbeton mit und ohne Vertikalbewehrung beim Durchleiten hoher Stützenlasten geben.

Es soll festgestellt werden, ob die Versuche die prognostizierte Größe des Faktors α^* von $2,50 \leq \alpha^* \leq 3,8$ bestätigen und die resultierenden Verformungen dann noch gebrauchstauglich sind.

4. VERSUCHE ZUR TRAGFÄHIGKEIT DES DECKENKNOTENS

4.0 Allgemeines

Es wurden 9 Versuche an Deckenknoten aus Normalbeton mit der folgenden Zielsetzung durchgeführt:

- Untersuchung der Tragfähigkeit bezüglich der Durchleitung hoher Stützenlasten mit und ohne Plattenbiegung und mit und ohne Vertikalbewehrung
- Beurteilung der Vertikalverformungen im Hinblick auf die Gebrauchsfähigkeit

Für die Versuche wurde eine Amsler-Pressen mit digitaler Steuerung und einer maximal möglichen Last von 10.000 kN eingesetzt (siehe Bild 3.0.1). Bild 3.0.1 zeigt einen eingebauten Deckenknoten mit der Belastungseinrichtung zur Aufbringung der Biegebelastung in den Plattenecken.



Bild 4.0.1 10 MN-Pressen mit Versuchsaufbau

Die Aufstandsfläche (Stützenquerschnitt) wurde wegen der maximalen Pressenlast auf 20 x 20 cm festgelegt, um in den Versuchen genügend Lastreserven zu haben. Bei gebräuchlichen Mindestabmessungen für feuersichere Fertigteilstützen von 25 x 25 cm beträgt der Maßstab 1:1,6. Die für die Versuche gewählte Plattendicke von 15 cm entspricht bei gleichem Maßstab einer in der Praxis häufig vorkommenden Stahlbetondecke von 24 cm Dicke.

Die 9 Versuche wurden mit unterschiedlicher Ausbildung der Versuchskörper ausgeführt.

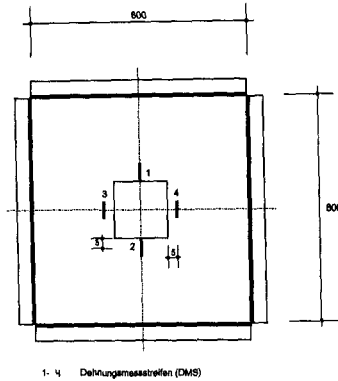
Variiert wurden folgende Parameter:

- Abmessung
- Betongüte
- Horizontalbewehrung mit und ohne Schubbewehrung
- Vertikalbewehrung im Deckenknoten
- Belastung in Stufen teilweise mit Biegelasten

Die nachfolgende Tabelle 4.0.1 vermittelt einen Überblick über die durchgeführten Versuche.

Versuchskörper	Plattenabmessungen bei 15 cm Dicke		Vertikalbewehrung St 750/1080 Horizontalbewehrung BSt 500S μ_s / μ_u in %	Belastung
	Betongüte	β_c $\beta_{c\text{ gem}}$		
DS1	80/80 B 35	30 40,9	keine 1,20 / 1,20	N
DS2	80/80 B 35	30 41,7	keine 1,20 / 1,20	N+M
DS3	120/120 B 35	30 32,0	keine 1,20 / 0,84	N+M
DS4	120/120 B 45	38 44,8	keine 1,20 / 0,84	N+M
DS5	120/120 B 35	30 31,4	8 Ø 26,5 eingebohrt 1,67 / 0,84	N+M
DS6	120/120 B 35	30 38,3	Panzerung 8 Ø 26,5 1,67 / 0,84	N+M
DS7	120/120 B 35	30 38,3	HH-Stütze 8 Ø 26,5 1,67 / 0,84	N+M
DS8	80/120 B 35	30 30,3	HH-Stütze 8 Ø 26,5 1,67 / 0,84	N+M
DS9	80/120 B 35	30 30,3	Panzerung 8 Ø 26,5 1,67 / 0,84	N+M

Tabelle 4.0.1 Daten der durchgeführten Deckenknotenversuche

4.1 Versuch 1 – Versuchskörper DS1Plattendicke $d = 150 \text{ mm}$

Betongüte B35

Bewehrung 11 $\varnothing 12$ pro Seite und Achsenrichtung

Bild 4.1.1 Abmessungen Versuchskörper DS1

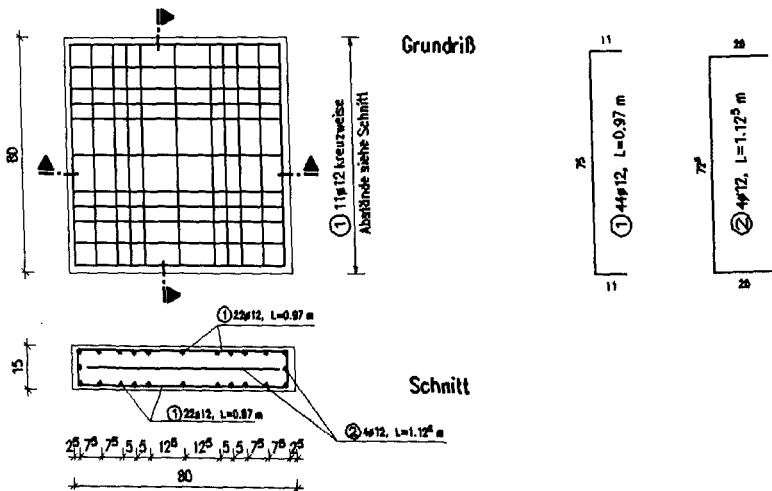
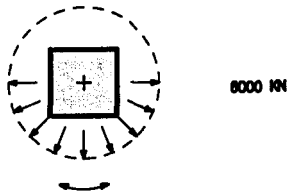


Bild 4.1.2 Bewehrung Versuchskörper DS1 + DS2

Die Platte wurde nur mit Vertikallasten über die aufgeklebten Stahlplatten beansprucht. Es wurde der Kolbenweg gemessen. Nach Abzug des Maschinenweges ergaben sich Verformungen von 5,5 mm bei der Höchstlast von 7000 kN. Um die Verformungen einzugrenzen, wurden keine höheren Lasten als 7000 kN aufgebracht.

Die Auswertung der Dehnmessstreifen 3 und 4 zeigt (siehe Bild 4.1.4), dass die aus der dreiachsialen Tragwirkung resultierende Abstützung mit steigender Last nach außen wandert, d. h. dass sich größere Bereiche der Deckenplatte beteiligen. Die gemessenen Werte zeigen zunächst Zugspannungen auf, die ab 4000 kN kleiner werden und ab 6000 kN bereits zu Druckspannungen führen. Aus dem Rißbild 4.1.5 der Deckenplatte lässt sich die beschriebene Lastabtragung erkennen, d. h. innen unmittelbar neben der Stütze ein ungerissener Bereich (Druck) und außen ein gerissener Zugbereich.

Die gemessene Stauchung betrug bei einer Last von 2500 kN in etwa 0,75 mm und bei der maximalen Last von 7000 kN ungefähr 5,5 mm (siehe Bild 4.1.3).



$$\begin{aligned}
 \varepsilon_u &= 5,5 \text{ mm} / 150 &= 37 \text{ ‰} \\
 \sigma_u &= 7000 / 20,0 \times 20,0 &= 17,5 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 175 \text{ MN/m}^2 \\
 &= \alpha^* \times \beta_c &\text{mit} \\
 f_c &= \beta_c &= 40,9 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha^* &= \sigma_u / \beta_c &= 4,28 \\
 E_u &= \sigma / \varepsilon &= \\
 &= 175 / 37 \text{ ‰} &= \underline{4730 \text{ MN/m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gebrauchslast} &= 2500 \text{ kN} \\
 \varepsilon_n &= 0,75 / 150 &= 5 \text{ ‰} \\
 \sigma_n &= 2500 / 20,0 \times 20,0 &= 6,25 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 62,5 \text{ N/mm}^2 \\
 E_n &= \sigma / \varepsilon &= \\
 &= 62,5 / 5 \text{ ‰} &= \underline{12500 \text{ MN/m}^2}
 \end{aligned}$$

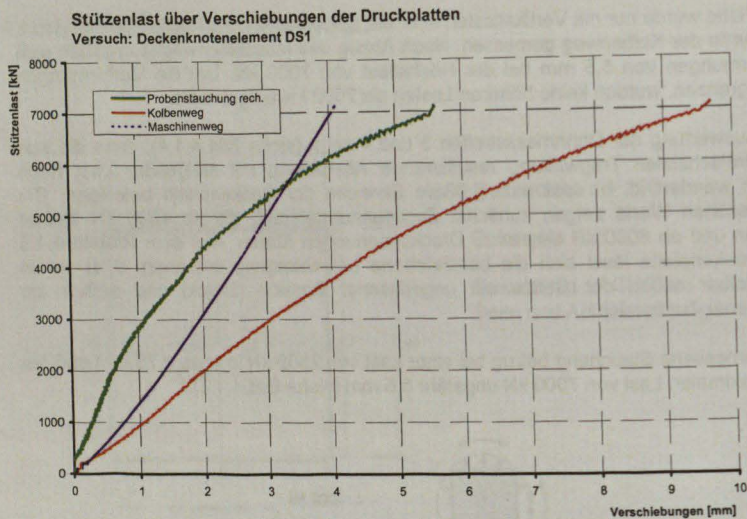


Bild 4.1.3 Last-Verformungskurve

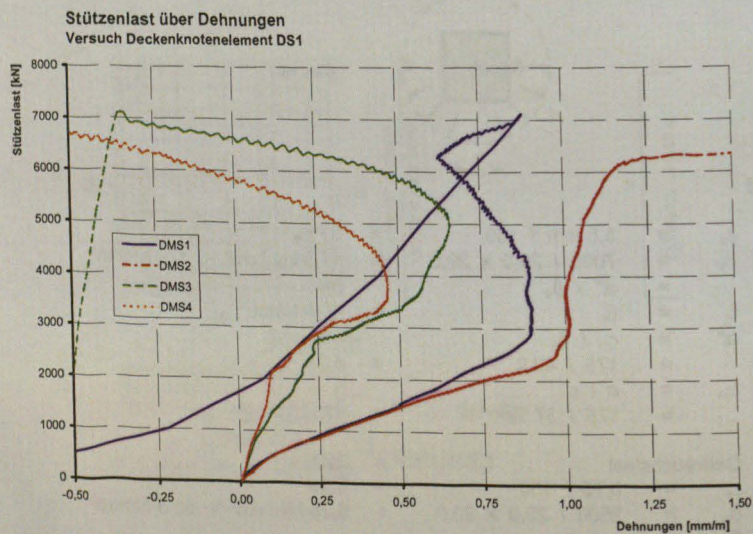
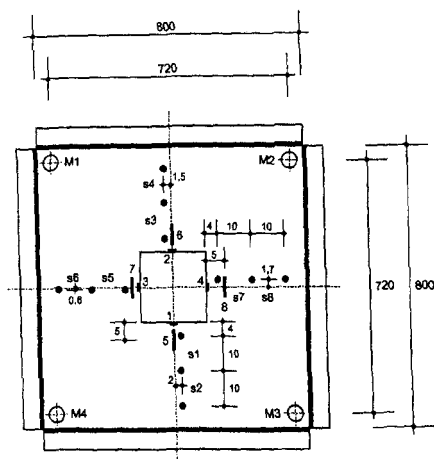


Bild 4.1.4 Last-Dehnungskurve



Bild 4.1.5 Rißbild nach Belastung mit $P_u = 7000$ kN, Versuchskörper DS1

4.2 Versuch 2 – Versuchskörper DS2



Plattendicke $d = 150 \text{ mm}$

Betongüte B35

Bewehrung 11 $\varnothing 12$ pro
Seite und Achsenrichtung

s1 - s8 Setzdehnungsmesser (SDM)
1- 8 Dehnungsmessstreifen (DMS)
M1 - M4 Kraftmessdoesen

Bild 4.2.1 Abmessung und Meßstellen Versuchskörper DS2

Durch Vertikallasten in den Punkten M1 bis M4 von je 120 kN wurde die Platte Biegebeanspruchungen ausgesetzt und dadurch Biegerisse auf der Oberseite erzeugt. Nach Entlastung erfolgte die schrittweise Beanspruchung mit Vertikallasten bis 6000 kN und Biegelasten von 40 kN. Nach Entlastung auf 3000 kN (Gebrauchslast) erfolgt eine Steigerung der Biegelast bis 60 kN und die Vertikallast bis 4500 kN. Nach einer anschließenden Erhöhung der Biegelast auf 4 x 80 kN und der Vertikallast auf 6000 kN wurde der Versuch beendet. Es wurden keine örtlichen Zerstörungen des Betons festgestellt.

Die gemessene Stauchung abzüglich des Maschinenweges betrug bei der maximalen Last etwa 4,8 mm. Bei der Gebrauchslast von 2500 kN etwa 0,7 mm.

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= 4 \times 80 + 6000 &&= 6320 \text{ kN} \\
 \epsilon_u &= 4,8 / 150 &&= 32 \text{ ‰} \\
 \sigma_u &= 6320 / 20 \times 20 &&= 158 \text{ kN/cm}^2 = 158 \text{ N/mm}^2 \\
 &= \alpha^* \times \beta_c &&\text{mit } \beta_c = 41,7 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha^* &= \sigma_u / \beta_c &&= 3,79 \\
 E_u &= \sigma / \epsilon &&= 158 / 32 \\
 &= 4940 \text{ MN/M}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_n &= 0,75 / 150 &= 5 \text{ ‰} \\
 \sigma_n &= 2500 / 20 \times 20 &= 62,5 \text{ kN/cm}^2 = 62,5 \text{ N/mm}^2 \\
 E_n &= \sigma / \varepsilon \\
 &= 62,5 / 5,0 \text{ ‰} &= 12500 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Dieser Wert stimmt mit dem Wert für E_n vom Versuch 1 (DS 1) überein.

Durch die eingetragenen Biegerisse erfolgt die horizontale Abstützung des Betons zwischen den Stahlplatten in einem größeren Radius um die Stütze, da die unmittelbar daneben angeordneten Dehnmeßstreifen DSM 1 bis 4 (siehe Bild 4.2.3) von Belastungsbeginn Druckspannungen (Stauchungen) aufzeigen. Die Stauchungen betragen dabei zwischen $\varepsilon_H = 2,0$ und $2,4 \text{ ‰}$ bei einer Last von 6000 kN. Aus dem Verhältnis der Vertikalstauchung und den Horizontalstauchung lässt sich die horizontale Stützkraft grob abschätzen.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_H &= \sigma_H / E_H &= 2,4 \text{ ‰} \\
 \varepsilon_V &= \sigma_V / E_V &= 32,0 \text{ ‰} \\
 \varepsilon_H / \varepsilon_V &= 2,4 / 32 &= 0,075 \\
 \sigma_V &= 150 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_H &= 150 \times 0,075 &= 11,25 \text{ N/mm}^2 \\
 &\text{(unter der Annahme, dass } E_H = E_V)
 \end{aligned}$$

Die Dehnmeßstreifen 5 bis 7 sind wegen aufgetretener Risse ausgefallen. Als Druckbereich verbleibt dann maximal der Abstand zwischen diesen Dehnmeßstreifen (DMSt und DMSB) von 30 cm.

Damit ergibt sich eine Horizontalkraft je Richtung von rechnerisch

$$H = 150 \times 300 \times 11,25 = 506250 \text{ N}$$

Die vorhandene Bewehrung von $2 \times 11 \text{ } \varnothing 12$ pro Richtung

$$A_{\text{svorh.}} = 1,3 \times 22 = 24,9 \text{ cm}^2$$

kann diese H-Kraft aufnehmen.

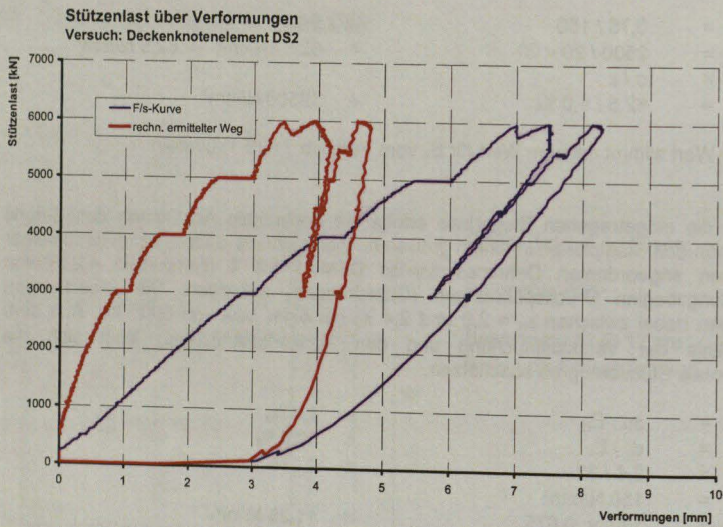


Bild 4.2.2 Last- Verformungskurve

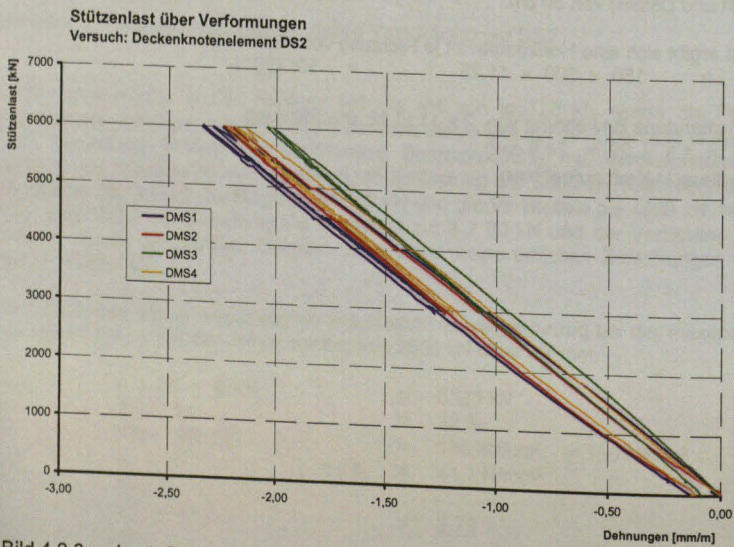


Bild 4.2.3 Last- Dehnungskurve

4.3 Versuch 3 – Versuchskörper DS3

Bei den weiteren Versuchen (Versuche DS3 bis DS7) wurde die Plattenabmessung von $80\text{ cm} \times 80\text{ cm}$ Seitenlänge auf $120\text{ cm} \times 120\text{ cm}$ bei gleichbleibender Dicke von $d = 15\text{ cm}$ vergrößert. Dadurch kann die Biegelast radialsymmetrisch über 8 Lastpunkte in einem größeren Abstand von der Stütze eingetragen werden, was der tatsächlichen Beanspruchung besser entspricht.

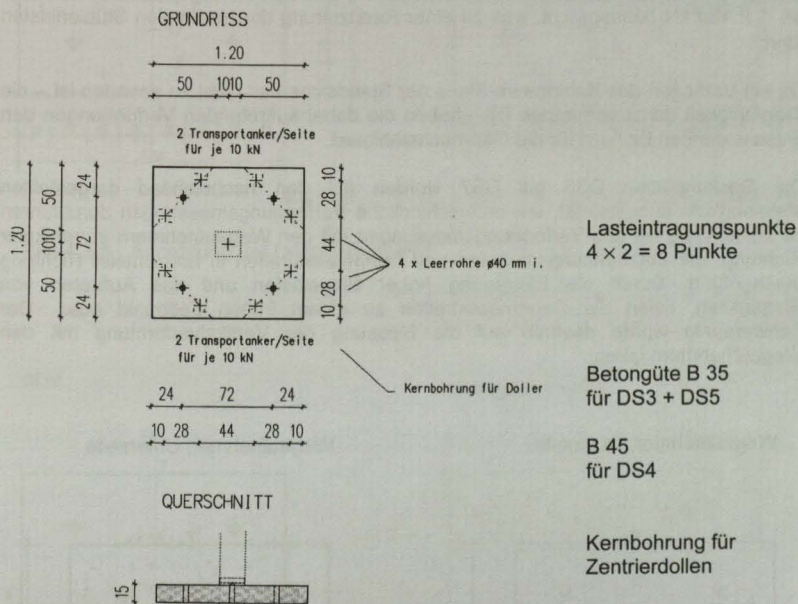


Bild 4.3.1 Abmessungen Versuchskörper DS3 - DS7

Die Versuchskörper wurden im Fertigteilwerk in den angegebenen Betongüten hergestellt, um feststellen zu können, wie der Unterschied von B 35 zu B 45 sich im Tragverhalten des Deckenknotens auswirkt.

Da für die Tragfähigkeit des Deckenknotens neben der Betonfestigkeit die Behinderung der Querdehnung durch die den Knoten umschließende Deckenplatte von entscheidender Bedeutung ist, sollte mit diesen Versuchen abgeklärt werden, inwieweit die durch Biegebelastung erzeugte Biegerissbildung diesen Tragzustand negativ beeinflusst.

Die zentrische Bohrung für den Zentrierdollen reduziert ebenfalls die Querdehnungsbehinderung. Durch längere Standzeiten der Versuche sollte zudem das Dauerstandsverhalten des Knotens beurteilt werden.

Dabei wurden jeweils maximale Biegelasten und maximale Stützenlasten eingetragen. Diese Lastkombination dient als Grenzlastfall und kann in Wirklichkeit nicht auftreten, da die Grenzbiegelast die Stützenlast reduziert, d. h. entweder ist die Stütze voll beansprucht, dann gehört dazu der normale Deckenlastfall mit $4 \times 50 \text{ kN}$ als Gebrauchslast, oder die Decke wird durch Lasten aus darüber liegenden Decken, z. B. bis $4 \times 130 \text{ kN}$ beansprucht, was zu einer Reduzierung der maximalen Stützenlasten führt.

Da ein Versagen des Knotens im Sinne der Standsicherheit nicht zu erwarten ist – die Tragfähigkeit damit vorhanden ist – haben die dabei auftretenden Verformungen den entscheidenden Einfluss für die Gebrauchsfähigkeit.

Die Deckenplatten DS3 bis DS7 wurden mit den nachstehend dargestellten Messpunkten ausgestattet, um unterschiedliche Verformungsmessungen durchführen zu können. Es wurden Verformungsmessungen mit den Wegaufnehmern in vertikaler Richtung, mit Setzdehnmessern und Dehnmessstreifen in horizontaler Richtung durchgeführt. Durch die Eintragung hoher Biegelasten und das Auftreten von Biegerissen, fielen die Dehnmessstreifen zu einem frühen Zeitpunkt aus. Der Schwerpunkt wurde deshalb auf die Messung der Vertikalverformung mit den Wegaufnehmern gelegt.

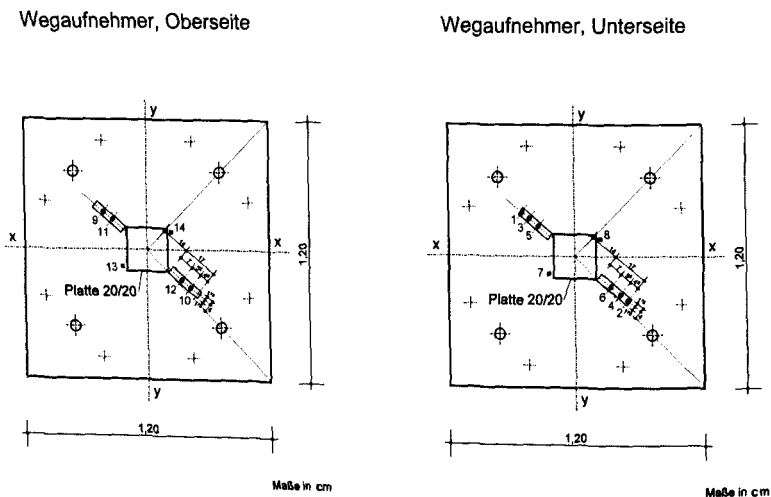
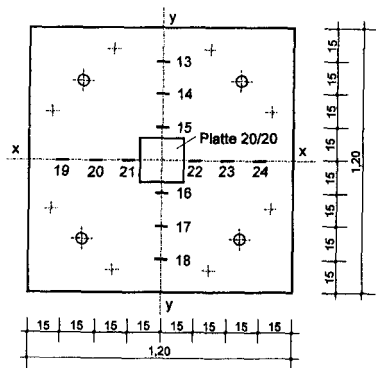


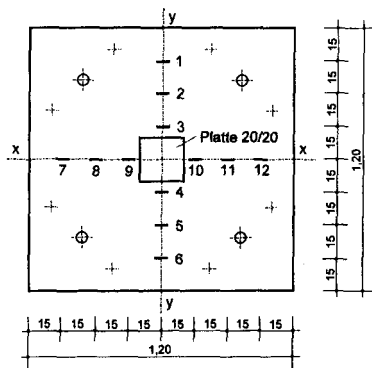
Bild 4.3.2 Anordnung der Meßpunkte, Versuchskörper DS3

DMS, Oberseite



Maße in cm

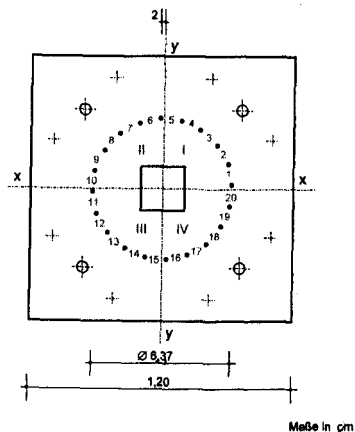
DMS, Unterseite



Maße in cm

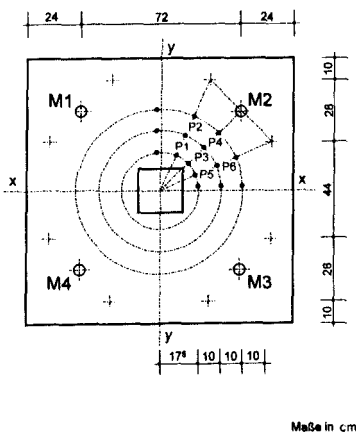
Bild 4.3.3 Anordnung der Dehnmeßstreifen

SDM



Maße in cm

Meßdosen, Pfender



Maße in cm

Bild 4.3.4 Anordnung der Setzdehnmessmer und Kraftmeßdosen, Pfender

Versuchskörper DS 3

Die Stahlbetonplatte mit den Abmessungen 120/120/15 wurde im Fertigteilwerk mit 14 \emptyset 12/7,5 je Achsrichtung bewehrt und in B35 ausgeführt. Schubhügel $4 \times 5 \emptyset$ 8/7,5 verhindern ein Schubversagen auch bei γ -fachen Biegelasten. Bewehrungsskizze siehe Bild 4.3.5.

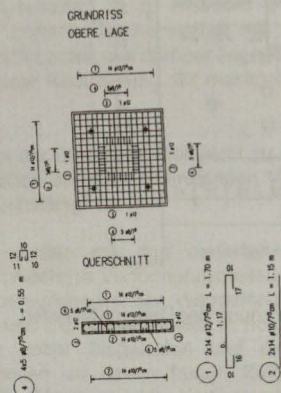


Bild 4.3.5 Bewehrung DS3

Die Platte wurde zunächst über die aufgeklebten Stahlplatten mit einer Normkraft von 500 kN belastet. Danach erfolgt eine Eintragung von Biegelasten bis zu 100 kN pro Lastpunkt zur Erzeugung von Biegerissen zur Verminderung der Querdehnungsbehinderung (siehe Bild 4.3.9).

Anschließend wurde die Biegelast auf 60 kN (pro Lasttraverse, d. h. 30 kN pro Punkt) reduziert, was der 1,2-fachen Gebrauchslast entspricht. Die Stützenlast wurde auf 3000 kN erhöht. Unter dieser Beanspruchung blieb der Deckenknoten über einen Zeitraum von 67 Stunden. Dabei wurde ein Lastkriechen von ca. 20 % der elastischen Verformung beobachtet. Der größte Teil dieser Kriechverformung von z. B. WG-1 von 2,3 mm auf 2,7 mm, d. h. 0,4 mm, trat in den ersten 20 Stunden auf, während in den nächsten 47 Stunden nur noch eine Kriechverformung von 0,15 mm auf 2,85 mm erfolgte (siehe Bild 4.3.10).

$$\sigma = 3.000 \text{ kN} / (20 \times 20 - 3,5^2 \times \frac{\pi}{4}) = 7,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta l_{\text{elast}} = 2,3 \text{ mm} \quad \varepsilon_1 = 15,3 \text{ ‰}$$

$$\Delta l_{\text{elast+k}} = 2,85 \text{ mm} \quad \varepsilon_2 = 19,0 \text{ ‰}$$

$$E_1 = 77 \text{ MN/m}^2 / 15,3 = 5030 \text{ MN/m}^2$$

$$E_2 = 77 / 19 = 4050 \text{ MN/m}^2$$

Danach wurde zunächst die Biegelast auf 4×100 kN, d. h. 50 kN je Lastpunkt erhöht, ohne nennenswerte Verformungszuwächse im Bereich der Lastplatten. Die anschließend erfolgte Erhöhung der Stützenlast auf 5000 kN führte zu weiteren Verformungen bis maximal:

$$\text{WG 1} = 7,1 \text{ mm, (siehe Bild 4.3.7)} \quad \text{WG 2} = 4 \text{ mm}$$

$$\text{i.M.} = (7,1 + 4) / 2 = 5,5 \text{ mm}$$

Wegen der großen Verformungen erfolgte keine weitere Erhöhung der Vertikallast.



Bild 4.3.6 Sichtbare bleibende Stauchung im Lasteinleitungsbereich Versuchskörper DS3

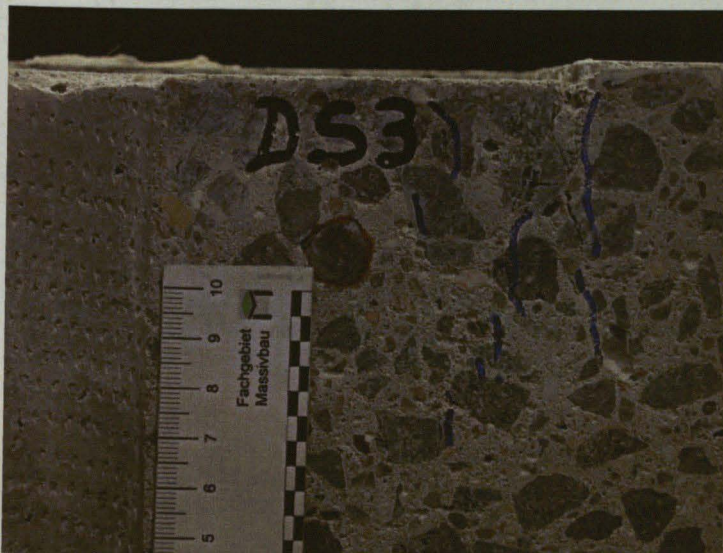


Bild 4.3.7 Schnittbild mit Stauchung ohne Bruchversagen, Versuchskörper DS3

Eine weitere Erhöhung der Biegelast auf 120 kN führte zu keiner Vergrößerung der Verformung, aber auch nicht zu neuen, erwarteten Tangentialrissen. Die Last wurde dann zurückgefahren und eine Abnahme der Verformungen beobachtet.

Aus der Auswertung der Wegaufnehmer lässt sich ableiten, dass die mittlere Stauchung (WG 1 + WG 2) / 2 für die Gebrauchslast 2,5 mm und 5,5 mm für die maximale Last beträgt (siehe Tabelle 4.3.9).

Aus den WG 7, 8, 13, 14 neben der Stütze folgt 3,1 mm bzw. 6,3 mm. Aus den im Abstand von 7 bzw. 12,5 cm von der Stütze 3,1 mm bzw. 6,6 mm.

Subtrahiert man von $3,1 - 2,5 = 0,6$ mm
bzw. $6,3 - 5,5 = 0,8$ mm

so lässt dies die Schlussfolgerung zu, dass sich die Betonplatte im Bereich unmittelbar neben der Stütze infolge der dreiaxialen Beanspruchung minimal aufwölbt.

Verschiebungen bei	Gebrauchslast	max. Last	bleibend
WG 1	3,0	7,1	5,8
WG 2	2,0	4,0	4,4
i. M.	2,5 $\epsilon = 16,6\%$	5,5	
WG 7	1,2	2,8	1,6
WG 8	1,4	2,8	1,6
i.M.	1,3	2,8	1,6
WG 13	1,9	4,5	3,5
WG 14	1,7	3,5	2,1
i.M.	1,8	4,0	2,8
Σ i.M.	3,1 20,7 %	6,3	4,4
WG 5	2,0	3,7	2,8
WG 11	1,5 3,5	4,0 7,7	3,4 6,2
WG 6	1,9	3,0	2,2
WG 12	0,8 2,7	2,5 5,5	2,0 4,4
i.M.	3,1 20,7 %	6,6	5,3
WG 3	2,5	4,6	3,3
WG 9	1,2 3,7	3,8 8,4	3,4 6,7
WG 4	2,3	3,8	2,7
WG 10	0,2 2,5	1,0 4,8	0,8 3,5
i.M.	3,1	6,6	5,1

Tabelle 4.3.8 Verschiebungen an den Meßpunkten [mm]

Versuchsergebnisse:

$$\begin{aligned}
 \text{maximale Last } N_u &= 5.000 + 4 \times 120 = 5480 \text{ kN} \\
 F &= 20 \times 20 - 3,5^2 \times \pi / 4 = 390,4 \text{ cm}^2 \\
 \sigma_u &= 5480 / 0,03904 = 140,4 \text{ MN/m}^2 \\
 &= \alpha^* \times \beta_c \quad \text{mit } \beta_c = 32 \text{ MN/m}^2 \\
 \alpha^* &= \sigma_u / \beta_c = 4,39 \\
 \epsilon_{\text{max. i.M.}} &= 5,5 / 150 = 36,7 \text{ ‰} \\
 E_u &= 140,4 / 36,7 \text{ ‰} = 3826 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

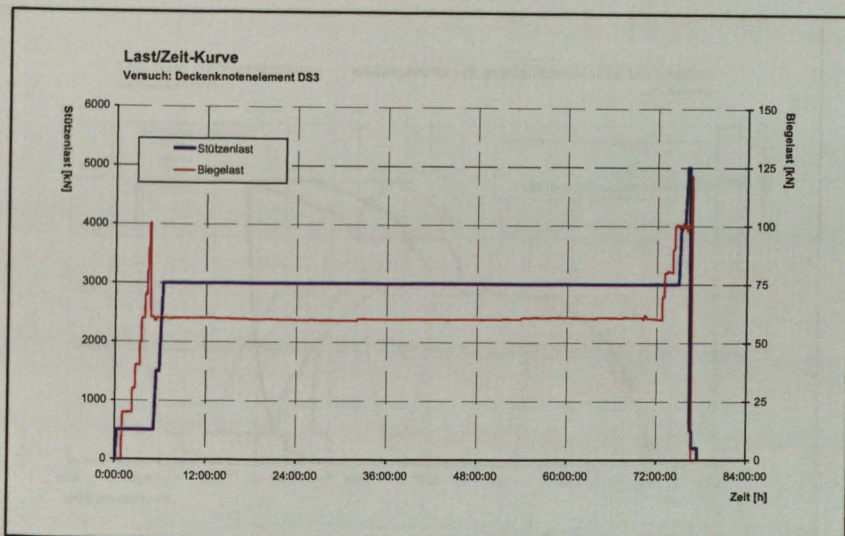


Bild 4.3.9



Bild 4.3.10

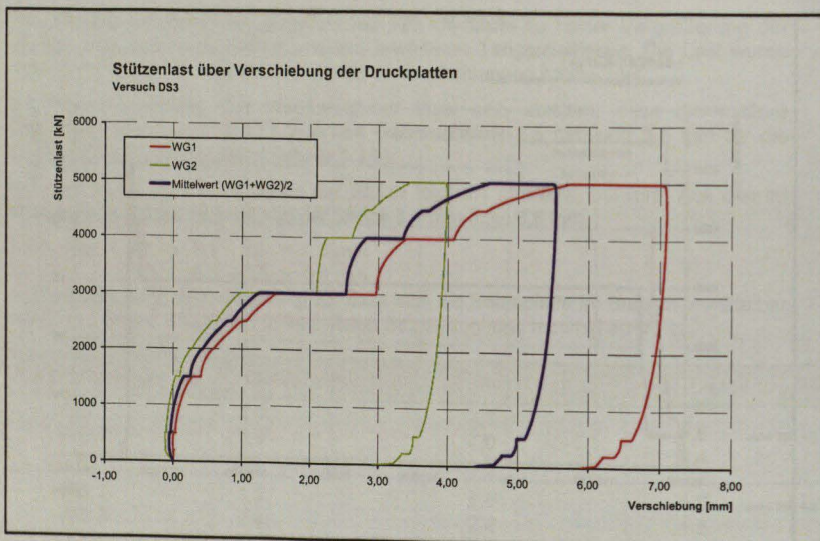


Bild 4.3.11

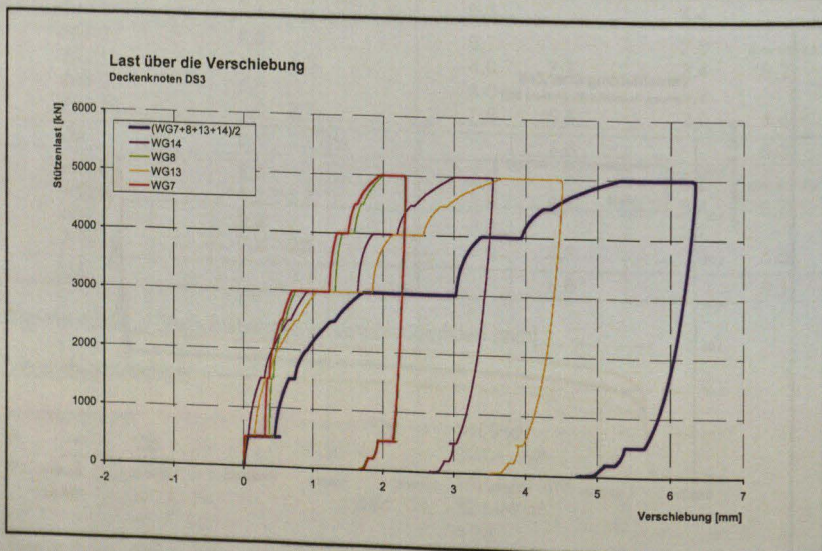


Bild 4.3.12

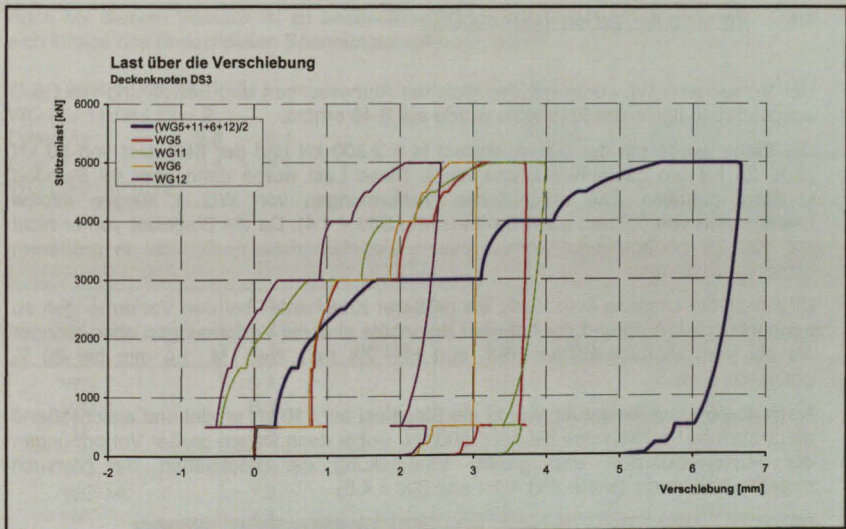


Bild 4.3.13

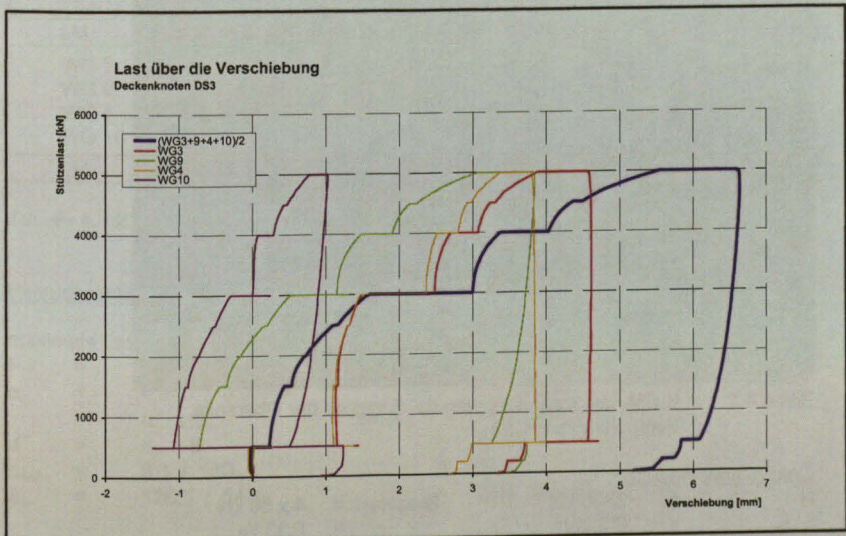


Bild 4.3.14

4.4 Versuch 4 – Versuchskörper DS4

Der Versuchskörper wurde mit den gleichen Abmessungen und Bewehrung wie DS 3 ausgeführt, lediglich die Betongüte wurde auf B 45 erhöht.

Die Platte wurde mit der Gebrauchslast $N = 2.300 \text{ kN}$ und der Biegelast von 50 kN (d. h. 25 kN pro Lastpunkt) beansprucht. Diese Last wurde dann über 69 Stunden konstant gehalten. Die anfänglichen Verformungen von WG 1 stiegen infolge Lastkriechen von $0,8 \text{ mm}$ auf $1,5 \text{ mm}$ (siehe Bild 4.4.4). Da die Biegelast vorher nicht auf 100 kN hochgefahren wurde, waren Biegetrennrisse noch nicht in größerem Umfang vorhanden.

Dies mag die Ursache sein, dass ein größerer Kriechanteil bei den Verformungen zu beobachten ist. Aufgrund der höheren Betongüte sind die Verformungen aber geringer als bei dem Versuchskörper DS3, dort i.M. $2,4 \text{ mm}$, hier i.M. $1,4 \text{ mm}$ bei 20% geringerer Last.

Nach dieser Dauerbelastung wurde die Biegelast auf 110 kN erhöht und anschließend die Stützenlast schrittweise bis auf 4.500 kN , wobei dann wegen großer Verformungen der Platteneckpunkte und großer Eindrückung der Kopfplatten der Versuch abgebrochen wurde (siehe Bild 4.4.1 und Bild 4.4.5).

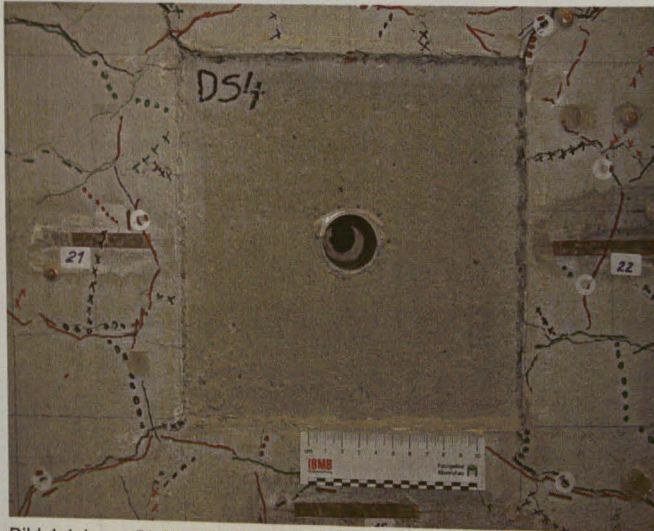


Bild 4.4.1 Bleibende Stauchung von ca. 5 mm an der Oberseite, Versuchskörper DS4

Dauerstandsversuch

N	=	2300 kN	Biegelast =	$4 \times 50 \text{ kN}$
Δl_{elast}	=	$0,8 \text{ mm}$	ϵ_1	= $5,33 \text{ ‰}$
$\Delta l_{\text{elast+kr}}$	=	$1,4 \text{ mm}$	ϵ_2	= $9,33 \text{ ‰}$
σ	=	$2300 / 390,4$		= $5,89 \text{ kN/cm}^2$
E_1	=	$58,9 / 5,33 \text{ ‰}$		= 11050 MN/m^2
E_2	=	$58,9 / 9,33 \text{ ‰}$		= 6310 MN/m^2

Auch bei diesem Versuch ist zu beobachten, dass neben den Lastplatten der Beton sich infolge des dreiaxialen Spannungszustandes aufwölbt.

$$\begin{aligned} \Delta l_{\max.} \text{ (WG 1 und WG 2 i.M.)} &= 8,1 \text{ mm} \\ \text{WG (5 / 11 / 6 / 12) / 2} &= 10,6 \text{ mm} \\ \text{Differenz} &= 9,8 - 8,1 = 1,7 \text{ mm} \\ \text{bzw.} &= 9,4 - 8,1 = 1,3 \text{ mm} \\ \text{WG (3+9+4+10)/2} & \end{aligned}$$

Verschiebungen bei	Gebrauchslast	max. Last	bleibend
WG 1	1,4	10,9	9,4
WG 2	1,2	5,3	4,4
i. M.	1,3 8,66 ‰	8,1 54 ‰	6,9
WG 7	0,7	1,8	1,3
WG 8	0,9	4,7	3,9
i.M.	0,8	3,3	2,6
WG 13	0,9	3,1	2,4
WG 14	1,3	9,0	8,2
i.M.	1,1	6,0	5,3
Σ i.M.	1,9 12,6 ‰	9,3	7,9
WG 5	2,1	5,6	4,7
WG 11	0,7 2,8	6,4 12,0	5,8 10,5
WG 6	1,4	3,2	2,3
WG 12	0,8 2,2	4,4 7,6	4,2 6,5
i.M.	2,5 16,6 ‰	9,8	8,5
WG 3	2,5	7,3	5,6
WG 9	0,2 2,7	4,5 11,8	4,5 10,1
WG 4	1,8	4,2	2,8
WG 10	0,5 2,3	2,8 7,0	2,8 5,6
i.M.	2,5 16,6 ‰	9,4	7,8

Tabelle 4.4.2 Verschiebungen an den Meßpunkten [mm]

Versuchsergebnisse:

$$\begin{aligned} \text{maximale Last} \quad N &= 4500 + 4 \times 110 = 4940 \text{ kN} \\ F &= 20 \times 20 - 3,5^2 \times \pi / 4 = 390,4 \text{ cm}^2 \\ \sigma_u &= 4,940 / 0,03904 = 126,5 \text{ MN/m}^2 \\ &= \alpha^* \times \beta_c \quad \text{mit } \beta_c = 44,8 \text{ MN/m}^2 \\ \alpha^* &= \sigma_u / \beta_c = 2,82 \\ \epsilon_{\max} &= 8,1 / 150 = 54 \text{ ‰} \\ E_u &= 126,5 / 54 \text{ ‰} = 2340 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

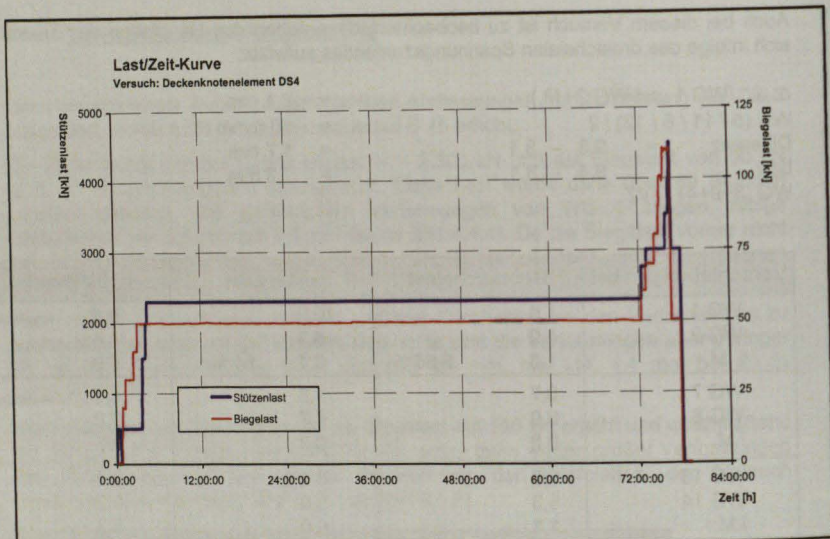


Bild 4.4.3

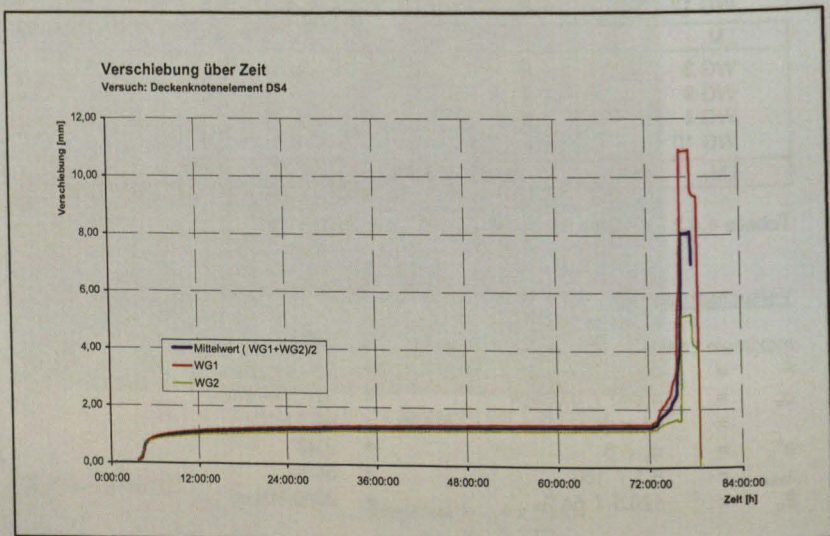


Bild 4.4.4

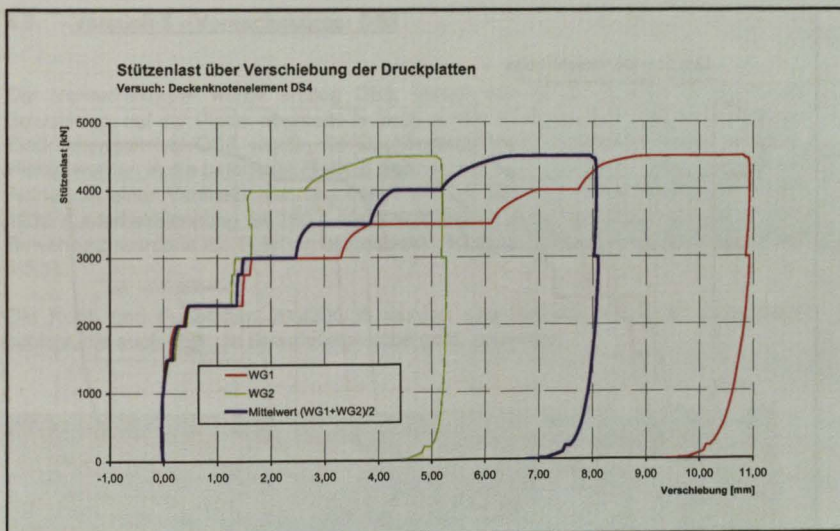


Bild 4.4.5

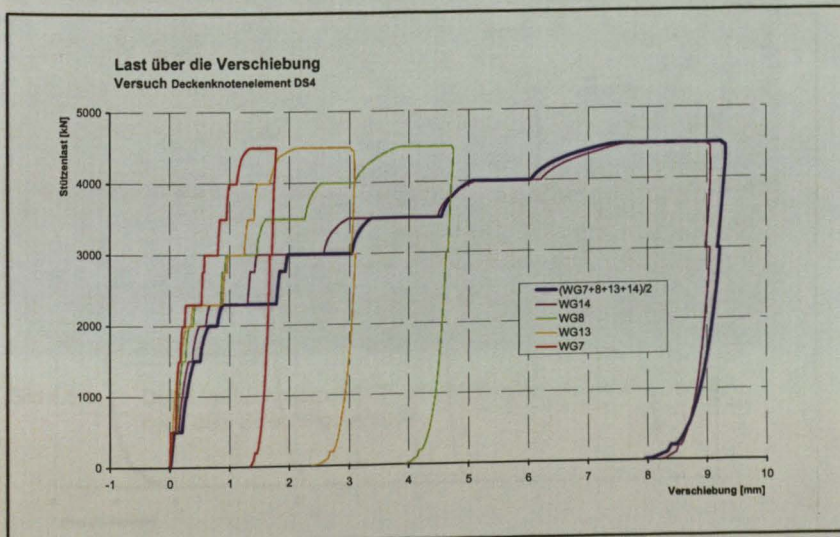


Bild 4.4.6

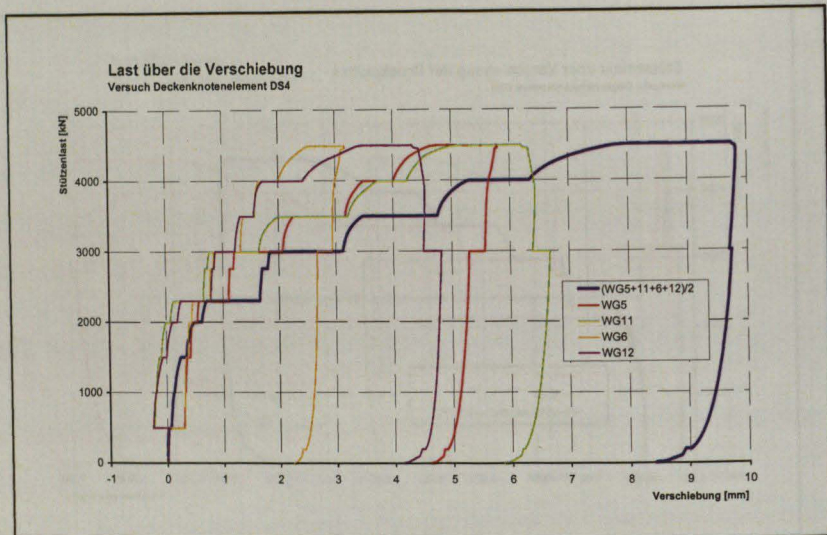


Bild 4.4.7

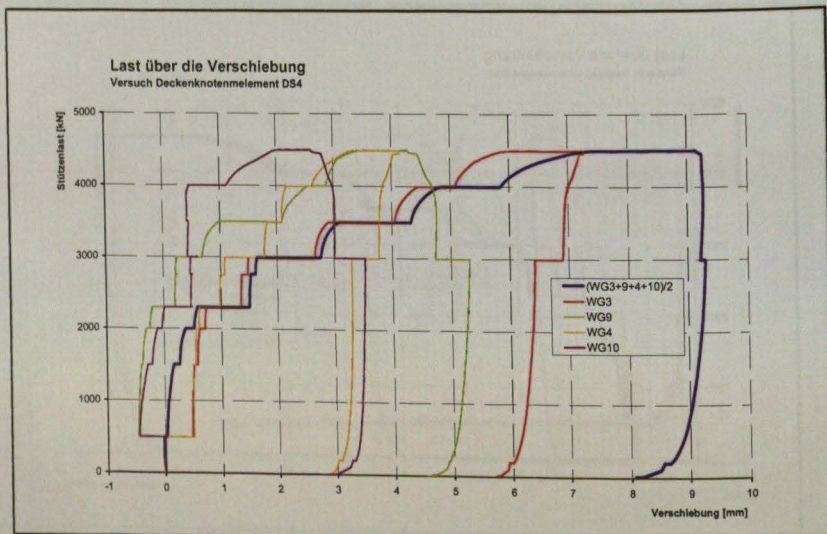


Bild 4.4.8

4.5 Versuch 5 – Versuchskörper DS5

Der Versuchskörper wurde analog DS3, jedoch mit 14 \varnothing 14 statt 14 \varnothing 12 als Bewehrung, auf der Plattenoberseite in Betongüte B 35 hergestellt. Wegen der großen Eindrückungen bei DS4 wurde die Deckenplatte DS5 im Knotenbereich verstärkt. Hierzu wurden in die betonierte Platte 8 Bohrungen mit \varnothing 30 mm im Knotenbereich zur Aufnahme einer Vertikalbewehrung von 8 \varnothing 26,5 des hochfesten Stahles St 1080 / 1230 (Lieferbezeichnung St 750 / 1200 von DSI) mit 15 cm Länge ausgeführt. Die Bewehrung wurde in die Bohrung eingesteckt und mit Kunstharz vergossen (siehe Bild 4.5.1).

Die Kopf- und Fußplatten 200/200/35 wurden anschließend mit einer Epoxidharzschicht, die auch über die Bewehrungsstäbe geht, angeklebt.

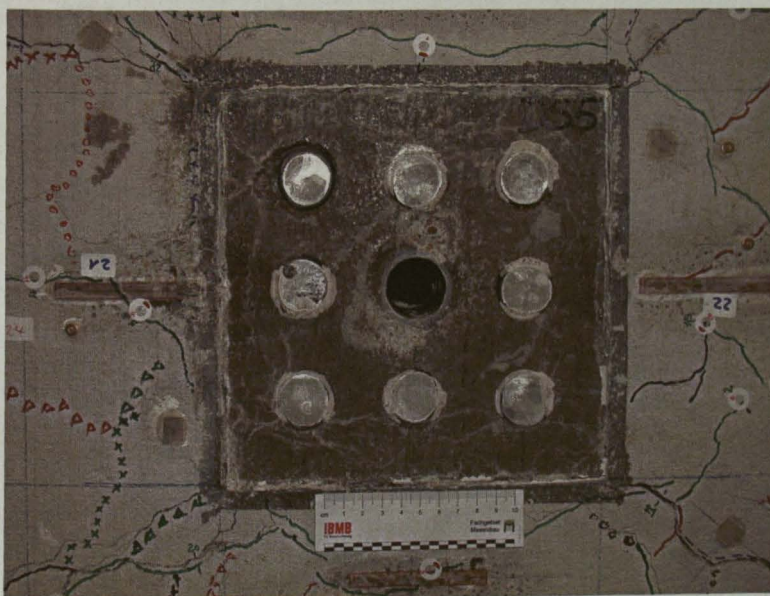


Bild 4.5.1 Detail Versuchskörper DS5 mit nachträglich eingebauten 8 \varnothing 26,5, nach dem Belastungsversuch

Es erfolgte das Aufbringen einer Stützenlast von 500 kN, danach schrittweise Eintragung der Biegelasten bis zur Gebrauchslast von 4×50 kN, d. h. 25 kN pro Lastpunkt. Anschließend wurde die Stützenlast ebenfalls bis zur Gebrauchslast von 2300 kN erhöht (siehe Bild 4.5.3).

Während der 66-stündigen Dauerbelastung erhöhten sich die Verformungen nur minimal, z. B. WG 1 von 0,3 mm auf 0,35 mm (siehe Bild 4.5.4). Danach wurde der Bruchversuch durchgeführt. Die Biegelast wurde auf 90 kN, das 1,8-fache der Gebrauchslast erhöht. Anschließend erfolgte die Erhöhung der Stützenlast auf 5000 kN ($2,17 \times$ Gebrauchslast). Nachfolgend wurde schrittweise die Stützenlast auf $N = 7000$ kN und die Biegelast auf 130 kN, d. h. 65 kN je Lastpunkt erhöht. Wegen zu großer Einsenkungen und Schiefstellung der Lastplatten zueinander wurde der Versuch abgebrochen (siehe Bild 4.5.5 WG1 = +10 mm, WG2 = -3,2 mm).

Bei dem Dauerstandsversuch wurden folgende Versuchsergebnisse ermittelt:

N	=	2300 kN		
Biegelast	=	4×50 kN		
Δ_{elast}	=	0,3 mm	ε_1	= 2,0 ‰
$\Delta_{\text{elast+k.}}$	=	0,35 mm	ε_2	= 2,33 ‰
σ_1	=	2300 / 390,4		= 5,89 kN/cm ²
$E_{11} = E_n$	=	58,9 / 2,0 ‰		= 29450 MN/m ²
E_{21}	=	58,9 / 2,33 ‰		= 25280 MN/m ²

Berücksichtigt man beim Lastfall Dauerlast ebenfalls den Anteil der von der Bewehrung direkt aufgenommen wird bei $\varepsilon \sim 2$ ‰

$\sigma_{s2\%}$	=	40 kN/cm ²		
Δ_s	=	$40 \times 44,2$	=	1768 kN
Δ_B	=	$2300 + 4 \times 50 - 1768$	=	732 kN
	=	$0,732 / 0,0346$	=	21,2 MN/m ²
E_2	=	$21,2 / 2,33$	=	9080 MN/m ²

Grundsätzlich kann der positive Einfluss der Vertikalbewehrung auf das Verformungsverhalten festgestellt werden.

Im Gebrauchsfall sind die gemessenen Eindrücke baupraktisch absolut vertretbar. Selbst bei der maximalen Stützenlast von 7000 kN + Biegelast tritt kein Versagen des Deckenknotens auf. Die Tragfähigkeit ist also in jedem Fall gewährleistet.

Verschiebungen bei	Gebrauchslast		max. Last		bleibend	
WG 1	0,35		10,0		8,0 <small>siehe Bild 4.5.5</small>	
WG 2	0,15		-3,2		-4,2	
i. M.	0,25	1,7 ‰	3,4	22,6 ‰	1,9	
WG 7	0,6		2,8		1,8 <small>siehe Bild 4.5.6</small>	
WG 8	0,4		1,4		0,8	
i.M.	0,5		2,1		1,3	
WG 13	0,0		4,7		3,8	
WG 14	0,2		1,7		0,6	
i.M.	0,1		3,2		2,2	
Σ i.M.	0,6	4,0 ‰	5,3	36,8 ‰	3,5	
WG 5	1,1		4,5		2,8 <small>siehe Bild 4.5.7</small>	
WG 11	-0,3	0,8	6,0	10,5	5,0	7,8
WG 6	1,3		3,5		1,2	
WG 12	-0,8	0,5	-2,0	1,5	-1,7	-0,5
i.M.	0,6	4,0 ‰	6,0	40 ‰	3,6	
WG 3	1,6		5,8		3,5 <small>siehe Bild 4.5.8</small>	
WG 9	-1,0	0,6	5,3	11,1	4,4	7,9
WG 4	1,9		4,3		1,5	
WG 10	-1,7	0,2	-4,0	0,3	-3,4	-1,9
i.M.	0,4	2,7 ‰	5,7	38 ‰	3,0	

Tabelle 4.5.2 Verschiebungen an den Meßpunkten [mm]

Versuchsergebnisse:

$$\begin{aligned}
 \text{maximale Last } N &= 7000 + 4 \times 130 = 7520 \text{ kN} \\
 \sigma_u &= 7,52 / 0,03904 = 192,6 \text{ MN/m}^2 \\
 \text{Traglast der } 8 \varnothing 26,5 \text{ bei } \sigma_{su} &= 85,8 \text{ kN/cm}^2 \\
 F_s &= 8 \times 2,65^2 \times \pi / 4 = 44,13 \text{ cm}^2 \\
 P_{St} &= 44,13 \times 85,8 = 3786 \text{ kN} \\
 N_{\text{Beton}} &= 7.520 - 3.786 = 3734 \text{ kN} \\
 A_{\text{Beton}} &= 390,4 - 44,2 = 346,2 \text{ cm}^2 \\
 \sigma_{u\text{Beton}} &= 3,734 / 0,03462 = 107,9 \text{ MN/m}^2 \\
 &= \alpha^* \times \beta_c \quad \text{mit } \beta_c = 31,4 \text{ MN/m}^2 \\
 \alpha^* &= 107,9 / 31,4 = 3,44 \\
 \epsilon_{\text{max}} &= 3,4 / 150 = 22,6 \text{ ‰} \\
 E_{u\text{Beton}} &= 107,9 / 22,6 = 4770 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

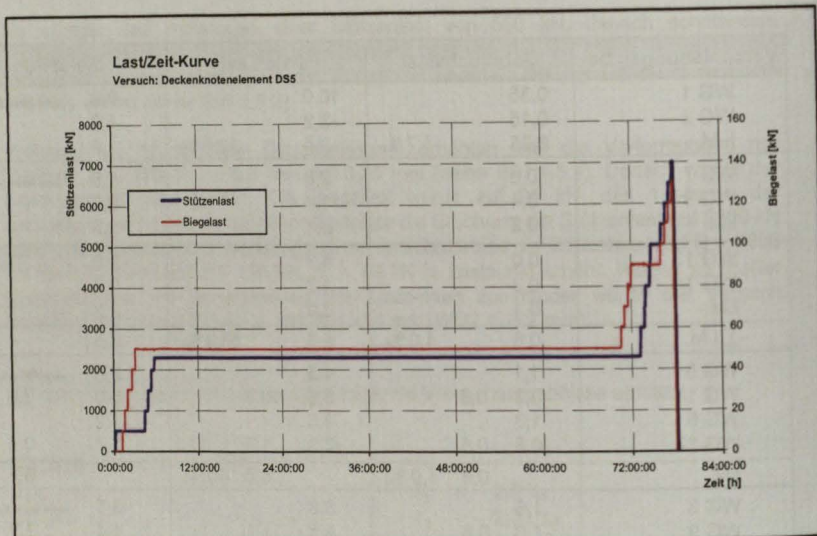


Bild 4.5.3

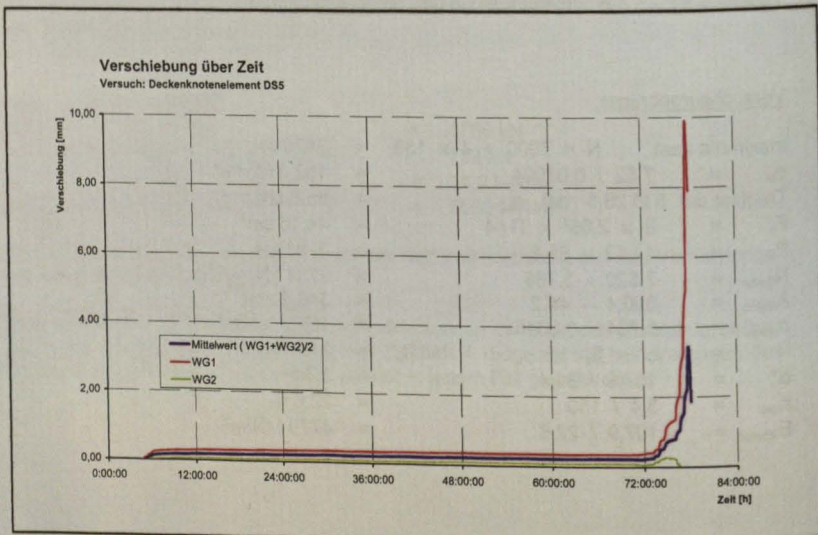


Bild 4.5.4

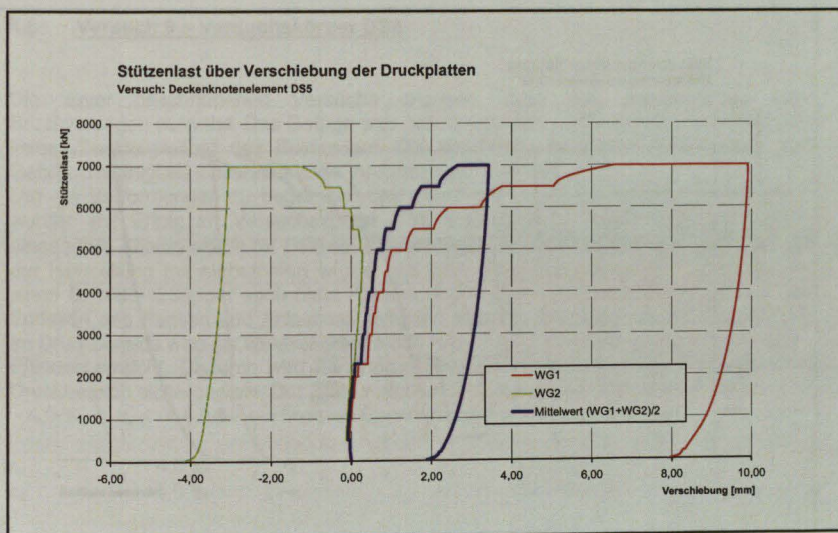


Bild 4.5.5

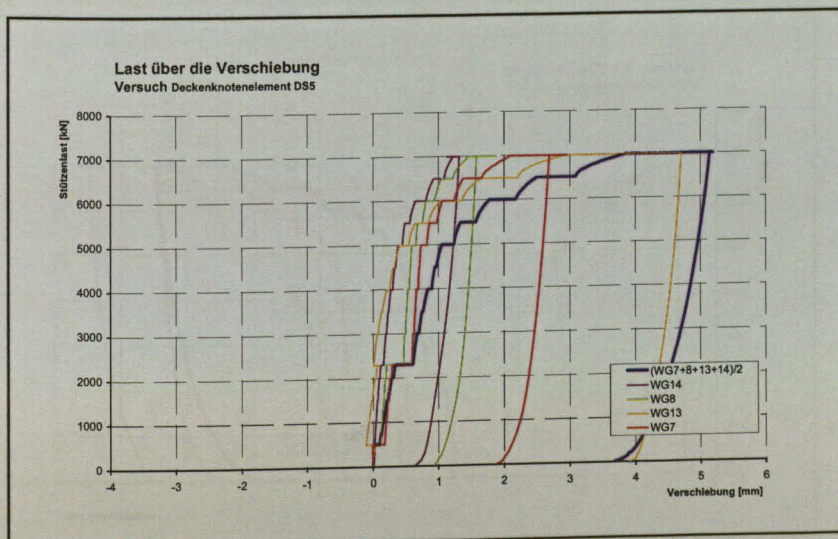


Bild 4.5.6

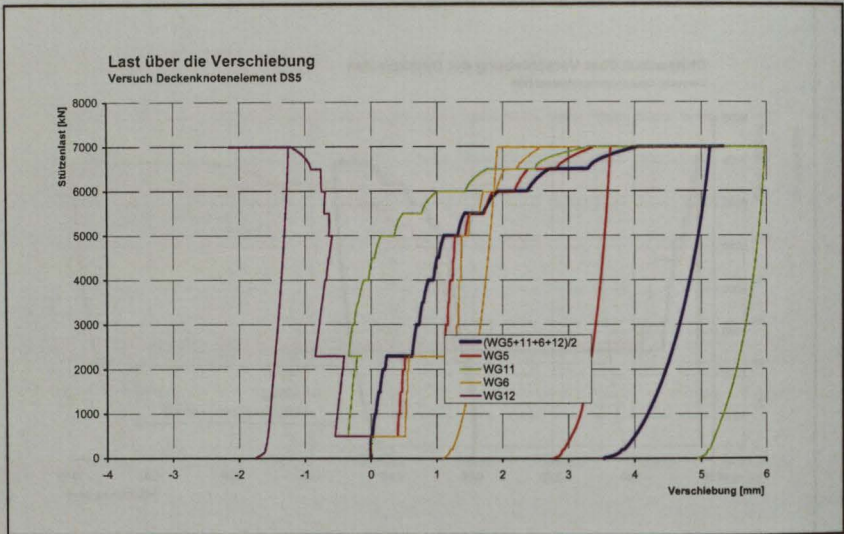


Bild 4.5.7

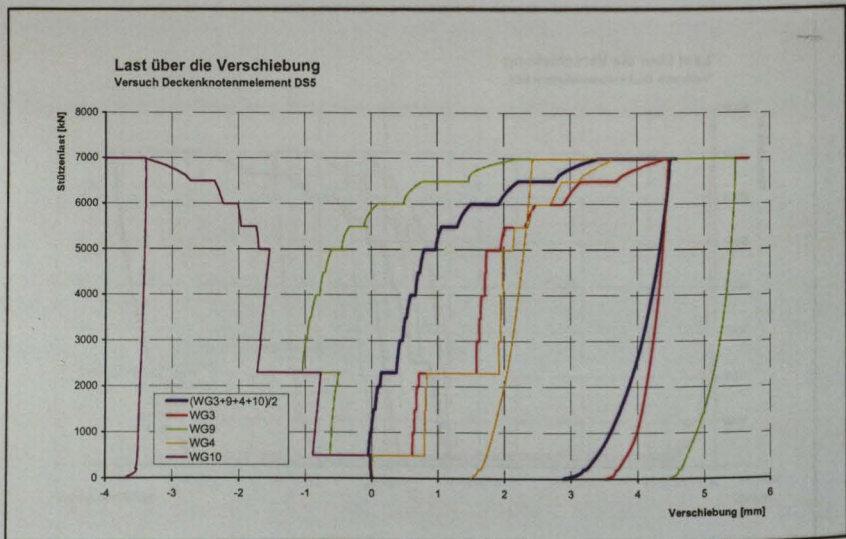


Bild 4.5.8

4.6 Versuch 6 – Versuchskörper DS6

Die zuvor beschriebenen Versuche ergaben, dass der Deckenknoten kein Bruchversagen aufweist. Das Gefüge wird örtlich begrenzt schon gestört, es tritt jedoch keine „Desintegration“ des Betons auf. Die Bruchlast wird daher durch große, die Gebrauchsfähigkeit einschränkende Verformungen definiert.

Um die Verformungen zu begrenzen und damit die Gebrauchsfähigkeit zu erhöhen, wurden mit Erfolg im Versuchskörper DS5 8 Ø 26,5 St. 1080/1230 nachträglich eingebohrt. Analog wurde für DS6 ein Bewehrungskorb entwickelt (Panzerung), der bei der Herstellung mit einbetoniert wurde. Bei dem Stahl handelt es sich ebenfalls um einen St 1080/1230, der auch ohne Recken und Anlassen hergestellt wird. Durch das Entfallen des Recken und Anlassens reduziert sich die Streckgrenze auf 821 N/mm². Im Druckbereich wird als Quetschgrenze 858 N/mm² bei Vermeidung des Bauschinger-Effektes erreicht. Dadurch wird annähernd gleiches Werkstoffverhalten im Zug- und Druckbereich sichergestellt. Der Stahl weist damit im baupraktischen Bereich von $-4,0\text{‰} \leq \varepsilon_s \leq +4,0\text{‰}$ ein lineares Spannungsdehnungsverhalten auf.

$$\begin{array}{l} \varepsilon_s = -4,0\text{‰} \quad \rightarrow \quad \sigma = 858 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_s = +4,0\text{‰} \quad \rightarrow \quad \sigma = 821 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

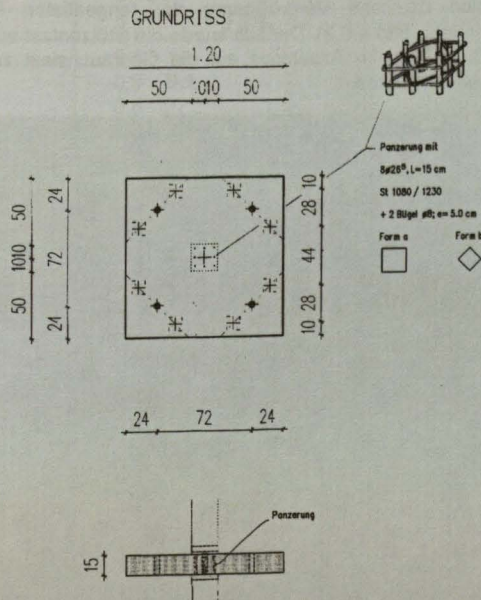


Bild 4.6.1 Anordnung Bewehrungskorb (Panzerung)

Versuchsdurchführung:

Der Deckenknoten wurde zu Beginn mit einer Stützenlast von 500 kN beansprucht. Danach wird schrittweise die Deckenbiegelaast von 4×50 kN eingetragen. Im Anschluss daran wurde die Stützenlast bis zur Gebrauchslast von 2.300 kN erhöht. Ein Dauerstandsversuch konnte aus Zeitgründen nicht durchgeführt werden, dieser wurde auch nicht für notwendig erachtet, da keine wesentlich anderen Ergebnisse als bei Versuch DS5 zu erwarten waren.

Bei der Gebrauchslast traten keine nennenswerten Verformungen auf

$$\Delta l = 0 \text{ bzw. } \leq 0,3 \text{ mm}$$

$$\Delta l = 0,3 \text{ mm} \approx \varepsilon = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\sigma_B = \text{siehe DS5} = 21,2 \text{ MN/m}^2$$

$$E_n = 21,2 / 2,0 \text{ ‰} = 10600 \text{ MN/m}^2$$

Anschließend wurde die Biegelast auf die 1,8-fache Gebrauchslast erhöht (4×90 kN). Danach folgte schrittweise die Erhöhung der Stützenlast bis zur rechnerischen Bruchlast von 7000 kN, ohne dass größere Verformungen festgestellt wurden (siehe Bild 4.6.3 und Bild 4.6.4).

Erst nach einer weiteren Erhöhung der Biegelast auf die 2,6-fache Gebrauchslast von 4×130 kN trat eine deutliche Vergrößerung der tangentialen Risse an der Plattenoberseite auf (siehe Bild 4.6.2). Danach wurde die Stützenlast auf 5000 kN, die Biegelast auf 4×90 kN und im Anschluss auf die Gebrauchslast zurückgefahren, bevor der Versuch beendet wurde.

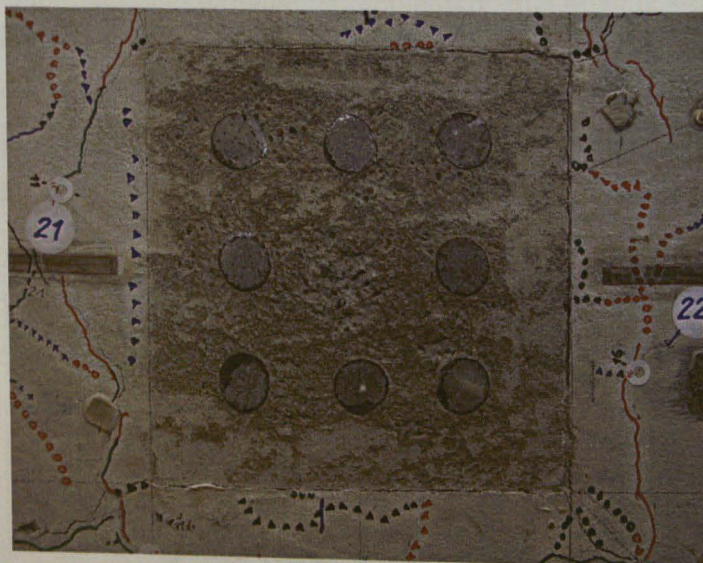


Bild 4.6.2 Plattenoberseite DS6 nach Entlastung

Der Deckenknoten wies nach der Entlastung bleibende Einsenkungen von 0,3 bis 0,9 mm auf (siehe Bild 4.6.2), wobei unter Gebrauchslast die Einsenkung maximal 0,3 mm, d. h. 2,0 ‰ betragen. Die Tabelle 4.6.3 gibt einen Überblick der gemessenen Verformungen.

$$\begin{aligned}\sigma_u &= 7,520 / 0,03904 &= 192,6 \text{ MN/m}^2 \\ \varepsilon_u &= 1,3 / 150 &= 8,66 \text{ ‰} \\ E_u &= 107,9 / 8,66 &= 12450 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

Verschiebungen bei	Gebrauchslast	max. Last	bleibend
WG 1	0,1	-1,8	-2,0
WG 2	-0,1	4,4	2,6
i. M.	0,0	1,3	0,3
WG 7	0,2	0,6	0,25
WG 8	0,1	1,2	0,55
i.M.	0,15	0,9	0,4
WG 13	0,1	0,6	0,05
WG 14	0,2	1,8	0,75
i.M.	0,15	1,2	0,5
Σ i.M.	0,3 2,0 ‰	2,1	0,9
WG 5	0,4	0,6	0,1
WG 11	-0,3 0,1	-0,2 0,4	-1,0 -0,9
WG 6	0,6	2,1	1,3
WG 12	-0,3 0,3	2,3 4,4	1,2 2,5
i.M.	0,2 1,33 ‰	2,3	0,8
WG 3	0,3	1,0	0,2
WG 9	-0,7 -0,4	-2,0 -1,0	-1,6 -1,4
WG 4	0,9	3,0	1,8
WG 10	-0,7 0,2	1,8 4,8	1,2 3,0
i.M.	0,1 0,67 ‰	1,9	0,8

Tabelle 4.6.3 Verschiebungen an den Meßpunkten [mm]

Versuchsergebnisse:

$$\begin{aligned}\text{maximale Last} \quad N &= 7000 + 4 \times 130 &= 7520 \text{ kN} \\ \text{davon übernehmen die } 8 \text{ } \varnothing 26,5 \text{ mit } F_s &= 44,13 \text{ cm}^2 &= 3786 \text{ kN} \\ \sigma_{su} &= \text{bei Grenzstauchung} &= 85,8 \text{ kN/cm}^2 \\ \Delta_s &= 44,13 \times 85,8 &= 3786 \text{ kN} \\ \Delta_B &= 7520 - 3786 &= 3734 \text{ kN} \\ \sigma_B &= 3,734 / (0,03904 - 0,00441) &= 107,9 \text{ MN/m}^2 \\ &= \alpha^* \times \beta_c \quad \text{mit } \beta_c &= 38,3 \text{ MN/m}^2 \\ \alpha^* &= 107,9 / 38,3 &= 2,82 \\ E_u &= 1,3 / 150 &= 8,66 \text{ ‰} \\ E_u &= 107,9 / 8,66 &= 12450 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

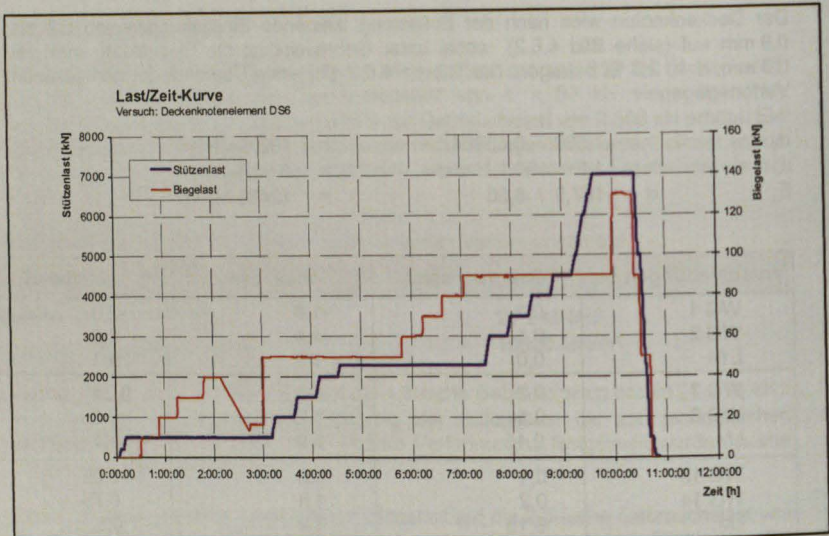


Bild 4.6.4

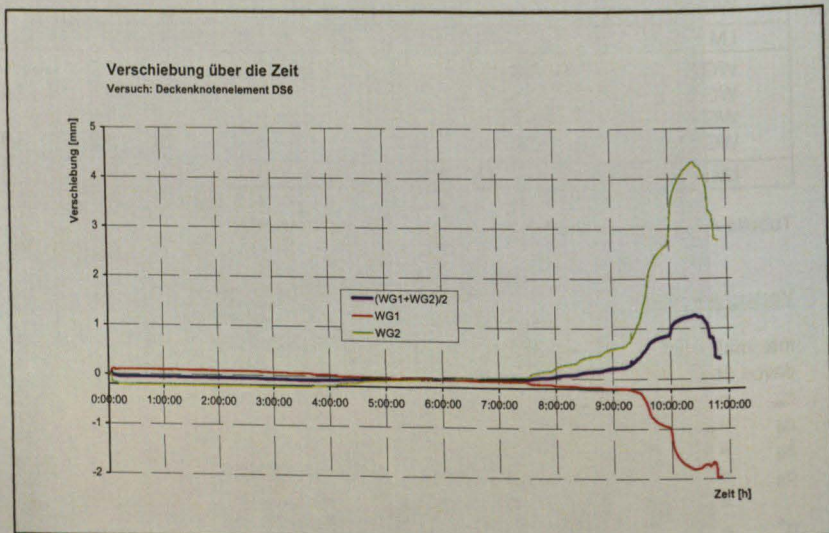


Bild 4.6.5

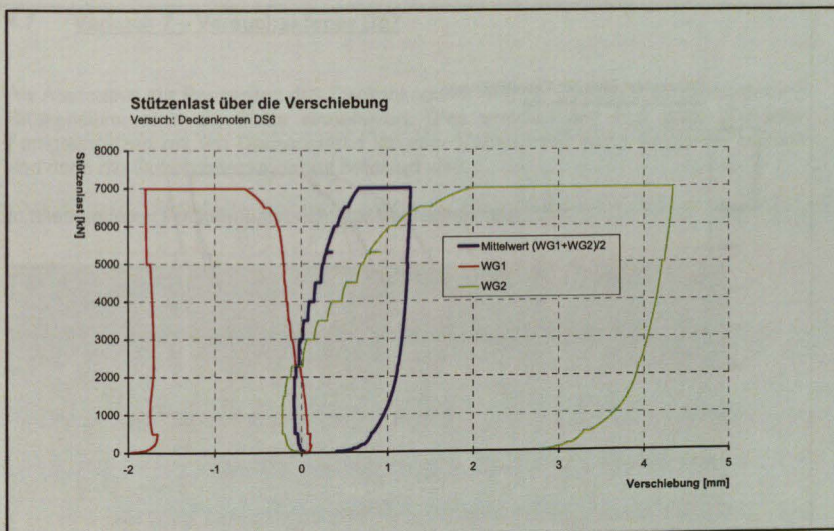


Bild 4.6.6

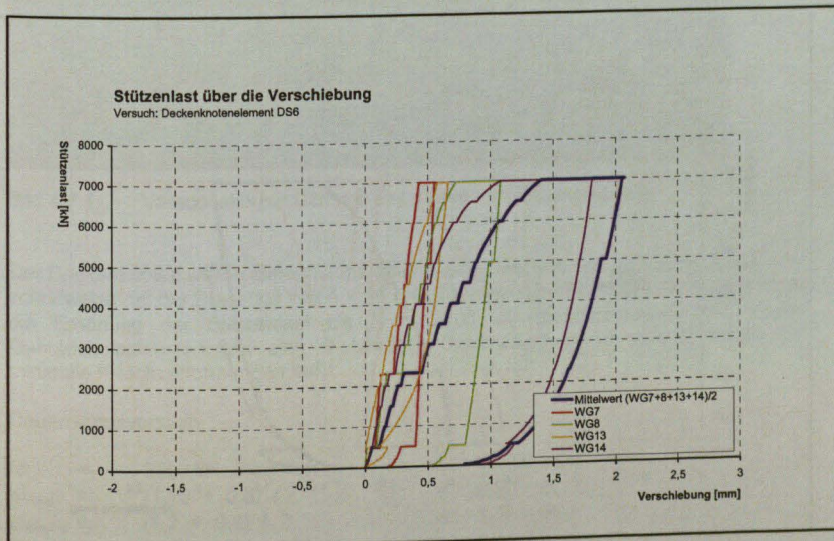


Bild 4.6.7

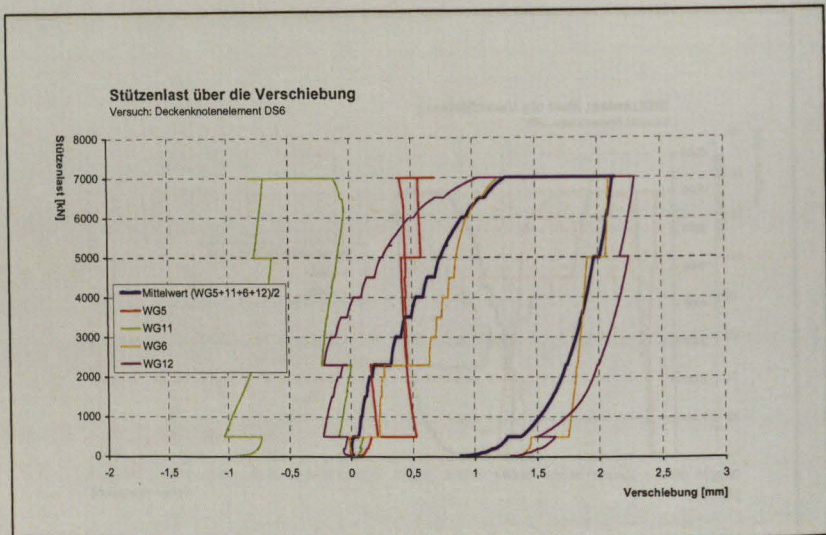


Bild 4.6.8

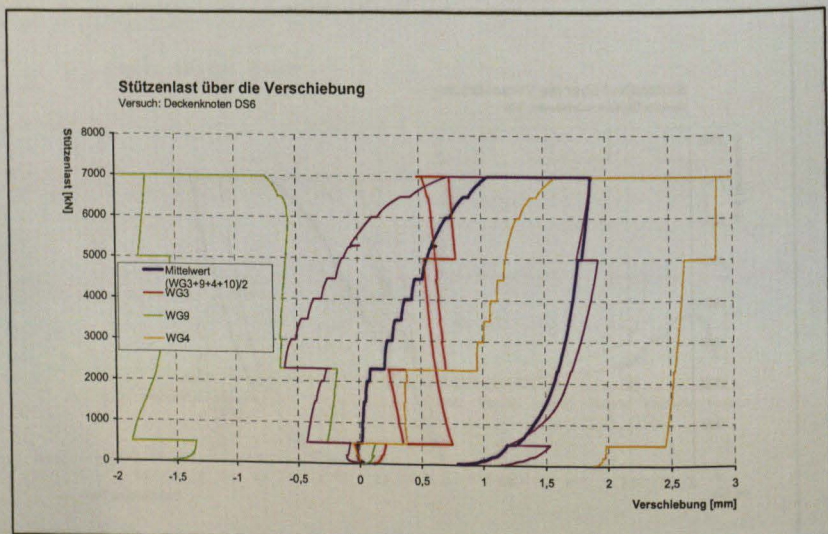


Bild 4.6.9

4.7 Versuch 7 – Versuchskörper DS7

Als Alternative zur Panzerung des Deckenknotens wird bei diesem Versuchskörper ein Stützenstummel in die Platte einbetoniert. Dies simuliert den Fall, dass hochfeste Fertigteilstützen mit um Deckenstärke längerer Vertikalbewehrung aufgestellt werden und dann die Ortbetondecke darauf betoniert wird.

In allen anderen Punkten entspricht der Versuchskörper DS6.



Bild 4.7.1 Versuchskörper DS7 mit einbetoniertem Stützenstummel

Der Deckenknoten wurde zunächst mit einer Stützenlast von 500 kN und anschließend schrittweise mit der Biegelast von 4×50 kN (Gebrauchslast) belastet. Danach erfolgte die Erhöhung der Stützenlast bis $N = 2300$ kN (Gebrauchslast). Mit diesen Gebrauchslasten erfolgte ein 16-stündiger Dauerstandsversuch. Dabei traten nur minimale Kriechverformungen auf.

Dauerstandsversuch

N	=	2300 kN; Biegelast	=	4×50 kN
Δl_{elast}	=	$(1,10 + 0,8) / 2$	=	0,95 mm
$\Delta l_{\text{elast+k}}$	=	$(1,2 + 0,9) / 2$	=	1,05 mm
$\epsilon_{11.M.}$	=	$0,95 / (150 + 300)$	=	2,1 ‰
$\epsilon_{21.M.}$	=	$1,05 / (150 + 300)$	=	2,3 ‰

↖ Stützenstummel

Unter Berücksichtigung des Stahlanteils von $8 \varnothing 26,5 = 44,2 \text{ cm}^2$ wird bei einer gemessenen Stauchung von $\varepsilon = 2,1 \text{ ‰}$ bzw. $2,3 \text{ ‰}$ die Dauerlast von 2300 kN schon fast allein vom eingestellten Bewehrungsstahl aufgenommen
 (Dauerlast $P_{St} = 44,2 \times (85,8 \times 2,3/4) = 2180 \text{ kN} > 2300 \text{ kN}$).

Daraus folgt, dass bei diesem Versuch ein anfänglicher Schlupf aufgetreten ist (siehe Bild 4.7.6). Wahrscheinlich wurde der Stützenstummel von oben in den Frischbeton gestellt, was zu Verdichtungsproblemen des Betons unter der Stütze geführt hat, woraus die großen Anfangsverformungen resultieren. Aus den Verformungskurven lässt sich ein Schlupf von $\sim 0,2 \text{ mm}$ ablesen. Da baupraktisch die Stahlbetondecke immer direkt auf die Stütze aufbetoniert wird, kann dieser Betrag unbedenklich von den Verformungen abgezogen werden. Daraus folgt dann

$$\Delta l_{\text{elast+k}} = 1,05 - 0,2 = 0,85 \text{ mm}$$

Die gemessenen Verformungen sind jeweils um den Schlupf und die anteiligen Stützenverformungen zu reduzieren. Versuchstechnisch bedingt wird bei der Verformungsmessung die Verformung des einbetonierten Stützenstummels ($l = 30 \text{ cm}$) mit erfasst. Setzt man für den Stützenstummel eine Stauchung von $3,3 \text{ ‰}$ als Grenzwert an, sind die gemessenen Verformungen um $\Delta l = 300 \times 3,3 \text{ ‰} = 1,0 \text{ mm}$ zu vermindern. Die anteiligen Stützenverformungen betragen $\sim 1,0 \text{ mm}$ für die maximale Last und $\sim 0,3 \text{ mm}$ für die Gebrauchslast.

Dies bedeutet einen Abzug für die Gebrauchslast von

$$\Delta l_{\text{red GBL}} = 0,2 + 0,3 = 0,5 \text{ mm}$$

für die maximale Last

$$\Delta l_{\text{red max L}} = 0,2 + 1,0 = 1,2 \text{ mm}$$

Nach dem Dauerstandsversuch wurde zunächst die Biegelast bis zur 1,8-fachen Dauerlast von $4 \times 90 \text{ kN}$ erhöht, anschließend folgte die Erhöhung der Stützenlast auf 4500 kN. Danach wurde die Stützenlast auf 5500 kN und die Deckenlast auf $4 \times 100 \text{ kN}$ erhöht, im nächsten Schritt Stützenlast auf 6000 kN und Deckenlast auf $4 \times 110 \text{ kN}$ (siehe Bild 4.7.4). Es folgte dann eine Erhöhung der Deckenlast auf $4 \times 120 \text{ kN}$ und der Versuch einer weiteren Erhöhung der Stützenlast, was bei $N = 6600 \text{ kN}$ wegen Versagens des unteren einbetonierten Stützenstummels abgebrochen werden musste (siehe Bild 4.7.2). Die Decke selbst wies keinerlei Schäden auf.

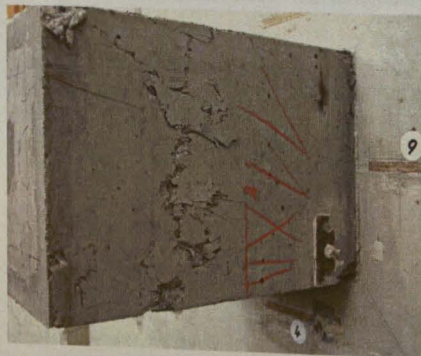


Bild 4.7.2 Versagensbild des einbetonierten Stützenstummel

Ein Versagen des Deckenknotens trat nicht auf. Die Lasten wurden dann kontrolliert zurückgefahren, wobei eine Reduzierung der Verformungen beobachtet werden konnte, d. h. der Deckenknoten wies noch ein teilweise elastisches Materialverhalten auf (siehe Bild 4.7.6 bis 4.7.9).

Verschiebungen bei	Gebrauchslast	max. Last	bleibend
	$\Delta l = \Delta l_{\text{gem}} - 0,5$	$\Delta l = \Delta l_{\text{gem}} - 1,2$	
WG 1	1,2	6,2	3,0 <small>siehe Bild 4.7.6</small>
WG 2	0,9	0,4	-1,0
i. M.	$1,05 - 0,5 = 0,55$	$3,3 - 1,2 = 2,1$	1,0
WG 7	0,45	1,5	0,8 <small>siehe Bild 4.7.7</small>
WG 8	0,45	0,2	0,4
i.M.	$0,45 - 0,2 = 0,25$	$1,15 - 0,2 = 0,95$	0,6
WG 13	0,3	1,7	1,1
WG 14	0,3	1,0	0,3
i.M.	0,3	1,35	0,7
Σ i.M.	$0,75 - 0,2 = 0,55$	$2,5 - 0,2 = 2,3$	1,3
WG 5	1,3	3,7	1,5 <small>siehe Bild 4.7.8</small>
WG 11	0,3 $1,6 - 0,5$	1,9 $5,6 - 1,2$	1,3 2,8
WG 6	1,3	2,2	0,3
WG 12	-0,3 $1,0 - 0,5$	-0,7 $1,5 - 1,2$	-0,5 -0,2
i.M.	0,8	2,3	1,3
WG 3	1,8	4,5	1,8 <small>siehe Bild 4.7.9</small>
WG 9	-0,4 $1,4 - 0,5$	1,7 $6,3 - 1,2$	1,2 3,0
WG 4	1,8	2,8	0,8
WG 10	-0,8 $1,0 - 0,5$	-2,0 $0,8 - 1,2$	-1,2 -0,4
i.M.	0,7	2,3	1,3

Tabelle 4.7.3 Verschiebungen an den Meßpunkten [mm]

Versuchsergebnisse:

maximale Last	$N = 6600 + 4 \times 120$	= 7080 kN
σ_{ui}	= 7,08 / 0,040	= 177 MN/m ²
Traglast der 8 \varnothing 26,5		= 3786 kN
N_{Beton}	= 7,08 - 3,786	= 3,294 MN
σ_B	= 3,294 / (0,3904 - 0,0442)	= 95,15 MN/m ²
	= $\alpha^* \times \beta_c$ mit β_c	= 38,3 MN/m ²
α^*	= 95,2 / 38,3	= 2,49
ε	= 2,1 / 150	= 14 ‰
$E_{u\text{Beton}}$	= 95,15 / 14 ‰	= 6800 MN/m ²

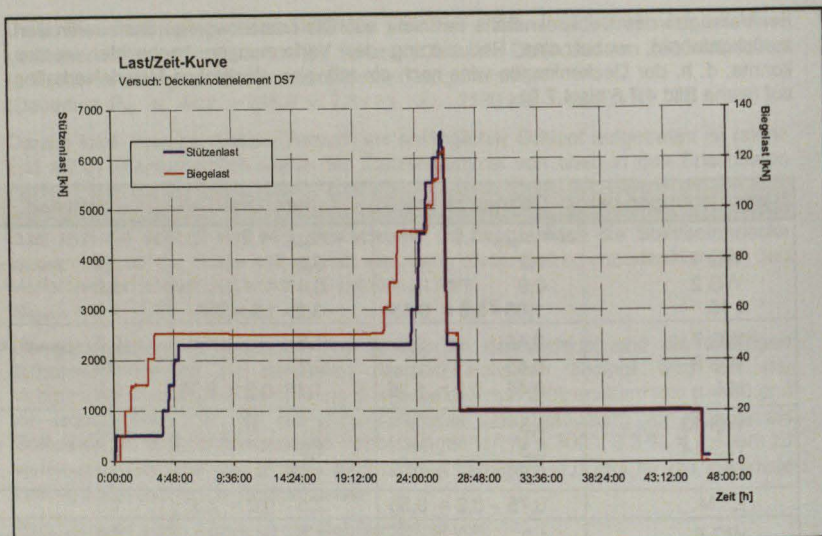


Bild 4.7.4

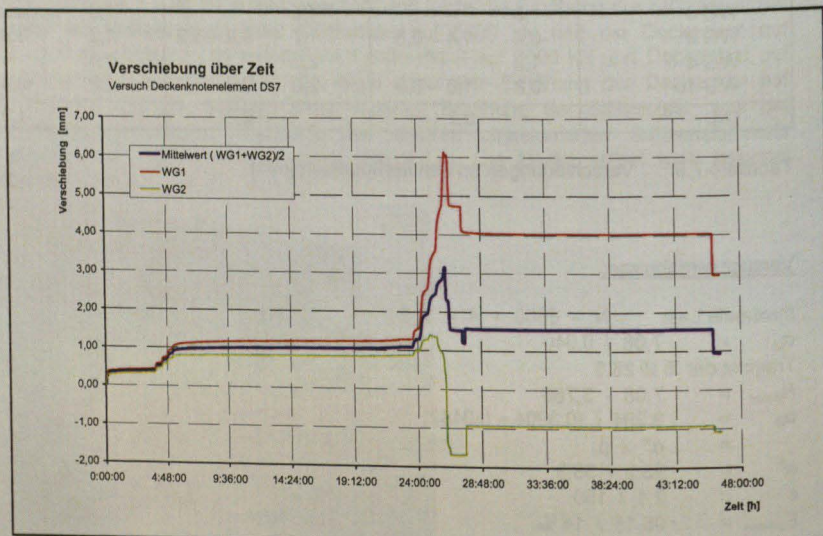


Bild 4.7.5

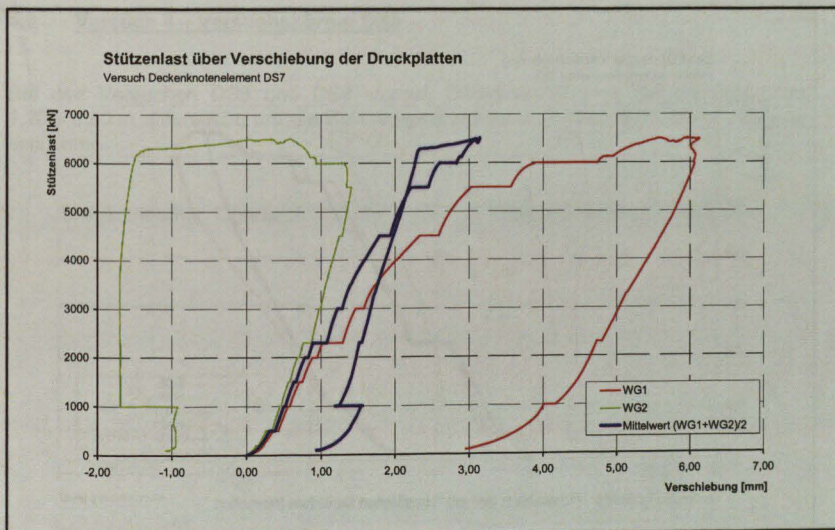


Bild 4.7.6

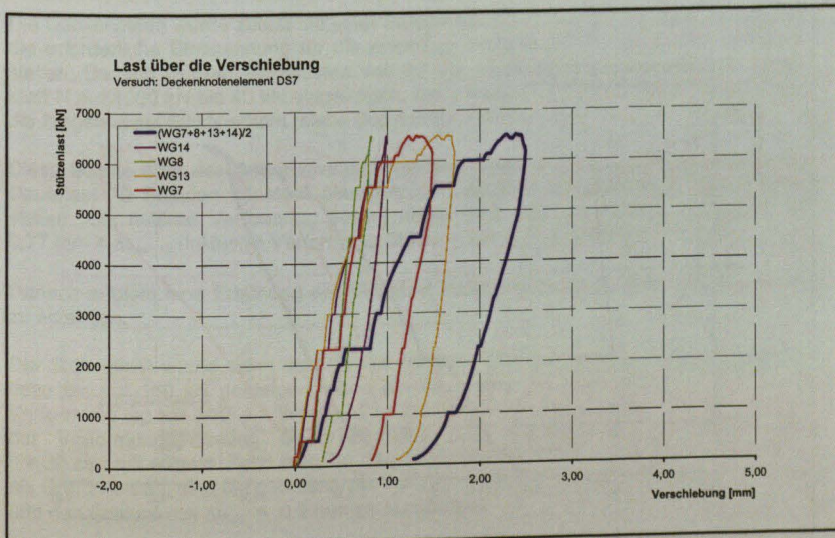


Bild 4.7.7

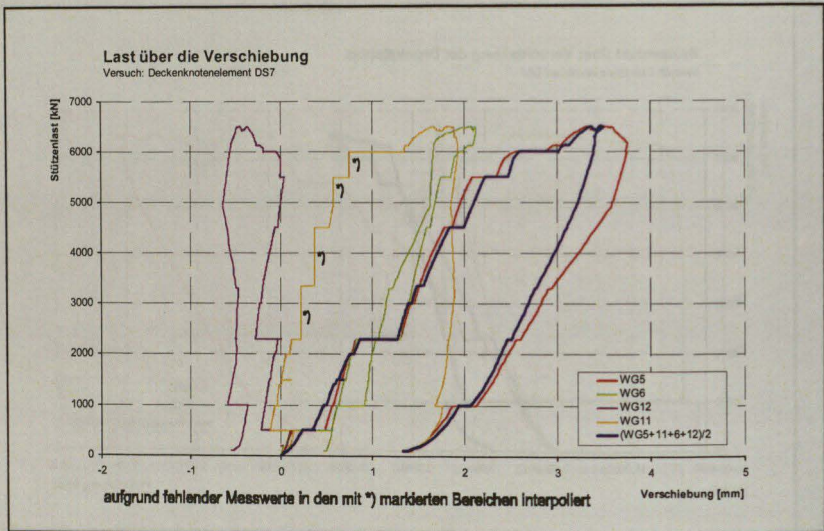


Bild 4.7.8

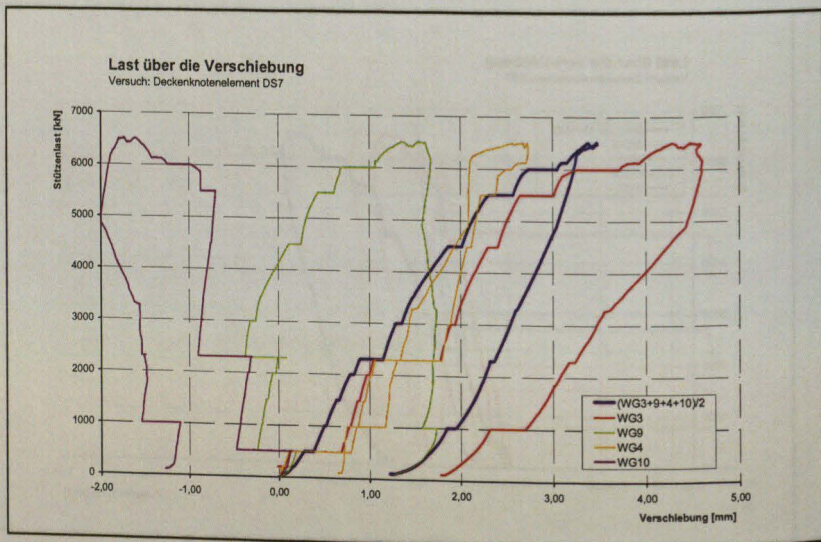


Bild 4.7.9

4.8 Versuch 8 – Versuchskörper DS8

Bei den Versuchen DS8 und DS9 wurden Deckenplatten mit Abmessungen von $1,20 \times 0,80$ m untersucht, um die Belastungssituation im Bereich einer Randstütze zu simulieren.

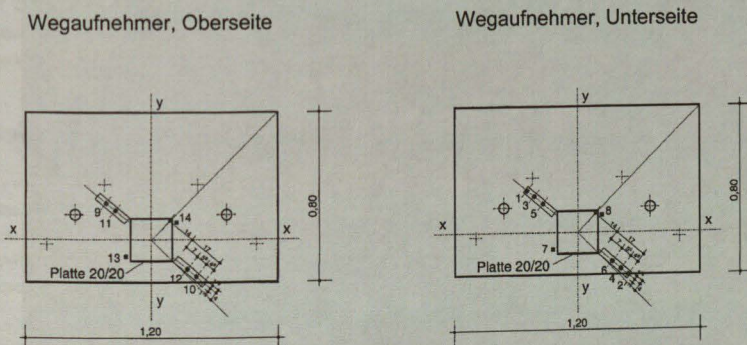


Bild 4.8.1 Abmessungen des Versuchskörpers DS8

Die Deckenplatte wurde zuerst mit einer Stützenlast von $N = 500$ kN belastet, um damit die erforderliche Einspannung für die ausmittig angreifenden Deckenlasten sicherzustellen. Danach wurden Biegelasten von 20 kN, nach Erhöhung der Stützensnormalkraft N auf 1000 kN bis 40 kN eingetragen, nach Steigerung von N auf 2000 kN wurde die Biegelast auf 60 kN erhöht (siehe Bild 4.8.4).

Diese bereits über der Gebrauchslast liegenden Beanspruchungen wurden dann als Dauerlast 70 Stunden konstant gehalten, um mögliche Kriechverformungen festzustellen. Die mittlere Verformung betrug dabei 0,68 mm am Anfang und stieg auf 0,77 mm = $\Delta_{\text{elast+k}}$ (inklusive Verformung Stütze + Schlupf) an (siehe Bild 4.8.5).

Danach erfolgte eine Erhöhung der Biegelast schrittweise auf 100 kN, um Biegerisse zu erzeugen.

Die Stützenlast wurde dann schrittweise bis auf 7000 kN und die Biegelast parallel dazu bis auf 150 kN gesteigert, ohne ein Bruchversagen festzustellen. Die mittlere Verformung lag bei $(WG 1 + WG 2) / 2 = 2,4$ mm. Versuchstechnisch bedingt wird bei der Verformungsmessung die Verformung des einbetonierten Stützenstummels ($l = 30$ cm) mit erfasst. Setzt man für den Stützenstummel eine Stauchung von 3,3 ‰ als Grenzwert an, sind die gemessenen Verformungen um $\Delta l = 300 \times 3,3 \text{ ‰} = 1,0$ mm und den Schlupf von $\Delta l_{\text{Sch}} = 0,2$ mm zu vermindern.

Dann ergibt sich eine Stauchung von:
 $[(WG 1 + WG 2) / 2] - 1,2 = 1,2 \text{ mm} \quad \square \quad 8 \text{ ‰}$

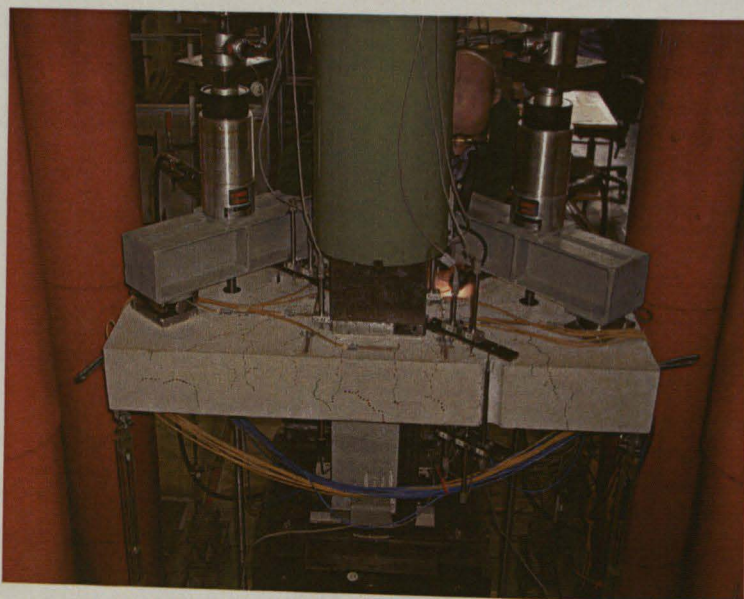


Bild 4.8.2 Deckenplatte DS8 in der Presse

Nach Entlastung ging die Verformung bis auf einen Wert von $\Delta l = 0,5 \text{ mm}$ (siehe Bild 4.8.8) zurück, was den bleibenden Verformungsanteil des Deckenknotens ausmacht. Der Stützenstummel bleibt bis zu einer Grenzstauchung von 4 ‰ im elastischen Bereich.

Mit $N = 7000 + 2 \times 150 = 7300 \text{ kN}$
 betrug die maximale Pressung des Deckenknotens an der Deckenunterseite
 $\sigma_{lu} = 7300 / 0,040 = 182,5 \text{ MN/m}^2$
 Traglast der Stützenbewehrung $8 \text{ } \varnothing 26,5 = 3.786 \text{ kN}$
 bei einer Stauchung von 4 ‰; $\sigma_s = 858 \text{ N/mm}^2$
 Für den Beton der Stütze wurde $\beta_{ck} = 118 \text{ N/mm}^2$
 im Versuch ermittelt.

$N = A_s \times \sigma_s + A_b \times \sigma_B$; mit $\sigma_B \sim \beta_{ck}$
 $N_s = 7300 - 11,8 \times 355,8 = 3301 \text{ kN}$
 $\sigma_s = 3101 / 44,2 = 70,1 \text{ kN/cm}^2$
 $\epsilon_s \approx 70,1 / 85,8 \times 4 \text{ ‰} = 3,3 \text{ ‰}$
 $\Delta l_{\text{Stütze}} \approx 300 \times 3,3 = 1,0 \text{ mm}$
 $\Delta l_{\text{Schlupf}} \approx 0,2 \text{ mm}$
 $\Delta l_{\text{Decke}} = \Delta l_{\text{gemessen}} - \Delta l_{\text{Stütze}} - \Delta l_{\text{Schlupf}}$
 $= 2,4 - 1,0 - 0,2 = 1,2 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 N_{\text{BDecke}} &= 7300 - 3786 &= 3514 \text{ kN} \\
 \sigma_{\text{BDecke}} &= 3,514 / (0,0400 - 0,00441) &= 98,76 \text{ MN/m}^2 \\
 &= \alpha^* \times \beta_c &\text{mit } \beta_c &= 30,3 \text{ MN/m}^2 \\
 \alpha^* &= 98,8 / 30,3 &= 3,26 \\
 \varepsilon_u &= 1,2 / 150 &= 8 \text{ ‰} \\
 E_{\text{uBeton}} &= 98,74 / 8 \text{ ‰} &= 12342 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Für die Dauerlast } N &= 2000 + 2 \times 60 &= 2120 \text{ kN folgt} \\
 \Delta l_{\text{Stütze}} &= (2120 / 7300) \times 1,0 &= 0,3 \text{ mm} \\
 \Delta l_{\text{Decke}} &= (0,77 - 0,3 - 0,2) &= 0,27 \text{ mm} \\
 \varepsilon_D &= 0,27 / 150 &= 1,8 \text{ ‰}
 \end{aligned}$$

Traglast der Bewehrung bei Dauerlast

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= (0,7 - 0,2) / (300 + 150) &= 1,1 \text{ ‰} \\
 N_{s \ 1,1 \text{ ‰}} &= 3786 \times 1,1 / 4 &= 1041 \text{ kN} \\
 \Delta l_{\text{Stütze } 1,1 \text{ ‰}} &= 1,1 \times 300 / 1000 &= 0,3 \text{ mm} \\
 N_{\text{BDecke}} &= 2120 - 1041 &= 1079 \text{ kN} \\
 \sigma_{\text{BDecke}} &= 1,079 / (0,0400 - 0,00441) &= 30,31 \text{ MN/m}^2 \\
 \varepsilon_{\text{BDecke}} &= (0,7 - 0,2 - 0,3) / 150 &= 1,34 \\
 E_n &= 30,31 / 1,34 \text{ ‰} &= 22733 \text{ MN/m}^2
 \end{aligned}$$

Verschiebungen bei	Gebrauchslast	max. Last	bleibend
WG 1	$\Delta l = \Delta l_{\text{gem.}} - 0,3 - 0,2$ 0,8	$\Delta l = \Delta l_{\text{gem.}} - 1,0 - 0,2$ 3,2	1,0 <small>siehe Bild 4.8.6</small>
WG 2	0,6	1,6	-0,4
i. M.	$0,8 - 0,5 = 0,3$	$2,4 - 1,2 = 1,2$	0,3
WG 7	0,2	0,7	0,3 <small>siehe Bild 4.8.7</small>
WG 8	0,3	0,3	0,5
i. M.	$0,25 - 0,2$	$0,5 - 0,2$	0,4
WG 13	0,3	0,8	0,6
WG 14	0,2	1,2	0,0
i. M.	0,25	1,0	0,3
Σ i. M.	$0,5 - 0,2 = 0,3$	$1,5 - 0,2 = 1,3$	0,7
WG 5	0,2	2,6	0,8 <small>siehe Bild 4.8.8</small>
WG 11	0,3 $0,5 - 0,3 - 0,2$	0,8 $3,4 - 1,2$	0,2 1,0
WG 6	0,3	1,3	0,1
WG 12	0,2 $0,5 - 0,3 - 0,2$	0,6 $1,9 - 1,2$	-0,1 0,0
i. M.	0,0	1,5	0,5
WG 3	0,8	3,0	1,0 <small>siehe Bild 4.8.9</small>
WG 9	0,0 $0,8 - 0,3 - 0,2$	0,6 $3,6 - 1,2$	0,1 1,1
WG 4	0,4	1,4	0,1
WG 10	0,2 $0,6 - 0,3 - 0,2$	0,3 $1,7 - 1,2$	-0,3 -0,2
i. M.	0,2	1,5	0,5

Tabelle 4.8.3 Verschiebungen an den Meßpunkten [mm]

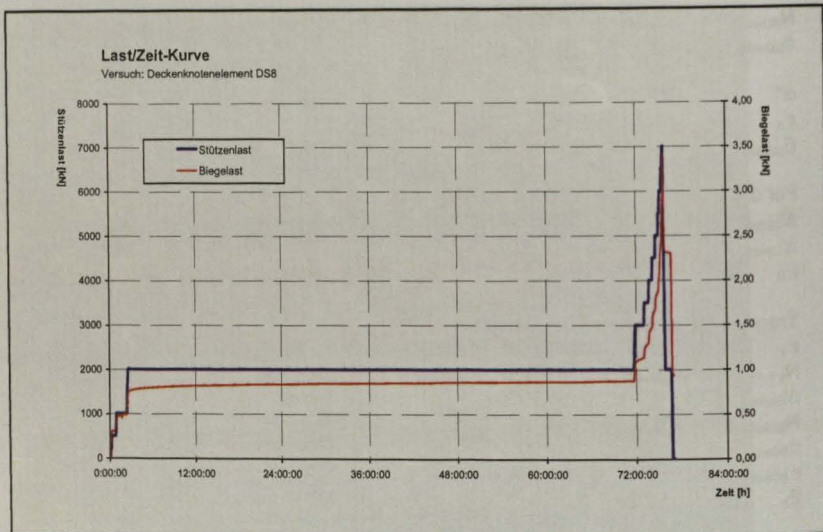


Bild 4.8.4

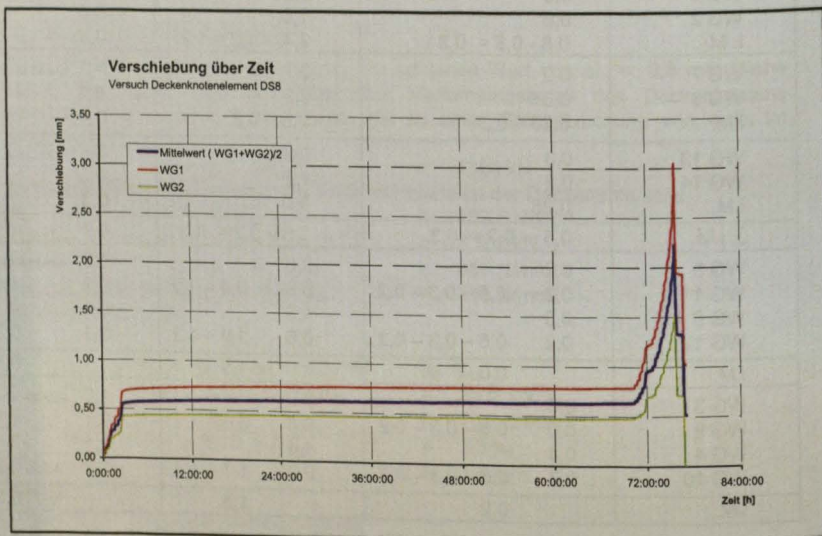


Bild 4.8.5

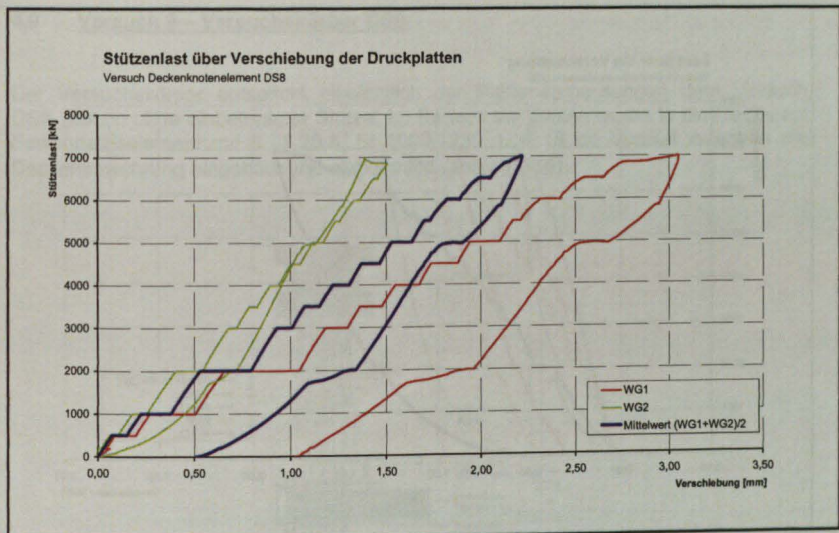


Bild 4.8.6

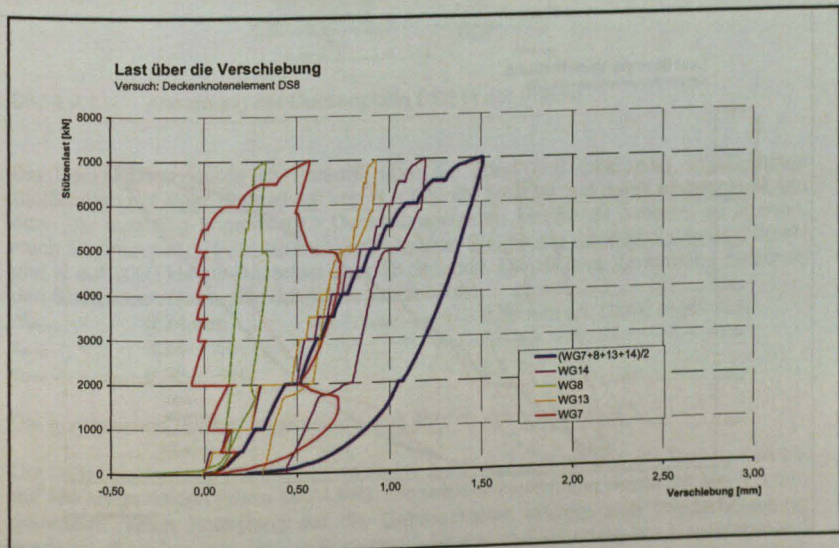


Bild 4.8.7

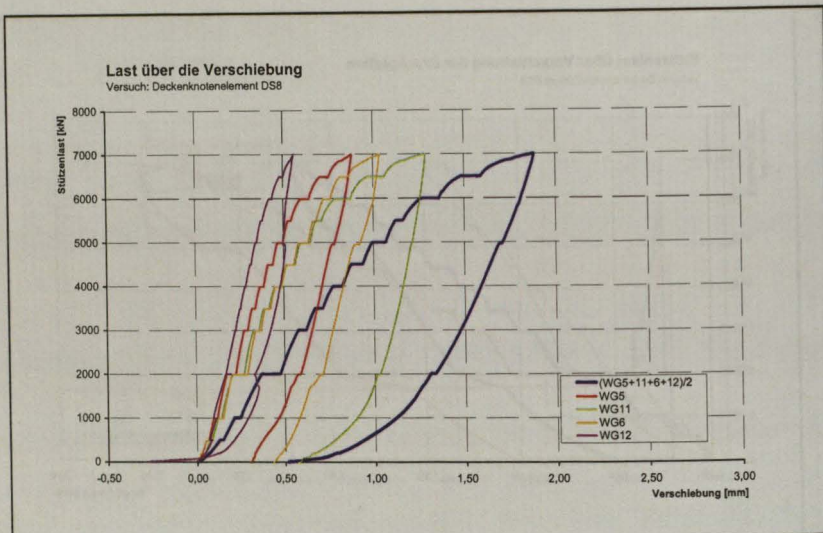


Bild 4.8.8

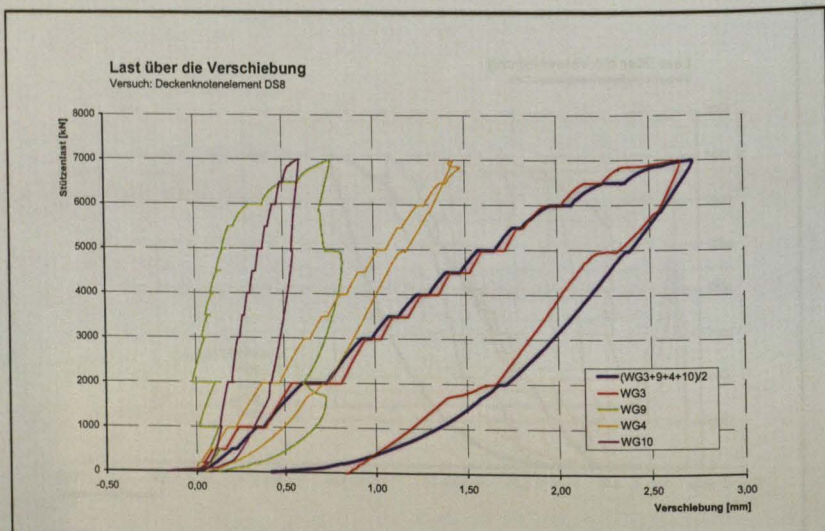


Bild 4.8.9

4.9 Versuch 9 – Versuchskörper DS9

Der Versuchskörper entspricht hinsichtlich der Plattenabmessungen dem Versuch DS8, jedoch ohne einbetonierte Stütze. Im Bereich der Stütze wurde in die Decke ein Bewehrungselement mit 8 Ø 26,5, St 1080/1230, L = 15 cm vertikal zwischen die Deckenbewehrung eingebaut und einbetoniert (analog DS6).

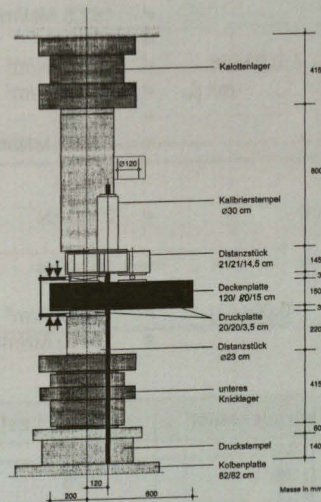


Bild 4.9.1 Anordnung der Deckenplatte DS9 in der Presse

Die Deckenplatte wurde im Versuch über die ober- und unterseitig angeordneten Stahlplatten mit einer Normalkraft von $N = 500 \text{ kN}$ belastet und damit eingespannt, um dann die ausmittig angreifenden Deckenbiegelasten bis 30 kN einleiten zu können. Nach Erhöhung von N auf 1000 kN erfolgte eine Steigerung der Biegelasten auf 60 kN und N auf 2000 kN als Dauerlast über 58 Stunden. Die mittlere Verformung zwischen den Stahlplatten (siehe Bild 4.9.4) stieg dabei von

$$\begin{array}{rcl} \Delta_{\text{elast.}} & = & 0,24 \text{ mm} \quad \text{auf} \quad \Delta_{\text{elast.} + \text{kr.}} = 0,36 \text{ mm an. Damit ergibt sich} \\ \epsilon_{\text{elast.}} & = & 0,24 / 150 \quad \quad \quad = 1,6 \text{ ‰} \\ \epsilon_{\text{elast.} + \text{kr.}} & = & 0,36 / 150 \quad \quad \quad = 2,4 \text{ ‰} \end{array}$$

Die gemessenen Verformungen sind damit ähnlich wie Versuch DS8.

Die Stützenlast wurde dann schrittweise bis auf $N = 7.000 \text{ kN}$ und die Biegelasten bis auf 150 kN gesteigert (siehe Bild 4.9.3). Die mittlere Verformung wurde mit $\Delta l = 1,3 \text{ mm}$ gemessen. Nach Entlastung auf die Gebrauchslast erfolgte eine Wiederbelastung zunächst ohne Zunahme der Verformungen. Erst nach Steigerung der Biegelasten auf 180 kN und damit Ausbildung von großen Rissen in der Zugzone stieg die mittlere Vertikalverformung auf $\Delta l = 1,6 \text{ mm}$ an (siehe auch Bild 4.9.4).

Bei Entlastung ging die mittlere Verformung auf $\Delta_{\text{bleibend}} = 0,4 \text{ mm}$ zurück (siehe Bild 4.9.5).

Ein Versagen des Deckenkörpers konnte trotz der extremen Lasten nicht festgestellt werden. Für $N = 7000 \text{ kN}$ und Biegelast 150 kN beträgt $\Delta l = 1,3 \text{ mm}$, damit

$$\begin{aligned} N_{\text{max}} &= 7000 + 2 \times 150 &= 7300 \text{ kN} \\ \varepsilon &= 1,3 / 150 &= 8,6 \text{ ‰} \\ \sigma_{\text{Iu}} &= 7300 / 0,040 &= 182,5 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Traglast Stahl} &&= 3785 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{B}} &= (7300 - 3786) / 0,03558 &= 98,8 \text{ MN/m}^2 \\ &= \alpha^* \times \beta_{\text{c}} \quad \text{mit } \beta_{\text{c}} &= 30,3 \text{ MN/m}^2 \\ \alpha^* &= 98,8 / 30,3 &= 3,26 \\ E_{\text{u}} &= 98,8 / 8,6 &= 11480 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Dauerlast

$$\begin{aligned} N &= 2000 + 2 \times 60 &= 2120 \text{ kN} \\ \varepsilon_{\text{elast}} &= 1,7 \text{ ‰} \\ N_{\text{S } 2,4\%} &= 3786 \times 1,6 / 4 &= 1514 \text{ kN} \\ N_{\text{B}} &= 2120 - 1514 &= 606 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{B}} &= 0,606 / (0,04 - 0,00441) &= 17,0 \text{ MN/m}^2 \\ E &= 17,0 / 1,6 \text{ ‰} &= 10640 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Verschiebungen bei	Gebrauchslast		max. Last		bleibend	
WG 1	0,36		0,35		-0,7	
WG 2	0,36		2,25		1,5	
i. M.	0,36		1,3		0,4	
WG 7	0,14		0,50		0,0	
WG 8	0,20		0,80		0,5	
i.M.	0,17		0,65		0,25	
WG 13	0,20		0,70		0,25	
WG 14	0,20		1,00		0,25	
i.M.	0,20		0,85		0,25	
∑ i.M.	0,37		1,5		0,5	
WG 5	0,4		1,15		0,5	
WG 11	-0,1	0,3	-0,25	0,9	-0,7	-0,2
WG 6	0,2		0,85		0,5	
WG 12	0,3	0,5	1,35	2,2	0,8	1,3
i.M.	0,4		1,5		0,5	
WG 3	0,7		1,4		0,6	
WG 9	-0,3	0,4	-0,6	0,8	-1,0	-0,4
WG 4	0,2		1,0		0,7	
WG 10	0,2	0,4	1,2	2,2	0,8	1,5
i.M.	0,4		1,5		0,5	

Tabelle 4.9.2 Verschiebungen an den Meßpunkten

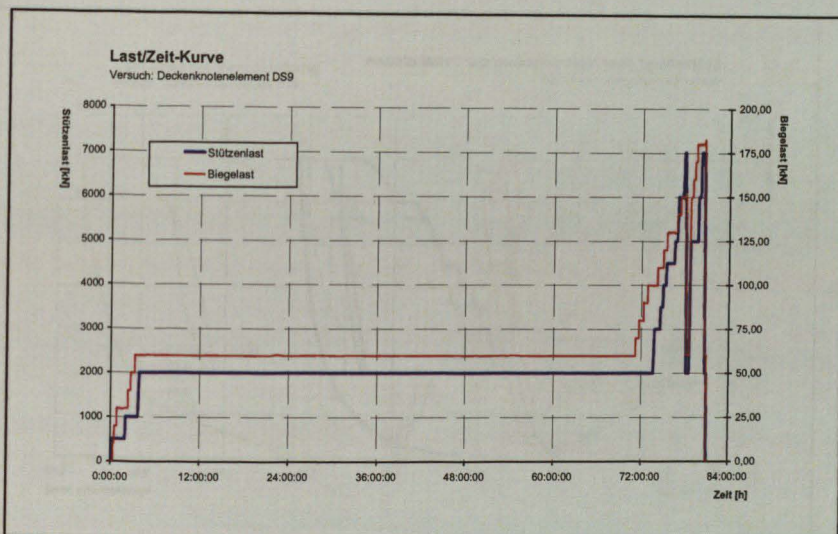


Bild 4.9.3

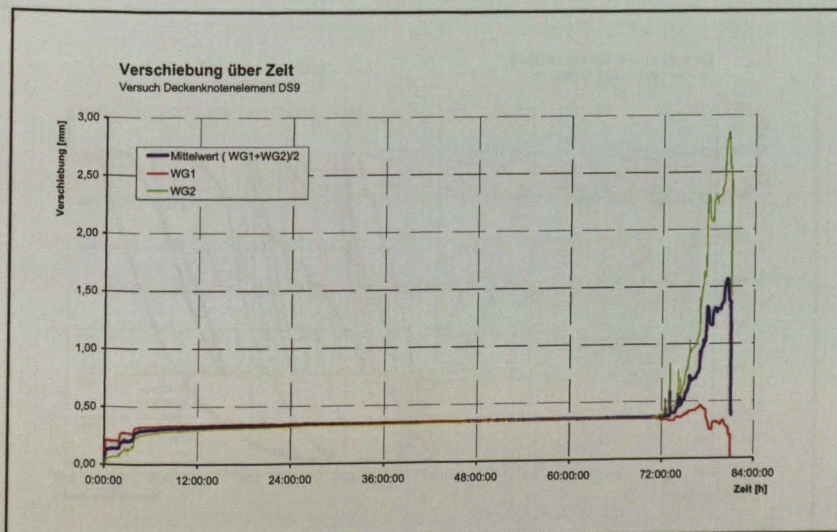


Bild 4.9.4

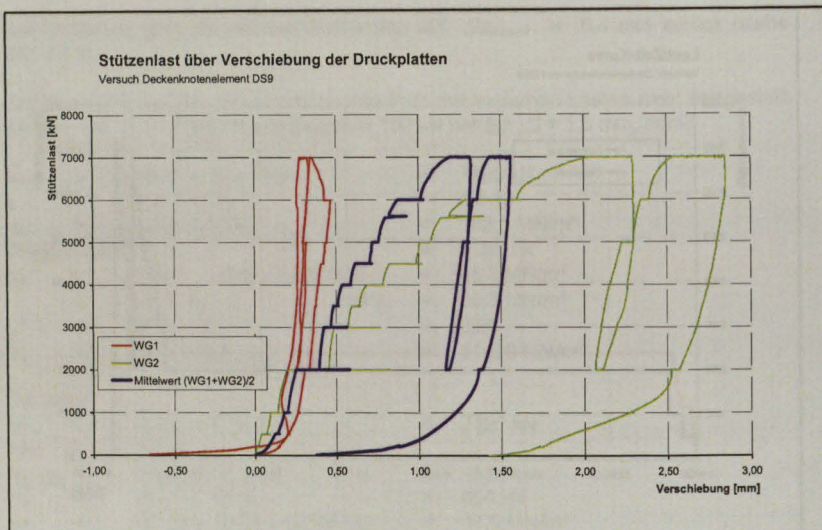


Bild 4.9.5

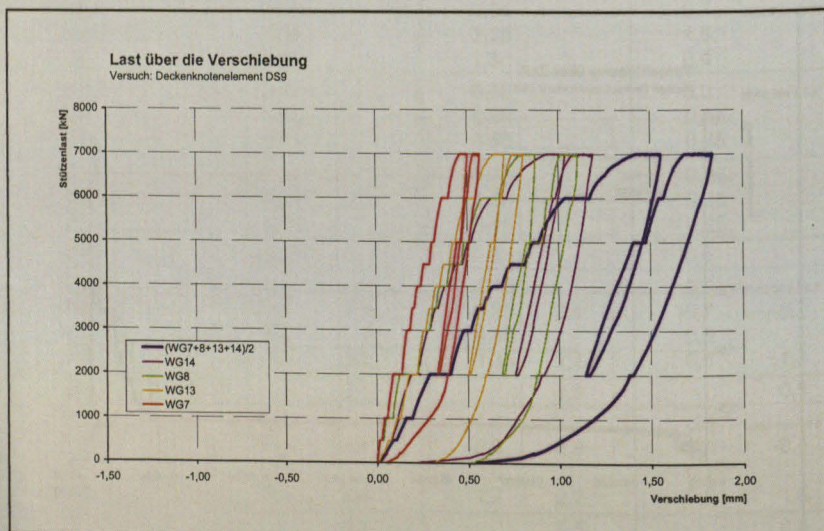


Bild 4.9.6

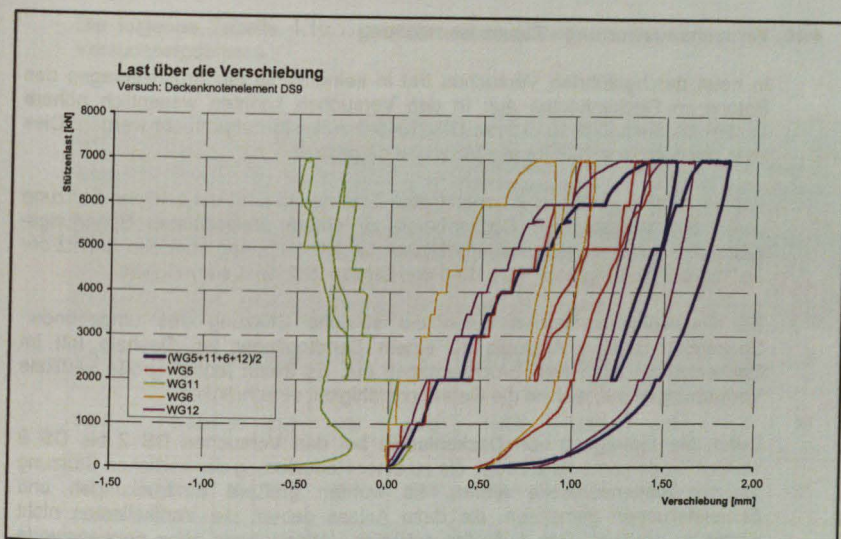


Bild 4.9.7

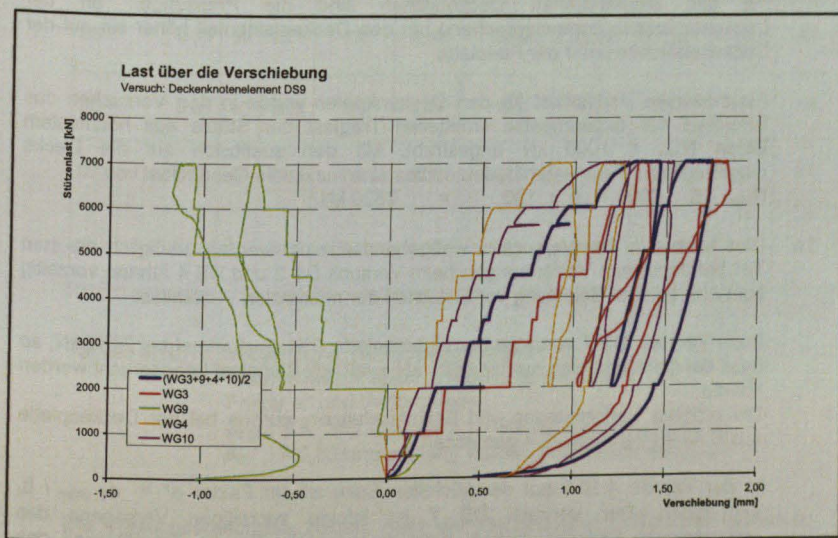


Bild 4.9.8

4.10 Versuchsauswertung - Zusammenstellung

In neun durchgeführten Versuchen trat in keinem Fall ein Bruchversagen des Betons im Deckenknoten auf. In den Versuchen konnten wesentlich höhere Lasten als nach DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 zulässig aufgebracht werden. Dies ist in der Tabelle 4.10.2 für alle Versuche dargestellt.

Analog zu dem in Kapitel 3 dargestellten Tragmodell führt die seitliche Stützung durch den umgebenden Deckenbeton zu einem dreiaxialen Spannungszustand, welcher die teilweise erheblichen Laststeigerungen über den Ansatz der Teilflächenpressung nach DIN 1045 und DIN 1045-1 hinaus ermöglicht.

Die Deckenknoten lassen durch die seitliche Stützung des umgebenden Deckenbetons eine Analogie zu einem Sandtopflager zu. Deshalb tritt im Deckenknoten auch kein Bruchversagen auf. Es treten jedoch große vertikale Verformungen auf, welche die Gebrauchsfähigkeit einschränken.

Durch die Eintragung von Deckenlasten bei den Versuchen DS 2 bis DS 9 werden Biegemomente erzeugt, die zu einer Reduzierung der seitlichen Stützung an der Plattenoberseite führen. Es wurden größere Eindrückungen und Schiefstellungen gemessen, die dazu Anlass gaben, die Vertikallasten nicht weiter zu erhöhen. Das Auftreten größerer Verformungen ohne nennenswerte Laststeigerung wurde dann als Versagensfall bezeichnet.

Die dann resultierende Kontaktpressung zwischen der Deckenplatte und der Kopfplatte wird als rechnerische Bruchspannung σ_{1u} definiert. Bei den Versuchen mit den eingetragenen Deckenlasten sind die Pressungen an der Deckenunterseite dementsprechend um den Deckenlastanteil höher als auf der Deckenoberseite unter der Fußplatte.

Als maximale Vertikallast für den Deckenknoten wurde in den Versuchen das Erreichen der experimentell ermittelten Traglast der Stütze aus hochfestem Beton $N_{\max} = 7000$ kN angestrebt. Mit den zusätzlich auf die Decke eingetragenen Biegelasten bedeutet dies eine maximale Gesamtlast von

$$N_{\max} \leq 7000 + 4 \times 130 = 7520 \text{ kN.}$$

Dies konnte in den Versuchen weitgehend erreicht werden. Lediglich die zum Teil beträchtlichen Verformungen beim Versuch DS 3 und DS 4 führten vorzeitig zum Abbruch der Belastung vor Erreichen der maximalen Vertikallast.

Beim Versuch DS 7 versagte der einbetonierte Stützenstummel bei 7080 kN, so dass der Deckenknoten nur bis 6600 kN + 480 kN Biegelast beansprucht werden konnte.

Die größten Verformungen und Schiefstellungen wurden bei der Deckenplatte aus B 45 im Versuch DS 4 gemessen.

In der Tabelle 4.10.1 auf der nächsten Seite ist der Faktor $\alpha^* = \sigma_{B \text{ unten}} / \beta_c$ angegeben. Der Versuch DS 7 ist infolge vorzeitigen Versagens des einbetonierten Stützenstummels nicht repräsentativ für die Tragfähigkeit des Deckenknotens. Die erreichten Werte von α^* entsprechen der im Kapitel 3 prognostizierten Größenordnung von $2,50 \leq \alpha^* < 3,8$.

Der Mittelwert für α^* ergibt sich zu $\alpha^* = 3,39$.

Die folgende Tabelle 4.10.1 vermittelt einen Überblick über die wesentlichen Versuchsergebnisse.

Versuchskörper	Betongüte		Maximale		Spannungen an der Deckenunterseite		$\frac{\sigma_{B \text{ unten}}}{\beta_{c \text{ gem}}}$ $\approx \alpha^*$	Mittlere Verformung bei N_{max}		
					σ_{1v}	$\sigma_{B \text{ unten}}$		[mm]	[%]	
	β_c	$\beta_{c \text{ gem}}$	Stützenlast [MN]	Biege- last [MN]	[MN/m ²]	[MN/m ²]				
DS 1	B 35	30	40,9	7,0	-	175,0	175,0	4,28	5,5	37
DS 2	B 35	30	41,7	6,0	0,32	158,0	158,0	3,79	4,8	32
DS 3	B 35	30	32,0	5,0	0,48	140,4	140,4	4,39	5,5	37
DS 4	B 45	38	44,8	4,5	0,44	126,5	126,5	2,82	8,1	54
DS 5	B 35	30	31,4	7,0	0,52	193,0	107,9	3,44	3,4	23
DS 6	B 35	30	38,3	7,0	0,52	193,0	107,9	2,82	1,3	8,7
DS 7	B 35	30	38,3	6,6	0,48	177,0	95,2	2,49	2,1	14
DS 8	B 35	30	30,3	7,0	0,30	182,5	98,8	3,26	1,2	8,0
DS 9	B 35	30	30,3	7,0	0,30	182,5	98,8	3,26	1,3	8,7

Tabelle 4.10.1 Wesentliche Versuchsergebnisse
Maximallasten, maximale Betonspannungen
Faktor α^* und Verformungen
 $\beta_{c \text{ gem}} = K_1 * K_2 * \beta_{wN}$ mit $K_1 = 0,85$ (Labor/Baustelle)
 $K_2 \approx 0,85$ Umrechnung Würfel- auf Prismenfestigkeit

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Deckenbeton infolge der seitlichen Stützung eine große Tragfähigkeit aufweist, die in dem entstehenden dreiaxialen Spannungszustand begründet ist.

In den Versuchen konnten wesentlich höhere Lasten als nach DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 zulässig aufgebracht werden. Die Tabelle 4.10.2 zeigt eine Zusammenstellung der zulässigen Lasten nach DIN 1045 und DIN 1045-1 und einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen.

Versuchskörper	Beton-güte	DIN 1045				Versuchsergebnisse N_{max}			DIN 1045-1		
		N_{zul} mit $\sigma_B \leq 1,4 \beta_R$	N_{zul}	N_U	σ_U Beton	N_{max}	σ_B unten	$\frac{\sigma_B \text{ unten}}{\sigma_U \text{ Beton}}$	σ_{U-1} Beton	N_{zul}	N_U
		MN	MN	MN	MN/m ²	MN	MN/m ²		MN/m ²	MN	MN
DS 1	35	1,29	0,60	1,27	31,6	7,0	175	5,54	35,0	0,67	1,40
DS 2	35	1,29	0,60	1,27	31,6	6,32	158	5,0	35,0	0,67	1,40
DS 3	35	1,26	0,60	1,27	31,6	5,48	140,4	4,44	35,0	0,67	1,40
DS 4	45	1,49	0,71	1,48	37,1	4,94	126,5	3,40	40,9	0,78	1,64
DS 5	35	1,12	2,32	4,87	31,6	7,52	107,9	3,41	35,0	2,93	5,00
DS 6	35	1,12	2,32	4,87	31,6	7,52	107,9	3,41	35,0	2,93	5,00
DS 7	35	1,12	2,32	4,87	31,6	7,08	95,2	3,0	35,0	2,93	5,00
DS 8	35	1,12	2,32	4,87	31,6	7,3	98,8	3,12	35,0	2,93	5,00
DS 9	35	1,12	2,32	4,87	31,6	7,3	98,8	3,12	35,0	2,93	5,00

Tabelle 4.10.2 - Zulässige Lasten nach DIN 1045
- Vergleich mit den Versuchsergebnissen
für die Traglast des Deckenbeton
- Zulässige Lasten nach DIN 1045-1

5. NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR TRAGFÄHIGKEIT DES DECKENKNOTENS MIT UND OHNE PANZERUNG

Zur Nachrechnung und Bestätigung der Versuchsergebnisse wurde der Deckenknoten mit der Finite-Elemente-Methode modelliert und mit dem nichtlinearen FEM-Programm ATENA untersucht. Bei den numerischen Untersuchungen wurde das Verhalten der Deckenknoten mit und ohne Panzerung verglichen. Die numerische Simulation wurde grundsätzlich für die getesteten Versuchskörper DS3 (ohne Panzerung) und DS6 (mit Panzerung) durchgeführt. Bei den Berechnungen wurde insbesondere das Verhalten des Betons unter mehrachsialer Druckbelastung im Stützenbereich untersucht.

5.1 Nichtlineare Materialmodelle

Den Kern der numerischen Untersuchungen einer Struktur mit der Finite-Elemente-Methode bilden geeignete Materialmodelle. Für eine realistische Simulation des Verhaltens der Deckenknoten während der Versuche müssen alle Merkmale des Materialverhaltens und der Materialschädigung berücksichtigt werden. In dem eingesetzten FEM-Programm ATENA sind fortgeschrittene und theoretisch begründete nichtlineare Materialmodelle implementiert, die eine realistische Nachrechnung von Versuchen mit Stahlbetonstrukturen ermöglichen.

Die Materialmodelle in ATENA können alle Versagensarten von Beton und Bewehrungsstahl beschreiben: Rissentwicklung im Beton bei Zug- oder Schubbeanspruchung, Versagen des Betons bei Druckbelastung, Plastifizierung von Beton in Druckbereich, Umschlingungseffekt in Beton bei mehrachsialer Druckbeanspruchung, Entfestigung im Zug- und Druckbereich sowie Fließen der Bewehrung. In dem vorhandenen Problem - Deckenknoten unter Druckbelastung - ist insbesondere die richtige Modellierung des Betonverhaltens unter mehrachsialer Druckbeanspruchung von entscheidender Bedeutung. Für die Modellierung des Betonverhaltens bei unterschiedlichen Beanspruchungsarten (Zugbereich, Druckbereich) sind in ATENA entsprechende theoretische Grundlagen implementiert. Für die richtige Erfassung des komplexen Materialverhaltens werden die einzelnen Modelle miteinander kombiniert.

All diese Materialeinflüsse werden in ATENA mit einem sogenannten verschmierten Kontinuumskonzept erfasst. In diesem Konzept wird die Finite-Elemente-Analyse in Rahmen der Kontinuumsmechanik durchgeführt. Die Materialdiskontinuitäten (infolge von Rissen oder Schädigung im Druckbereich) werden durch die Verschmierung innerhalb eines finiten Elements (Materialpunktes) in geschädigtes Material umgewandelt. Durch spezielle Umwandlungsmethoden, die auf der Bruchenergie basieren, ist dabei die Objektivität der Lösung gewährleistet. Das Strukturmodell in dem verschmierten Kontinuumskonzept besteht also immer aus einem Kontinuum, das mehr oder weniger geschädigt ist.

5.1.1 Zug-Bruchmodell

Für die Beschreibung des Betonbruchverhaltens (Rissentwicklung) im Zugbereich wird die Bruchbedingung nach Rankine als Ansatz der Bruchmechanik angewendet.

$$F_i^f = \sigma_{ii}^t - f_{ii}^t \leq 0$$

Die Spannung σ_{ii}^t ist die aktuelle Zugspannung, f_{ii}^t ist die Zugfestigkeit, der Index i bezeichnet die Materialachse. Während der Rissöffnung wird die Normalspannung auf der Rissoberfläche kontinuierlich abgebaut. Ein solches Verfahren wird als sogenannte kohäsive Risse bezeichnet, und der Prozess der Spannungsreduzierung als Entfestigung im Zug.

Für die Finite-Elemente-Analyse werden die diskreten Risse durch das Modell der verschmierten Risse in geschädigtes Kontinuum umgewandelt. Die realen diskreten Risse werden dabei durch den lokalen Verzerrungszustand in einem kontinuierlichen Verformungsfeld ersetzt. Die Rissdehnung ε_{ii}^f (Dehnung, die der Rissöffnung entspricht) erfasst die Schädigung des gerissenen Materials. Sie wird aus der Rissöffnung der Risse w berechnet:

$$\varepsilon_{ii}^f = \frac{w}{L_r}$$

Die charakteristische Länge L_r (Rissbandbreite) wurde nach CERVENKA et al. (1995) [3] von der Elementlänge abgeleitet.

Die Mechanik der Rissöffnung wird durch die Theorie der nichtlinearen Bruchmechanik nach BAZANT und OH (1983) [1], CERVENKA et al. (1971, 1995) [2]+[3] beschrieben. Das Gesetz der Rissöffnung (siehe Bild 5.1.1) wurde nach HORDIJK (1991) [20] angenommen. Es basiert auf der Bruchenergie G_f , die für die Rissentwicklung verbraucht wird:

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2)$$

mit

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_t}$$

$$c_1 = 3$$

$$c_2 = 6,93$$

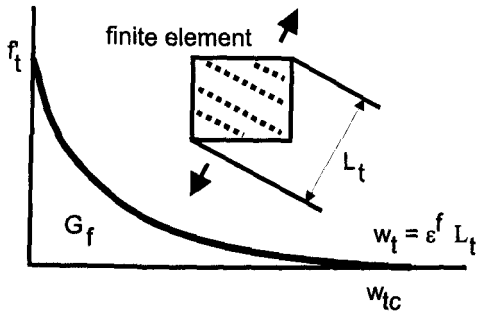


Bild 5.1.1 Rissöffnungsgesetz nach HORDIJK (1991)

5.1.2 Druckbeanspruchung – Dreiachsiale Druckfestigkeit

Für die Untersuchung der Deckenknoten unter hoher Druckbeanspruchung ist das Verhalten des Betons bei mehrachsialer Druckbeanspruchung besonders wichtig. Die Festigkeit des Betons wird durch die hydrostatischen Druckspannungskomponenten positiv beeinflusst. Dieses Phänomen wird oft als Umschlingungseffekt bezeichnet. Dieser Effekt wird durch das Festigkeitsmodell von Menetrey/Willam [28] „Dreiaxiales Bruchkriterium für Beton und dessen Verallgemeinerung“ zutreffend erfasst (siehe Bild 5.1.2.1).

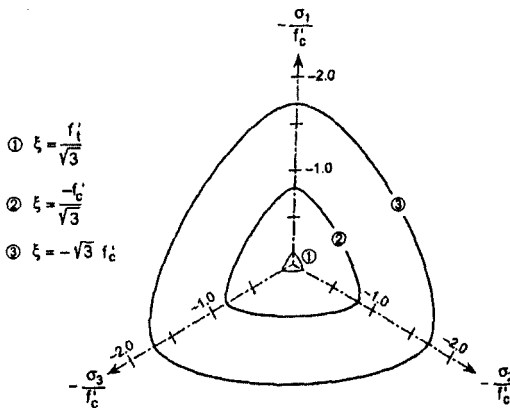


Bild 5.1.2.1 Schematische Darstellung des Menetrey / Willam-Festigkeitsmodells in deviatorischen Schnitten (Polfigur)

Dieses Festigkeitsmodell basiert auf der Plastizitätstheorie und wird durch zahlreiche Forschungsvorhaben experimentell bestätigt. (Eibl et al. 1983 [12], Etse 1992 [13], Curbach et al 2000 [6] + [7]).

Im Rechenprogramm ATENA erfolgt die Modellierung des Betonverhaltens im Druckbereich ebenfalls nach dem Festigkeitsmodell von Menetrey/Willam.

Zur Beschreibung der Dreiachsfestigkeit von Beton wird das Festigkeitskriterium in Haigh-Westergard-Koordinaten ξ, ρ, θ (hydrostatische Spannungsinvariante, deviatorische Spannungsinvariante, deviatorischer Polarwinkel) definiert:

$$F_{3p}^p = \left[\sqrt{1.5} \frac{\rho}{f_c'} \right]^2 + m \left[\frac{\rho}{\sqrt{6} f_c'} r(\theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3} f_c'} \right] - c = 0$$

mit

$$m = 3 \frac{f_c'^2 - f_t'^2}{f_c' f_t'} \frac{e}{(e+1)}$$

und

$$r(\theta, e) = \frac{4(1-e^2) \cos^2 \theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2) \cos \theta + (2e-1) [4(1-e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e]^{\frac{1}{2}}}$$

Dieser Ansatz hat folgende variable Parameter:

- die einachsiale Druckfestigkeit f_c' ,
- die einachsiale Zugfestigkeit f_t' ,
- die Exzentrizität e
- den Kohäsionsparameter c , er beschreibt die Verfestigung oder Entfestigung des Modells. In der Grundformulation kann er als eine Konstante betrachtet werden, $c=1$.

Dieser Ansatz wird im Programm ATENA für die Festlegung der Festigkeit des Betons unter Druckbeanspruchung angewendet.

Die einzelnen Parameter des 3-Parameter-Menetrey-Willam-Festigkeitskriteriums haben folgende geometrische Bedeutung:

- Der Kohäsionsparameter c transformiert (schiebt) die Festigkeitsoberfläche entlang der hydrostatischen Achse ξ und beschreibt die Verfestigung / Entfestigung.
- Der Form-Parameter m beschreibt die Öffnung der Oberfläche um die hydrostatische Achse, den Umschlingungs-Effekt.
- Die Exzentrizität e beschreibt die dreieckige Form der Oberfläche auf der Oktaederebene, also die Zugkurve, bzw. die zweiachsiale Druckfestigkeit.

Der Verfestigungs-/Entfestigungseffekt kann durch den Kohäsionsparameter c gesteuert werden:

$$c = \left(\frac{f'_c(\epsilon_{eq}^p)}{f'_c} \right)^2$$

Die Verfestigungs- und Entfestigungseffekte werden analog zum einachsialen Verhalten formuliert. Beim steigenden Ast betrachtet man die plastische Verformungen als diffuse Schädigung (verschmiertes Konzept). Deshalb wird die Spannung als eine Funktion der äquivalenten Dehnung ϵ_{eq}^p betrachtet. Beim fallenden Ast lokalisiert sich die plastische Verformung in einem Versagensbereich. J. G. M. Van MIER u. a. haben experimentell nachgewiesen, dass für den fallenden Ast die Verformungen und nicht die Dehnungen für numerische Untersuchungen (FE-Berechnung) maßgebend sind. Deshalb ist die Spannung eine Funktion der plastischen Verformung w_d . Die in der DIN 1045-1, Bild 22, vorgeschlagene Spannungs-Dehnungshilfe zwischen ϵ_{c1} und ϵ_{c1u} ist deshalb für die Nachrechnung von Versuchen nicht geeignet. Die gezeigte Entfestigungsfunktion ist von experimentellen Untersuchungen von Van MIER (1986) [34] abgeleitet (siehe Bild 5.1.2.2).

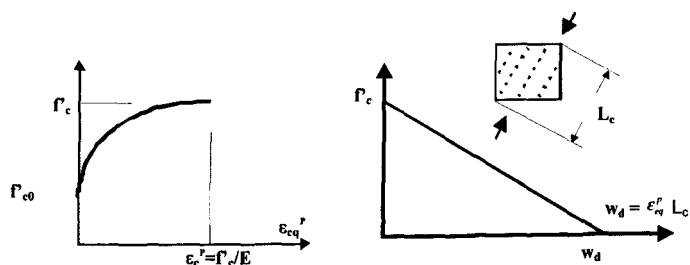


Bild 5.1.2.2 Verfestigung und Entfestigung bei Druck

Die Berechnung von plastischen Dehnungen basiert auf einem inkrementellen Algorithmus. Im Allgemeinen müssen die Richtungen von inkrementellen plastischen Verformungen nicht immer senkrecht zur Oberfläche der Festigkeitsfunktion sein. Diese Möglichkeit (sogenanntes nicht assoziiertes Fließgesetz) wird durch einen zusätzlichen Parameter β , der die Richtung von plastischen Dehnungen bestimmt, berücksichtigt. Bei $\beta < 0$ verkleinert sich das Materialvolumen, bei $\beta = 0$ bleibt das Volumen unverändert und bei $\beta > 0$ wächst das Materialvolumen.

5.1.3 Integriertes Materialmodell

Das gesamte Materialgesetz für Beton in ATENA kombiniert die beiden zuvor beschriebenen Methoden: das Zugversagen nach der Bruchmechanik und das Druckversagen entsprechend der Plastizitätstheorie. Dabei sind beide Modelle ungekoppelt und unabhängig definiert. Das Materialmodell basiert auf der Dehnungsdekomposition, die von DE BORST (1986) vorgeschlagen wurde:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^f$$

ε_{ij} - Gesamtdéhnung (siehe Bild 5.1.3.1)

ε_{ij}^e - elastische Déhnungskomponente,

ε_{ij}^p - plastische Déhnungskomponente,

ε_{ij}^f - Bruchdehnungskomponente.

Die Plastische- und die Bruchdehnungskomponente stellen die Materialschädigung dar. In der inkrementellen Formulierung wird der neue Spannungszustand σ_{ij}^n wie folgt berechnet:

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} (\Delta \varepsilon_{kl} - \Delta \varepsilon_{kl}^p - \Delta \varepsilon_{kl}^f)$$

Die oberen Indizes n und $n-1$ bezeichnen den neuen bzw. den vorherigen Spannungszustand. E_{ijkl} ist der elastische Materialtensor und $\Delta \varepsilon_{kl}$ das Inkrement des Total-Dehnungstensors. Die Inkremente der plastischen Déhnungen $\Delta \varepsilon_{kl}^p$ und der Bruchdehnungen $\Delta \varepsilon_{kl}^f$ werden nach den Theorien der Bruchmechanik und der Plastizität berechnet, wie im vorherigen Text beschrieben.

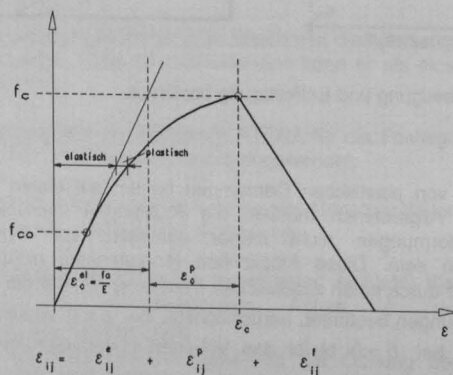


Bild 5.1.3.1 Gesamtdéhnung

5.2 Nichtlineare Finite-Elemente-Simulation

Das Verhalten des Deckenknotens unter verschiedenen Bedingungen wurde mit Hilfe der nichtlinearen Finite-Elemente-Methode simuliert. Die FE-Modelle des Deckenknotens wurden entsprechend der getesteten Versuchskörper konzipiert. Zur Optimierung der Modelle auf Übereinstimmung mit den Versuchen wurden vorab unterschiedliche geometrische Konfigurationen, FE-Elementierungen, Randbedingungen und Belastungsverfahren numerisch getestet. Zusätzlich wurden auch Materialparameter des Betons variiert und der Einfluss auf das Modellverhalten untersucht.

Im Folgenden werden nur die Ergebnisse dieser Voruntersuchungen vorgestellt.

5.2.1 Geometrie - Materialmodell

Die Gestaltung der FE-Modelle entspricht den Versuchskörpern. Ein Plattenausschnitt mit den Abmessungen $1,2 \times 1,2 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$ und einer in der Mitte angeordneten quadratischen Stütze von $0,2 \times 0,2 \text{ m}$. Der Deckenknoten wird entsprechend den Versuchskörpern mit der Bewehrung (siehe Bild 5.2.1.2) modelliert, alternativ mit oder ohne Panzerung. Die Betonstütze wird außerhalb des Knotenbereichs (entsprechend den Versuchen) durch linear-elastische Stahlplatten ersetzt. Für die Berechnung ist aus Symmetriegründen die Betrachtung eines symmetrischen Viertels (siehe Bild 5.2.1.1) ausreichend.

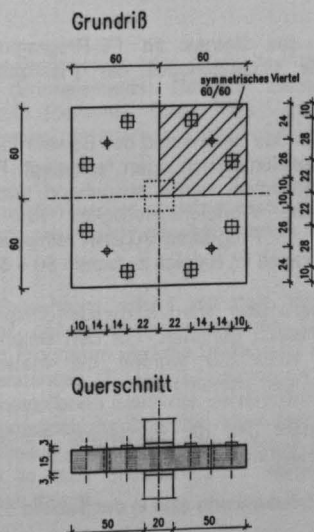


Bild 5.2.1.1 Geometrie und Abmessungen des Plattenausschnitts

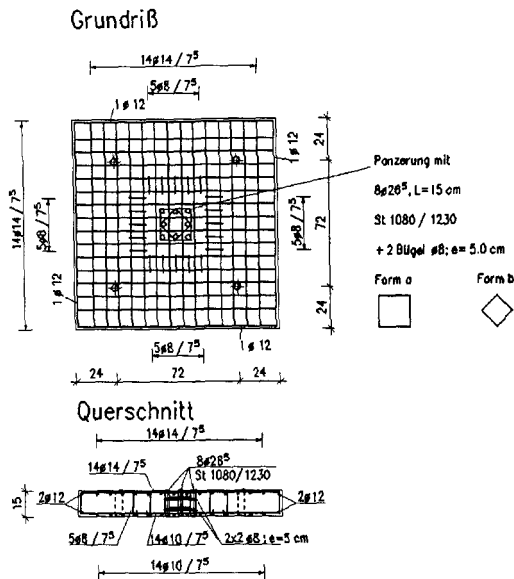


Bild 5.2.1.2 Bewehrungsplan mit Panzerung

Für die Modellierung des Betons im FE-Programm ATENA wurde das beschriebene integrierte Materialmodell der Plastizität und Bruchmechanik (fracture-plastic) benutzt.

Die Materialeigenschaften des Betons und des Bewehrungsstahls wurden anhand der durchgeführten Materialuntersuchungen festgelegt. Für die Materialfestigkeit des Betons der Deckenplatten wurde ausgehend von den Ergebnissen der Würfeldruckversuche eine Würfeldruckfestigkeit von $f_{cb} = 55$ N/mm² als Materialgrundparameter im Programm ATENA eingegeben. Die gemessenen Würfeldruckfestigkeiten liegen im Bereich zwischen 50 – 57 N/mm².

Die weiteren Materialparameter werden daraus entsprechend CEB, FIB und RILEM-Ansätzen automatisch generiert. Für den Betonstahl BSt 500 und den hochfesten Stahl St 1080/1230 wurden die Materialparameter aus den entsprechenden Zulassungen entnommen.

Für den Bewehrungsstahl und die Panzerung wurde ein elasto-plastisches Materialgesetz mit Verfestigung eingesetzt.

Alle wesentlichen Materialkennwerte sind in der Tabelle 5.2.1.3 zusammengefasst.

Materialeigenschaft	Bezeichnung	Wert	Einheit
Beton			
Betondruckfestigkeit	f_c	46,75	N/mm ²
Betonzugfestigkeit	f_t	3,471	N/mm ²
Elastizitätsmodul	E_c	38170	N/mm ²
Bruchenergie	G_f	86,77	N/m
Querdehnzahl	ν	0,2	-
Plastische Verformung	w_d	0,0005	m
Exzentrizität	e	0,52	-
Volumenveränderung	β	0,0	-
Dehnung bei Druckfestigkeit	ϵ_c	0,002450	-
Linearitätsgrenze	f_{c0}	31,17	N/mm ²
Betonstahl 500			
Fließgrenze	σ_y	500	N/mm ²
Festigkeit	σ_m	550	N/mm ²
Elastizitätsmodul	E_s	210000	N/mm ²
Panzerung (Rundstahl 1080/1230)			
Fließgrenze	σ_{yp}	858	N/mm ²
Festigkeit	σ_{mp}	1258	N/mm ²
Elastizitätsmodul	E_{sp}	213000	N/mm ²

Tabelle 5.2.1.3 Materialparameter

5.2.2 FE-Modell

Die Modellierung der Betonkonstruktion erfolgt im Programm ATENA mit 8 Knoten Volumenelementen (Brickelements). Bei den Elementen handelt es sich um isoparametrische finite Elemente. Damit sind Verzerrungen und Krümmungen abbildbar. Die Integration der internen Variablen erfolgt in den Gaußintegrationspunkten.

In den Integrationspunkten werden ebenfalls Risse (Rissbreiten) ausgewertet, auf das Element verschmiert und gegebenenfalls auf der Elementoberfläche abgebildet.

Die Eingabe der Bewehrung erfolgt mit dem tatsächlichen Querschnitt als Stabelement in der definierten geometrischen Lage unabhängig von der Elementteilung. Vom Programm wird die Bewehrung als eine geometrisch fixierte Erhöhung des Widerstandes (E-Modul) berücksichtigt. Dies bedeutet, dass die Bewehrung auf die betroffenen Elemente verschmiert wird. Die Generierung wird vom Programm automatisch durchgeführt. Nachdem mehrere Vorberechnungen mit feinerer Elementteilung zu keinen wesentlichen Unterschieden im Ergebnis führten, wurde die in den Bildern 5.2.2.1 dargestellte Elementierung der Berechnung zu Grunde gelegt.

Ein symmetrisches Viertel des Deckenknotens wird für die numerische Simulation mit 1184 finiten Elementen und 1.632 Knoten modelliert..

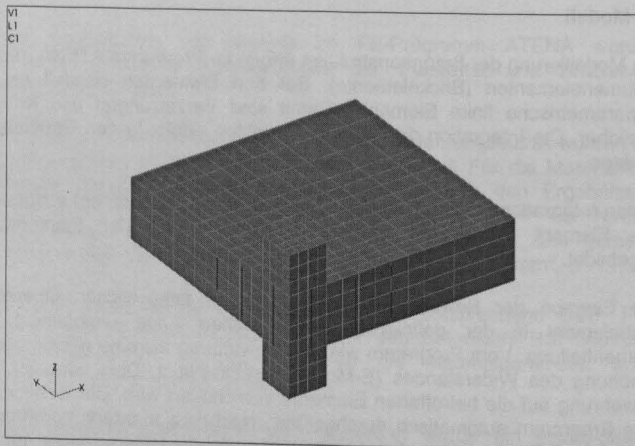
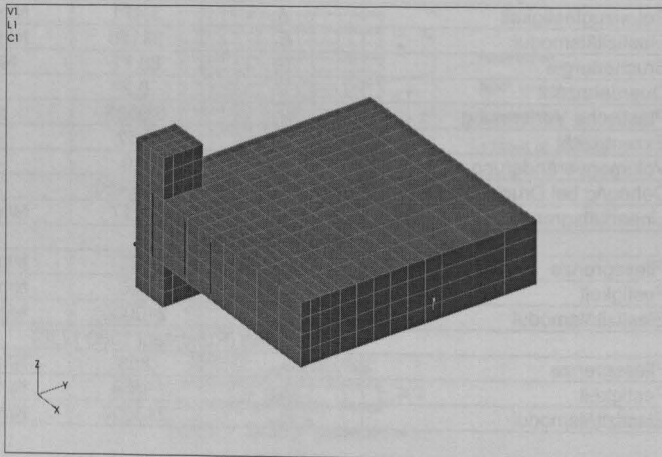


Bild 5.2.2.1 Finite-Elemente-Netz des Rechenmodells

5.2.3 Lösungsverfahren

Die Berechnung (Iteration) erfolgt für die Deckenknoten kraft- bzw. spannungsgesteuert in Kombination mit dem modifizierten Newton-Raphson-Verfahren unter Ansatz der Tangentensteifigkeit.

Die Linie-Search-Methode führt durch eine bessere Abschätzung zur Stabilisierung des Iterationsverlaufes und damit zu einer Verkürzung des Iterationsprozesses. Optional kann auch mit der Arc-Length-Methode gerechnet werden, um z. B. einen abfallenden Ast der Lastverschiebungskurve zu erfassen. Die kraftgesteuerte Newton-Raphson-Methode ermöglicht eine genaue Nachbildung der Laststufen analog der Belastungsgeschichte in den Versuchen.

Falls ein Versagen der Struktur eintreten sollte, ist dies bei diesem Verfahren an einer deutlichen Divergenz des Iterationsprozesses zu erkennen. Konvergenzkriterien kontrollieren während des Iterationsprozesses die relativen Fehler, wie Verformungsfehler, Restkraftfehler und Energiefehler.

Sobald alle Kriterien erfüllt sind und damit Gleichgewicht vorhanden ist, wird der Lastschritt abgeschlossen. In den Berechnungen sind die Toleranzen wählbar. Normalerweise wird ein Fehler bis 1 % toleriert.

5.2.4 Belastung

Die Modelle wurden in den Symmetrie-Ebenen abgestützt und durch die vertikale Stützenlast und Biegekräfte aus der Platte belastet. Die Belastungsgeschichte ist auf 111 Lastschritte verteilt und entspricht der Belastungsgeschichte der Versuche. Die Stützenlast wurde bis auf einen Maximalwert von 7000 kN für den Fall mit Vertikalbewehrung in Teilschritten erhöht. Für den Fall ohne Vertikalbewehrung wurde die Last wegen der deutlich größeren Verformungen (> 1,0 mm) auf rechnerisch 5000 kN begrenzt.

Alternativ wurde auch der Lastfall vertikale Stützenlast ohne Biegelasten auf den Deckenknoten untersucht.

Als Sonderfall und unterer Grenzwert wurde ein Deckenknoten untersucht, in dem die Decke nur im Bereich des Stützenquerschnittes vorhanden ist, d. h. die seitliche Stützung (Umschnürung) durch die umgebende Decke und die mögliche Laststeigerung durch einen dreidimensionalen Spannungszustand entfällt.

5.2.5 Überblick der berechneten Varianten

Als Vorbereitung der numerischen Untersuchungen wurden umfangreiche Vorberechnungen durchgeführt und mit den experimentellen Ergebnissen verglichen. Aufgrund dieser Studien wurden typische Konfigurationen und Grenzfälle ausgewählt, die im Detail ausgewertet wurden.

Es handelt sich um folgende Varianten:

1. Deckenknoten mit einer durch Biegerisse vorgeschädigten Platte. Diese Konfiguration entspricht den Versuchen und auch den tatsächlichen Beanspruchungen. Es werden zunächst die Biegung erzeugenden Deckenlasten erhöht bis durch entstehende Biegerisse an der Deckenoberseite um die Stütze der Übergang in den gerissenen Zustand erfolgt, wodurch der Umschnüreffekt durch den umgebenden Deckenbeton abgemindert wird. Danach wird die Stützenlast stufenweise erhöht. Der Belastungsverlauf entspricht der Belastungsgeschichte der Versuche DS3 und DS6.
2. Deckenknoten ohne Biegerisse in der Platte. Dies stellt einen oberen Grenzfall dar, in dem die Platte mit der Stütze optimal zusammenwirkt und der größtmögliche Umschnüreffekt entsteht. Es wird nur die Vertikallast auf der Stütze stufenweise erhöht. Die Belastung entspricht dem Versuch DS1.
3. Stütze ohne seitliche Platte. Das stellt einen (theoretischen) unteren Grenzfall dar, bei dem der Umschnüreffekt durch die nicht vorhandene Platte entfällt. Die Vertikallast wird ebenfalls stufenweise erhöht.

Alle diese drei Varianten wurden mit Deckenbeton innerhalb des Deckenknotens und alternativ ohne bzw. mit zusätzlicher Vertikalbewehrung (Panzerung) berechnet. Es werden also insgesamt 6 Varianten ausgewertet und verglichen.

Bezeichnung der berechneten Varianten 1 bis 6

<i>Konfiguration:</i>	ohne Panzerung	mit Panzerung
Deckenknoten mit Biegerissen (vorgeschädigt)	1 (DKBO)	2 (DKBP)
Deckenknoten ohne Biegerisse (ungerissen)	3 (DKOO)	4 (DKOP)
Stütze ohne seitliche Platte als unterer Grenzwert	5 (OKOO)	6 (OKOP)

5.2.6 Ausgewählte Ergebnisse

Aus den durchgeführten Berechnungen sind auf den folgenden Seiten die wesentlichen Ergebnisse in graphischer Form, in Diagrammen und in Abbildungen der Spannungsverteilung für die untersuchten Deckenknoten dargestellt.

In den Diagrammen können die Ergebnisse aus den einzelnen gerechneten Varianten untereinander und mit den Ergebnissen aus den Versuchen DS3 (ohne Vertikalbewehrung / Panzerung) und DS6 (mit Vertikalbewehrung / Panzerung) verglichen werden. Dabei wurden bei den gemessenen Verformungen der Versuche DS3 und DS6 die Anteile, welche aus dem Dauerstandsversuch als Langzeiteffekte resultieren, herausgerechnet.

Es werden folgende Diagramme dargestellt:

- Stützenlast/Verschiebung	Bilder	5.2.6.1 bis 5.2.6.3
- Vertikalspannung/Stützenlast	Bilder	5.2.6.4 und 5.2.6.5
- Vertikalspannung/Vertikaldehnung	Bild	5.2.6.6
- Vertikalspannung/Horizontalspannung	Bild	5.2.6.7

Dabei sind folgende Festlegungen zu beachten:

- Die Spannungs- und Dehnungswerte sind für Punkte in der Plattenmittelfläche angegeben.
- Die Vertikalverschiebung wird als die vertikale Zusammenpressung des Deckenknotens definiert.
- Die Diagramme sind auf die baupraktischen Bereiche, d. h. bis zu einer Vertikalverschiebung von 1 mm dargestellt, da Stauchungen über 6 % die Gebrauchsfähigkeit einschränken.

Weitere Erläuterung zu den Diagrammen

Bild 5.2.6.1

In diesem Bild sind die Vertikalverschiebungen abhängig von der Stützenlast für alle berechneten Varianten dargestellt.

Erwartungsgemäß weist die Variante 4 (ohne Biegerisse mit Vertikalbewehrung – Panzerung) die geringsten und die Variante 5 (Stütze ohne seitliche Platte) die größten Verformungen auf. Treten Biegerisse auf, erhöht sich trotz vorhandener Vertikalbewehrung die Verformung (siehe Variante 2).

Der rechnerische Ansatz der Vertikalbewehrung (Panzerung) ergibt für die drei Varianten 2, 4 und 6 geringere Verformungen als bei den drei Varianten 1, 3 und 5 ohne Panzerung.

Bild 5.2.6.2

Hier sind zu den Stützenlast/Verschiebungskurven der gerechneten Varianten 1 bis 4 die Verformungen der Versuche DS3 (ohne Panzerung; siehe Kurve 7) und DS6 (mit Panzerung; entsprechend Kurve 8) eingetragen. Diese Verformungen stimmen mit entsprechend gerechneten Varianten 1 und 2 gut überein.

Bild 5.2.6.3

In diesem Bild wird der Einfluss der Vertikalbewehrung (Panzerung) an einem Deckenknoten dargestellt, der an der Oberseite durch die Eintragung der Biegelasten Biegerisse aufweist. Mit der Vertikalbewehrung (Panzerung) reduzieren sich bei gleichen Stützenlasten die Verformungen auf 50 % der Werte ohne Panzerung.

Bild 5.2.6.4

Hier wird deutlich, dass sich durch den rechnerischen Ansatz der Vertikalbewehrung (Panzerung) die vertikalen Betonspannungen halbieren, da die Vertikalbewehrung etwa 50 % der Vertikallast übernimmt.

Bild 5.2.6.5

In diesem Bild beträgt bei einer Stützenlast von 5000 kN die gerechnete Betonspannung $\sigma_{B1} = 125 \text{ MPa}$ und ist damit etwa doppelt so groß wie bei der Variante 2 mit Bewehrung mit $\sigma_B = 60 \text{ MPa}$.

Bild 5.2.6.6

Hier zeigen die Kurven, dass die berechneten Varianten bezogen auf die Betonspannungen ein annähernd gleiches Verformungsverhalten aufweisen. Bei vorhandener Bewehrung jedoch mit entsprechend vergrößerter Vertikallast. Die Kurven 2, 4 und 6 enden bei ca. 4 ‰ Stauchung bzw. 80 MPa, da damit bereits die maximalen Traglasten erreicht wurden.

Bild 5.2.6.7

In dem Bild wird deutlich, dass alle gerechneten Kurven unterhalb der dreiaxialen Versagenskurve des Betons liegen. Ein Betonversagen tritt deshalb nicht auf. Erwartungsgemäß treten bei gleichen Vertikalspannungen des Betons für die gerechneten Varianten auch annähernd gleiche Horizontalspannungen auf.

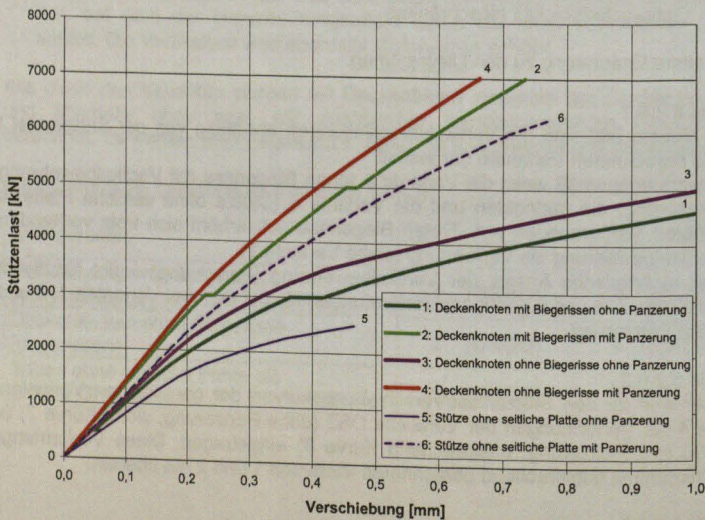


Bild 5.2.6.1 Stützenlast/Vertikalverschiebung-Kurven für die berechneten Varianten

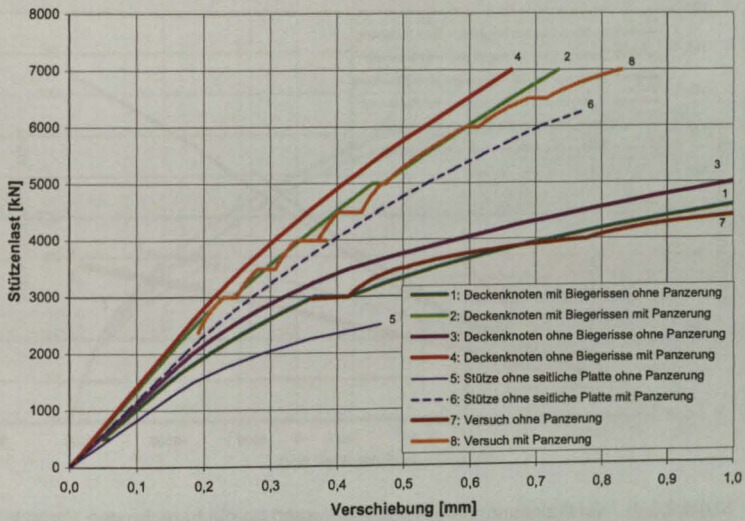


Bild 5.2.6.2 Stützenlast/Vertikalverschiebung-Kurven - Vergleich mit Experimenten

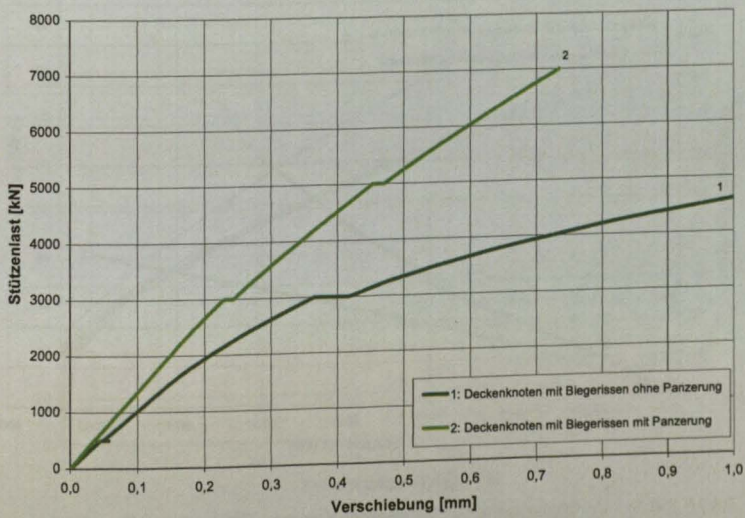


Bild 5.2.6.3 Stützenlast/Vertikalverschiebung-Kurven - Einfluss der Panzerung

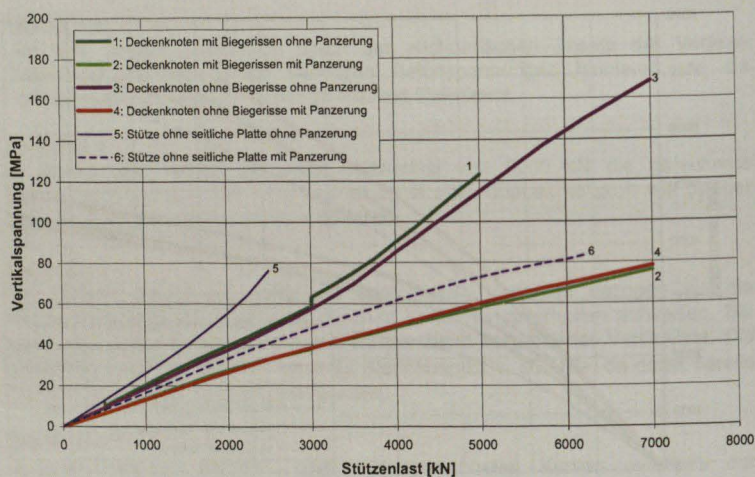


Bild 5.2.6.4 Vertikalspannung/Stützenlast-Kurven für die berechneten Varianten

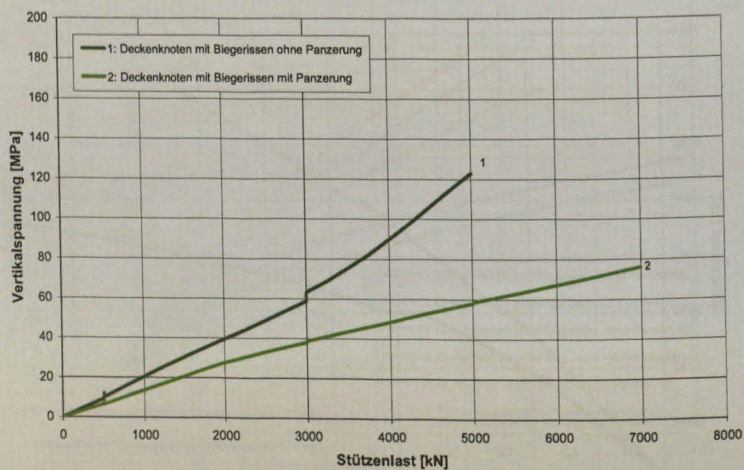


Bild 5.2.6.5 Vertikalspannung/Stützenlast-Kurven - Einfluss von Panzerung

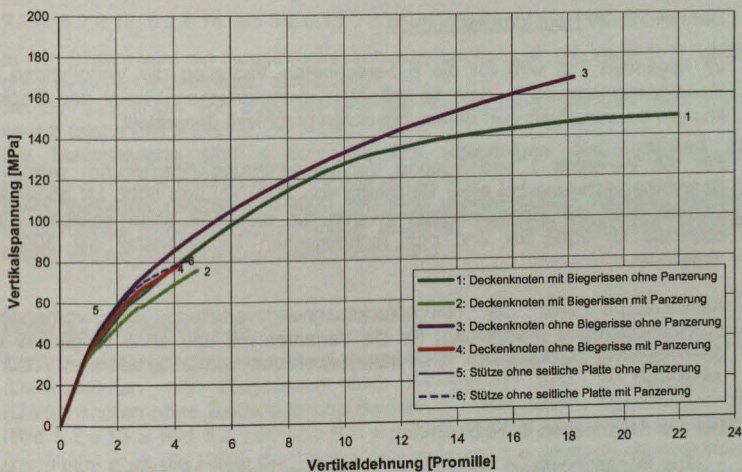


Bild 5.2.6.6 Spannungs-Dehnungs-Kurven für die berechneten Varianten

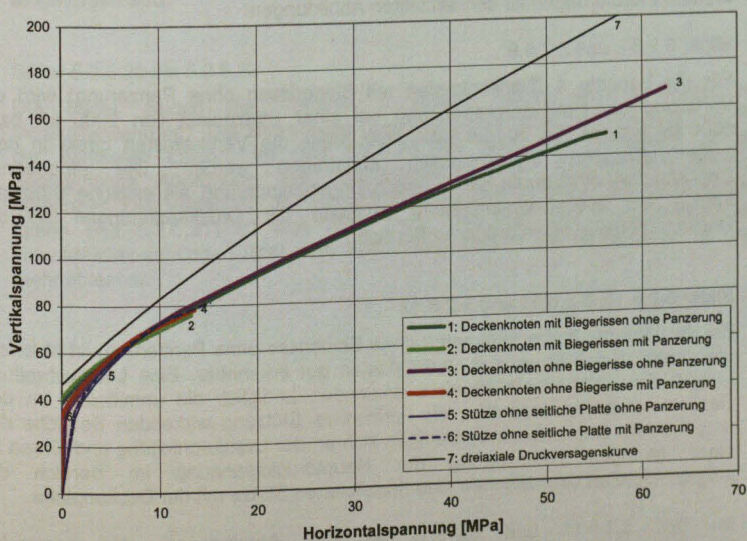


Bild 5.2.6.7 Vertikalspannung/Horizontalspannung-Kurven für die berechneten Varianten

Darstellung der Hauptdruckspannung

Im folgenden Teil wird für die 6 berechneten Varianten die Verteilungen der Hauptdruckspannung in dem berechneten symmetrischen Viertel des Deckenknotens bei verschiedenen Belastungsstufen graphisch dargestellt.

Für die Varianten 1 und 3 ohne Vertikalbewehrung (Panzerung) wurde die Spannungsverteilung bei einer Belastung von 2000 kN und 5000 kN abgebildet. Danach sind die Hauptdruckspannungen für den Fall ohne seitliche Platte ebenfalls für 2000 kN und den rechnerischen Versagensfall bei 3000 kN abgebildet.

Abschließend wird die Hauptdruckspannungsverteilung bei vorhandener Vertikalbewehrung (Panzerung) für die Varianten mit und ohne Biegerisse und ohne seitliche Deckenplatte für Vertikalbewehrung von 3500 kN und 7000 kN dargestellt.

Bei den Abbildungen ist zu beachten:

- Die Spannungsskala wird für die jeweiligen Lasten angepasst und rechts in jedem Bild gezeigt.
- Die Farben sind jeweils für die gezeigte Abbildung gültig. Sie werden entsprechend der resultierenden Spannungsbereiche von 0 bis -60 MPa, 0 bis -80 MPa, 0 bis -150 MPa, 0 bis -180 MPa und 0 bis -200 MPa skaliert.

Weitere Erläuterungen zu den einzelnen Abbildungen:

Bilder 5.2.6.8 und 5.2.6.9

Für die Variante 1 (Deckenknoten mit Biegerissen ohne Panzerung) wird die Verteilung der Hauptdruckspannung bei einer Stützenlast von 2000 kN bzw. 5000 kN gezeigt. Es ist gut erkennbar, dass die Vertikallasten direkt in dem gekennzeichneten Stützenbereich abgetragen werden. Der umgebende Deckenbeton wirkt durch die Querdehnungsbehinderung als seitliche Stützung. Infolge der Biegebeanspruchung erfassen die Druckspannungen an der Deckenunterseite einen größeren Bereich.

Bilder 5.2.6.10, 5.2.6.11 und 5.2.6.12

Bei der Variante 3 (Deckenknoten ohne Biegerisse ohne Panzerung) ist ebenfalls die direkte Durchleitung der Vertikallasten gut erkennbar. Eine Lastausbreitung gemäß dem DIN-Ansatz ist nicht erkennbar. Lediglich die unmittelbar an den Deckenknoten angrenzenden, als horizontale Stützung wirkenden Bereiche des umgebenden Deckenbetons beteiligen sich an der Lastdurchleitung und führen zu einer geringen Reduzierung der Hauptdruckspannung im Bereich der eingezeichneten Grenzflächen einer idealisierten Stütze mit der Deckenplatte.

Im Bild 5.2.6.11 und 5.2.6.12 ist eine Abminderung der maximalen Hauptdruckspannungen in der Stützenachse auf Werte von ~60 % ablesbar. Der rechnerische Mittelwert der Druckspannung in der Aufstandsfläche von 125 MPa bei 5000 kN und 175 MPa bei 7000 kN Vertikallast wird an keiner Stelle überschritten.

Bilder 5.2.6.13, 5.2.6.14 und 5.2.6.15

In den Bildern wird die Hauptdruckspannungsverteilung für die Variante 5 (Stütze ohne seitliche Deckenplatte) dargestellt.

Bei der Stützenlast von 2000 kN sind die Hauptdruckspannungen gleichmäßig verteilt (siehe Bild 5.2.6.13).

Die Maximalwerte sind ≤ 60 MPa und übersteigen den Mittelwert der Druckspannung von 50 MPa um weniger als 20 %.

Beim Versagen (Stützenlast 3000 kN) sind unregelmäßige verteilte, extrem schwankende Hauptdruckspannungen ablesbar, die eine Bruchfigur erwarten lassen wie sie bei Würfeldruckversuchen auftritt.

Bilder 5.2.6.16 bis 5.2.6.19

Die Darstellung der Hauptdruckspannungen zeigen für die Variante 2 (Deckenknoten mit Biegerissen und Bewehrung) und die Variante 4 (Deckenknoten ohne Biegerisse und Bewehrung) weitgehende Übereinstimmung (Bild 5.2.6.16 \equiv Bild 5.2.6.18 und Bild 5.2.6.17 \equiv Bild 5.2.6.19). Die Bewehrung übernimmt etwa die Hälfte der Vertikallastabtragung. Sie ist durch die maximalen Hauptdruckspannungen an den geometrischen Punkten der Bewehrung erkennbar. Die Verteilung der Hauptdruckspannung ist stetig und bei der Variante 4 doppelt symmetrisch. Außer in den Einleitungsbereichen der Bewehrung treten bei 7000 kN Stützenlast keine größeren Hauptdruckspannungen als 80 MPa auf. Dies zeigt den positiven Einfluss der Vertikalbewehrung (Panzerung), da in der Aufstandsfläche eine mittlere Pressung von 175 MPa eingetragen wird.

Bilder 5.2.6.20 bis 5.2.6.22

Die Bilder zeigen die Variante 6 (Stütze ohne seitliche Platte mit Vertikalbewehrung). Die Bewehrung übernimmt auch hier den wesentlichen Teil der vertikalen Lasten. Im Bild 5.2.6.20 bei 3500 kN Stützenlast ist die geometrische Anordnung der Vertikalbewehrung im Einleitungsbereich gut erkennbar. Die Verteilung der Hauptdruckspannung ist stetig. Im Versagensfall (siehe Bild 5.2.6.21) ist dies nicht mehr der Fall. Die Konzentration der Hauptdruckspannungen über dem Bewehrungsstab in der Stützenecke ist nicht mehr ablesbar.

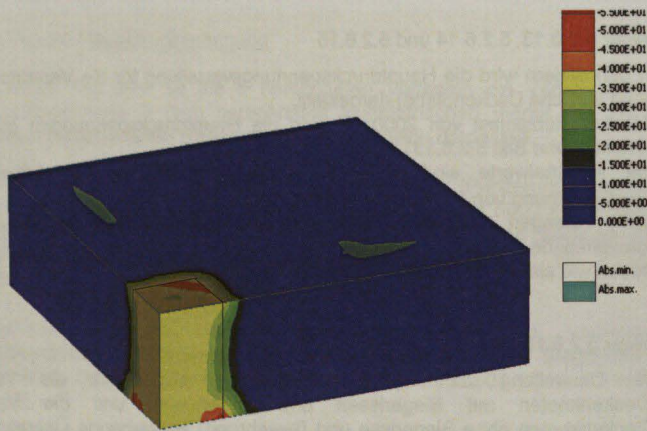


Bild 5.2.6.8 Hauptdruckspannungen von 0 bis -60 MPa (d.h. Druckspannung bis 60 MPa) bei Stützenlast 2000 kN. Deckenknoten mit Biegerissen ohne Panzerung

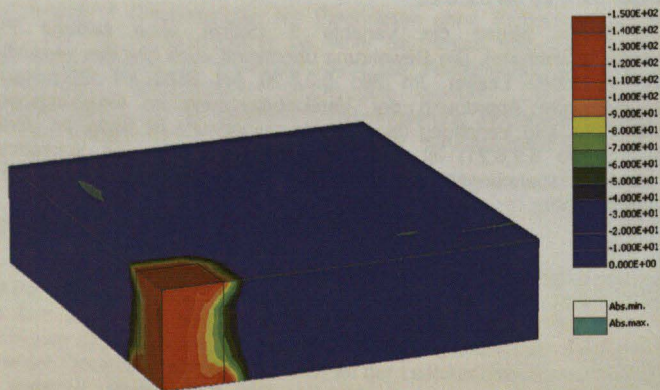


Bild 5.2.6.9 Hauptdruckspannungen von 0 bis -150 MPa (Druckspannung bis 150 MPa) bei Stützenlast 5000 kN. Deckenknoten mit Biegerissen ohne Panzerung

17.0000
 18.0000
 19.0000
 20.0000
 21.0000
 22.0000
 23.0000
 24.0000
 25.0000
 26.0000
 27.0000
 28.0000
 29.0000
 30.0000
 31.0000
 32.0000
 33.0000
 34.0000
 35.0000
 36.0000
 37.0000
 38.0000
 39.0000
 40.0000
 41.0000
 42.0000
 43.0000
 44.0000
 45.0000
 46.0000
 47.0000
 48.0000
 49.0000
 50.0000
 51.0000
 52.0000
 53.0000
 54.0000
 55.0000
 56.0000
 57.0000
 58.0000
 59.0000
 60.0000
 61.0000
 62.0000
 63.0000
 64.0000
 65.0000
 66.0000
 67.0000
 68.0000
 69.0000
 70.0000
 71.0000
 72.0000
 73.0000
 74.0000
 75.0000
 76.0000
 77.0000
 78.0000
 79.0000
 80.0000
 81.0000
 82.0000
 83.0000
 84.0000
 85.0000
 86.0000
 87.0000
 88.0000
 89.0000
 90.0000
 91.0000
 92.0000
 93.0000
 94.0000
 95.0000
 96.0000
 97.0000
 98.0000
 99.0000
 100.0000

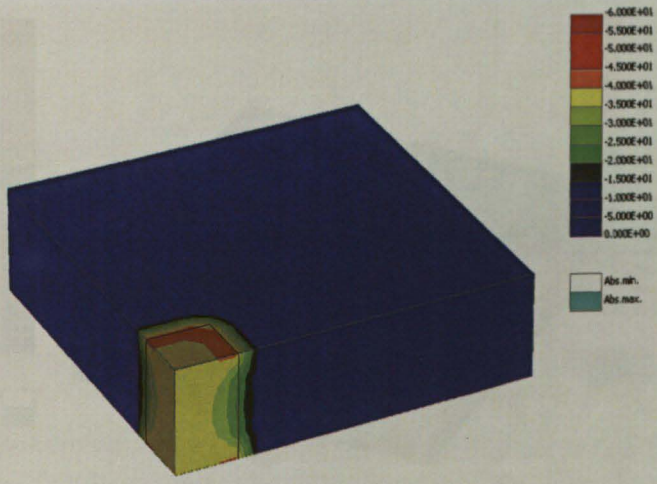


Bild 5.2.6.10 Hauptdruckspannungen von 0 bis -60 MPa bei Stützenlast 2000 kN. Deckenknoten ohne Biegerisse ohne Panzerung

17.0000
 18.0000
 19.0000
 20.0000
 21.0000
 22.0000
 23.0000
 24.0000
 25.0000
 26.0000
 27.0000
 28.0000
 29.0000
 30.0000
 31.0000
 32.0000
 33.0000
 34.0000
 35.0000
 36.0000
 37.0000
 38.0000
 39.0000
 40.0000
 41.0000
 42.0000
 43.0000
 44.0000
 45.0000
 46.0000
 47.0000
 48.0000
 49.0000
 50.0000
 51.0000
 52.0000
 53.0000
 54.0000
 55.0000
 56.0000
 57.0000
 58.0000
 59.0000
 60.0000
 61.0000
 62.0000
 63.0000
 64.0000
 65.0000
 66.0000
 67.0000
 68.0000
 69.0000
 70.0000
 71.0000
 72.0000
 73.0000
 74.0000
 75.0000
 76.0000
 77.0000
 78.0000
 79.0000
 80.0000
 81.0000
 82.0000
 83.0000
 84.0000
 85.0000
 86.0000
 87.0000
 88.0000
 89.0000
 90.0000
 91.0000
 92.0000
 93.0000
 94.0000
 95.0000
 96.0000
 97.0000
 98.0000
 99.0000
 100.0000

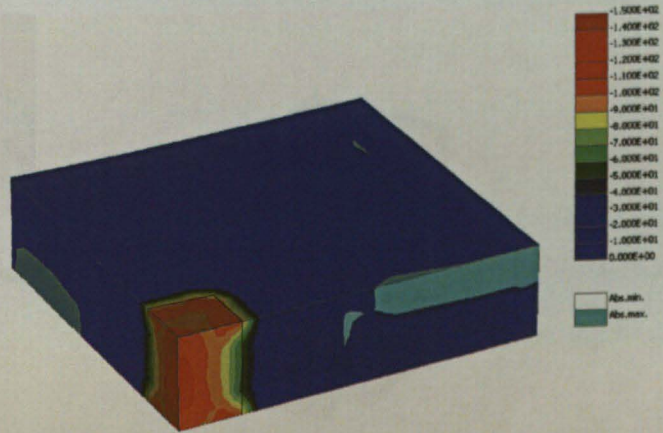


Bild 5.2.6.11 Hauptdruckspannungen von 0 bis -150 MPa bei Stützenlast 5000 kN. Deckenknoten ohne Biegerisse ohne Panzerung

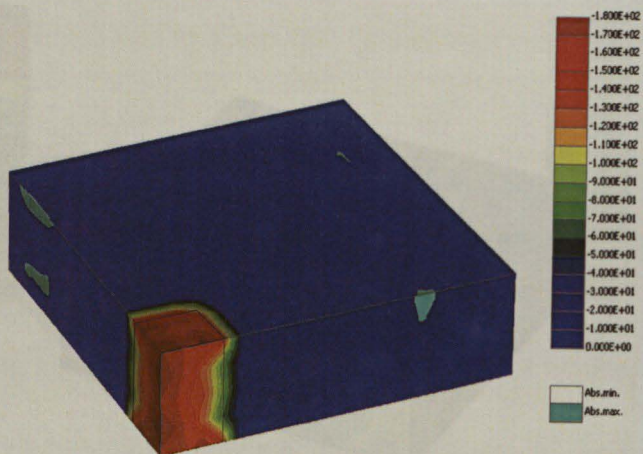


Bild 5.2.6.12 Hauptdruckspannungen von 0 bis -180 bei Stützenlast 7000 kN. Deckenknoten ohne Biegerisse ohne Panzerung

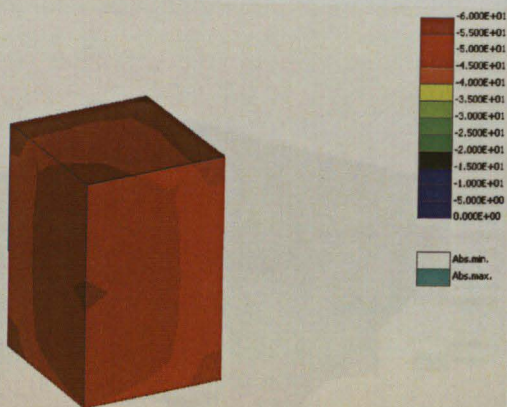


Bild 5.2.6.13 Hauptdruckspannungen von 0 bis -60 MPa bei Stützenlast 2000 kN. Stütze ohne seitliche Platte ohne Panzerung



Bild 5.2.6.14 Hauptdruckspannungen von 0 bis -150 MPa beim Versagen (Stützenlast 3000 kN). Stütze ohne seitliche Platte ohne Panzerung, unverformt

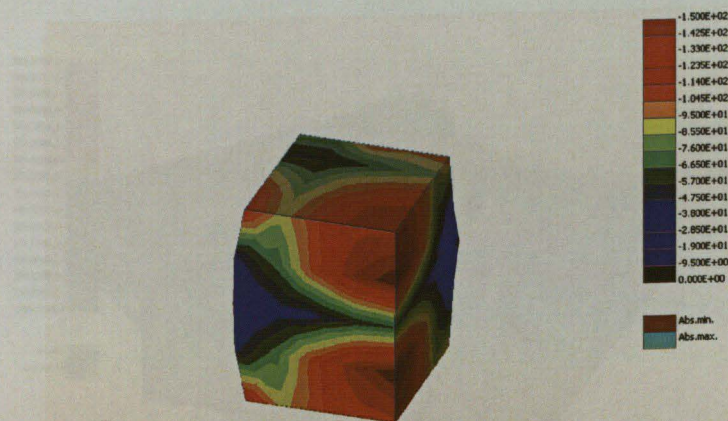


Bild 5.2.6.15 Hauptdruckspannungen von 0 bis -150 MPa an der verformten Stütze (Verformungen sind 3x überhöht) beim Versagen (Stützenlast 3000 kN). Stütze ohne seitliche Platte ohne Panzerung

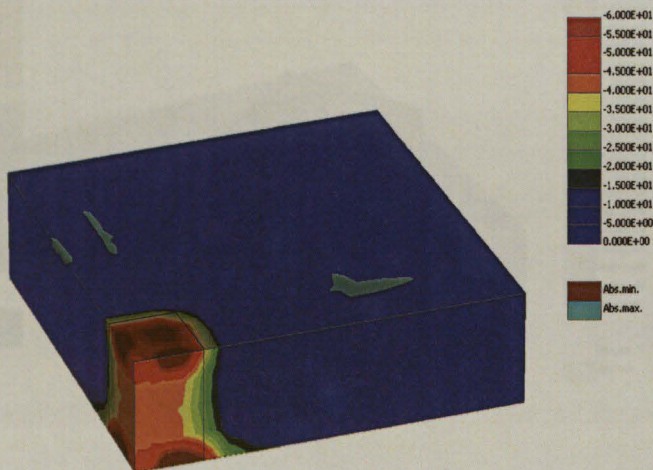


Bild 5.2.6.16 Hauptdruckspannungen von 0 bis -60 MPa bei Stützenlast 3500 kN. Deckenknoten mit Biegerissen mit Panzerung

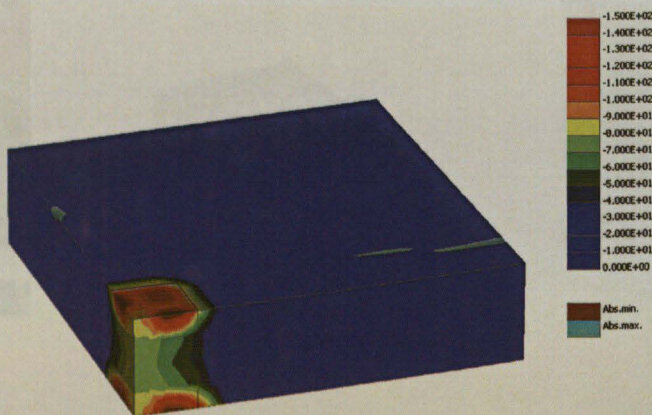


Bild 5.2.6.17 Hauptdruckspannungen von 0 bis -150 MPa bei Stützenlast 7000 kN. Deckenknoten mit Biegerissen mit Panzerung

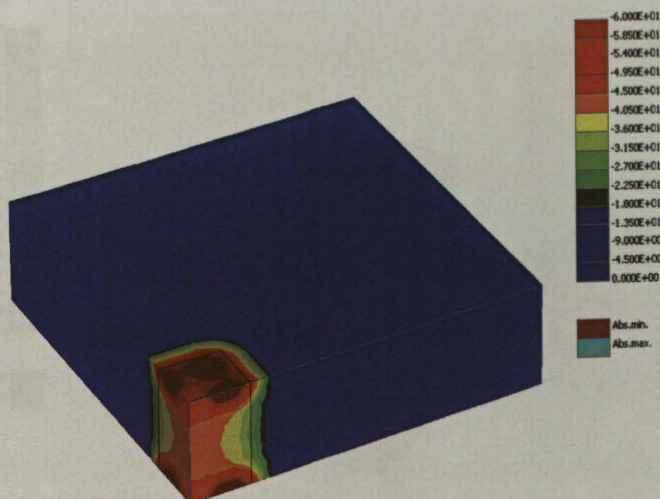


Bild 5.2.6.18 Hauptdruckspannungen von 0 bis -60 MPa bei Stützenlast 3500 kN. Deckenknoten ohne Biegerisse mit Panzerung

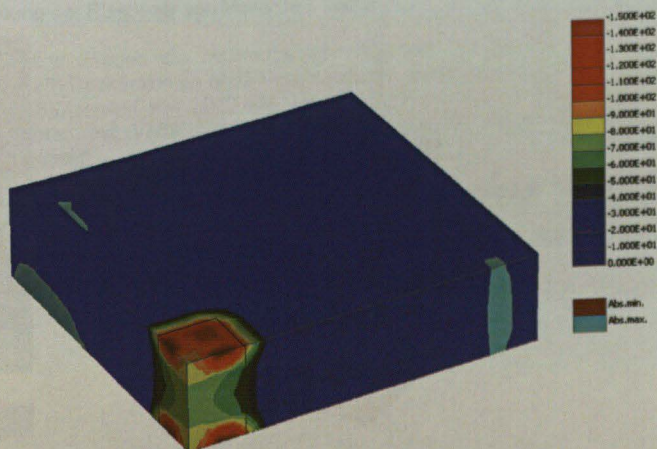


Bild 5.2.6.19 Hauptdruckspannungen von 0 bis -150 MPa bei Stützenlast 7000 kN. Deckenknoten ohne Biegerisse mit Panzerung

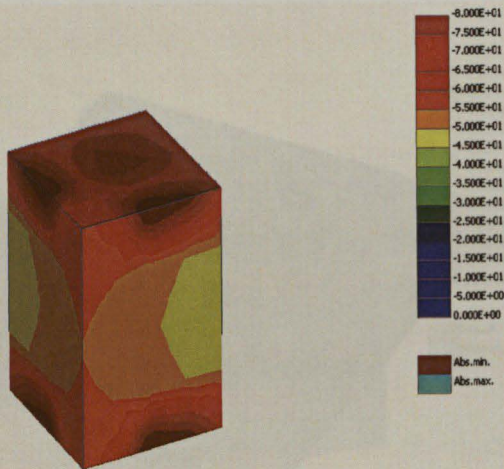


Bild 5.2.6.20 Hauptdruckspannungen von 0 bis -80 MPa bei Stützenlast 3500 kN. Stütze ohne seitliche Platte mit Panzerung

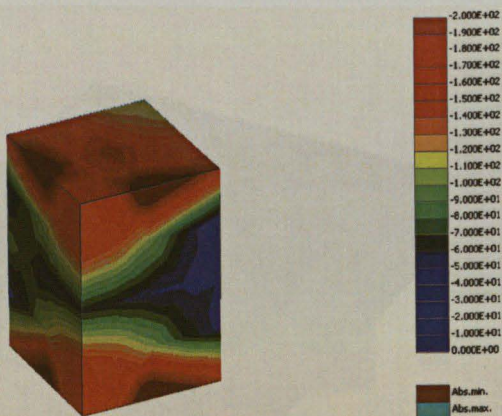


Bild 5.2.6.21 Hauptdruckspannungen von 0 bis -200 MPa beim Versagen (Stützenlast 7000 kN). Stütze ohne seitliche Platte mit Panzerung, unverformt

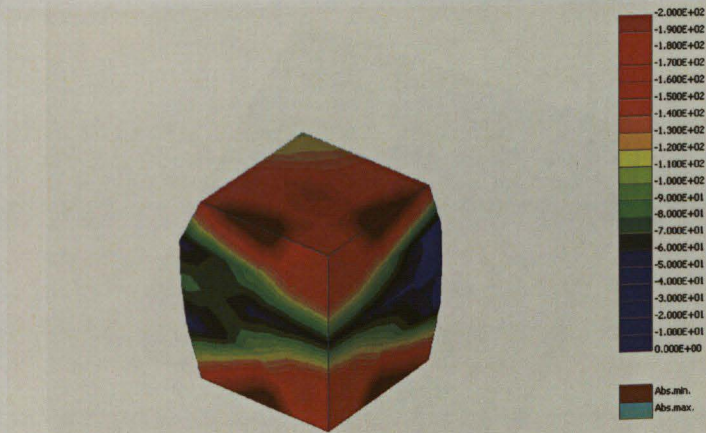


Bild 5.2.6.22 Hauptdruckspannungen von 0 bis -200 MPa an der verformten Stütze (Verformungen sind 3x überhöht) beim Versagen (Stützenlast 7000 kN). Stütze ohne seitliche Platte mit Panzerung

Darstellung der Rissbilder von Variante 1 und 2

Abschließend werden die rechnerischen Rissbilder für die Variante 1 (siehe Bild 5.2.6.23) Deckenknoten ohne Vertikalbewehrung (Panzerung) mit Biegerissen bei einer Stützenlast von 5000 kN und für die Variante 2 (siehe Bild 5.2.6.24) Deckenknoten mit Vertikalbewehrung (Panzerung) bei einer Stützenlast von 7000 kN gezeigt.

Die Rissbilder stimmen hinsichtlich Rissanordnung und Rissweiten überein mit den nach den Versuchen aufgenommenen Rissbildern vom Versuch DS3 (siehe Bilder 5.2.6.25 und 5.2.6.26) entsprechend Variante 1 und vom Versuch DS6 (siehe Bilder 5.2.6.27 und 5.2.6.28) entsprechend Variante 2.

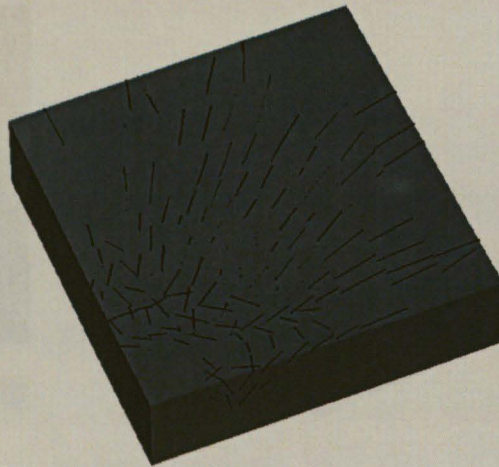


Bild 5.2.6.23 Deckenknoten mit Biegerissen ohne Panzerung, Rissbild bei Stützenlast 5000 kN. Maximale Rissbreite 0.9 mm, minimale gezeigte Rissbreite 0.08 mm

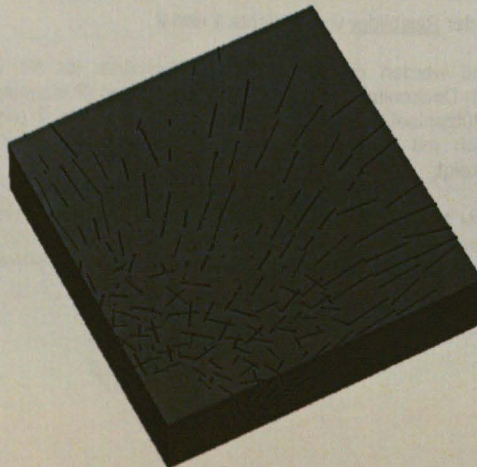


Bild 5.2.6.24 Deckenknoten mit Biegerissen mit Panzerung, Rissbild bei Stützenlast 7000 kN. Maximale Rissbreite 0.56 mm, minimale gezeigte Rissbreite 0.03 mm

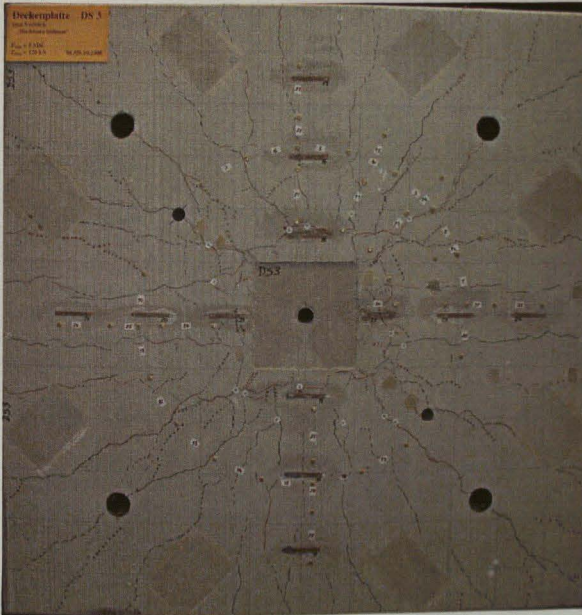


Bild 5.2.6.25 Rissbild Deckenplatte DS3 nach Entlastung



Bild 5.2.6.26 Detailaufnahme DS3 nach Entlastung mit deutlich sichtbaren Rissen (0,6 – 1,2 mm) ausgehend von den Stützecken analog Bild 5.2.6.23



Bild 5.2.6.27 Rissbild Deckenplatte DS6 nach Entlastung



Bild 5.2.6.28 Rissbild Deckenplatte DS6 Teilausschnitt analog Bild 5.2.6.24 nach Entlastung mit sichtbaren Rissen (0,2 – 0,5 mm)

5.3 Zusammenfassung der numerischen Ergebnisse und Schlussfolgerungen aus den numerischen Untersuchungen

Durch numerische Berechnungen konnten die Versuchsergebnisse bestätigt und das Verhalten von Deckenknoten mit und ohne Panzerung beschrieben werden. Zeiteffekte wurden aus Vereinfachungsgründen in den Berechnungen nicht erfasst. Deshalb wurden diese für eine bessere Vergleichsmöglichkeit auch bei den Versuchen eliminiert. Ihr Einfluss wird im Kapitel 6.3 beschrieben. Mit den Berechnungen konnten die positiven Versuchsergebnisse bestätigt werden. Die Ergebnisse aus den rechnerischen Grenzfällen - der Deckenknoten mit der Platte (ohne Biegerisse) und die Stütze ohne seitliche Platte (Betonprisma) - bilden den oberen und unteren Grenzwert für die Versuchsergebnisse und die Berechnungen des Deckenknotens.

Aus dem Vergleich von Varianten mit und ohne Panzerung wird deutlich, dass die Panzerung die Verformungen und Spannungen in dem Deckenknoten bei gleicher Last wesentlich reduziert. Der Deckenknoten mit Biegebeanspruchungen (Biegerissen) ist ohne Panzerung bis zu 5000 kN Vertikallast rechnerisch tragfähig. Die Verformungen erreichen dabei in den Berechnungen Werte > 1 mm. Der Deckenknoten ohne Panzerung weist damit eine ausreichende Tragsicherheit für die Gebrauchslast von ~ 2300 kN auf, wobei jedoch jeweils zu überprüfen ist, ob die Verformungen für den Gebrauchszustand nicht zu definierende Grenzwerte überschreiten. Die Sicherheit ist gewährleistet, die Gebrauchstauglichkeit jedoch erst nach Definition und Überprüfung entsprechender Grenzwerte.

Mit der Panzerung sind die Verformungen bei 5000 kN kleiner als 0,5 mm, und bei 7000 kN etwa 0,7 mm. Durch die Panzerung kann die Gebrauchslast erhöht werden, bei gleichzeitiger wesentlicher Reduzierung der Verformungen auf praxisverträgliche Werte.

Der Deckenknoten ist im Normalfall seitlich gestützt, so dass durch den dreiaxialen Spannungszustand der Wert der Druckfestigkeit bis auf den dreifachen Wert der einachsialen Druckfestigkeit steigen kann. Durch die Plattenstützung ist die Spannungsverteilung in dem gesamten Deckenknoten gleichmäßiger (siehe Bild 5.2.6.11). In der Stütze ohne seitliche Deckenplatte als rechnerischen Grenzfall ist die Spannungsverteilung unregelmäßig (siehe Bild 5.2.6.14) und die Druckfestigkeit in der Knotenmitte erreicht höchstens den zweifachen Wert der einachsialen Druckfestigkeit. Es bildet sich ein typisches Druckversagen wie bei einem Würfel-Druckversuch. Eine diesem Grenzfall ähnliche Situation kann baupraktisch durch extreme Biegebeanspruchungen und damit Biegerisse in der umgebenden Platte im oberen Deckenbereich auftreten. Durch die Panzerung wird auch hier die Tragfähigkeit wesentlich verbessert. Die Stütze mit Panzerung kann auch ohne umgebende Platte über 6000 kN Last übertragen. Die Verformungen betragen 0,8 mm und die Vertikalspannung erreicht etwa den zweifachen Wert der einachsialen Druckfestigkeit (siehe Bild 5.2.6.4).

In den Berechnungen hat sich die Auswirkung der Panzerung als sehr positiv gezeigt. Die Last wird auf die Panzerung und den Knotenbeton verteilt, die Betonspannung wird dadurch reduziert und die Verformungen sind wesentlich kleiner. Damit steigt die Gebrauchsfähigkeit und Sicherheit der Betonkonstruktion, die dann auch bei normaler Betongüte der Decke für den Deckenknoten ausreichend ist.

6. TRAGVERHALTEN VON DECKENKNOTEN

6.1 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Ingenieurmodell und Theorie

Die im Ingenieurmodell skizzierte Tragwirkung der Deckenknoten wurde durch die Ergebnisse der durchgeführten Knotenversuche und der Vergleichsberechnungen bestätigt. Die seitliche Querdehnungsbehinderung durch den umgebenden Deckenbeton bewirkt das Entstehen von Querdruckspannungen, die zu einer deutlichen Erhöhung der vertikalen Traglast führen (siehe Bild 6.1.1).

Eine wesentliche Voraussetzung für die Tragwirkung entsprechend dem Ingenieurmodell ist eine erforderliche Horizontalbewehrung von $\mu_{\text{Decke oben}} \geq 1,2\%$ bzw. $\mu_{\text{un}} \geq 0,8\%$, um die aus dem Querdruck resultierenden Zugspannungen aufnehmen zu können. Die obere Deckenbewehrung ist besonders wichtig, da im Normalfall noch Deckenbiegemomente auftreten.

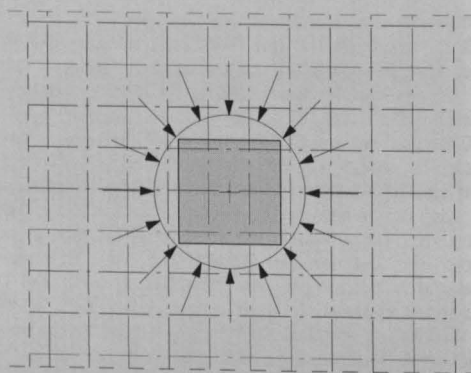
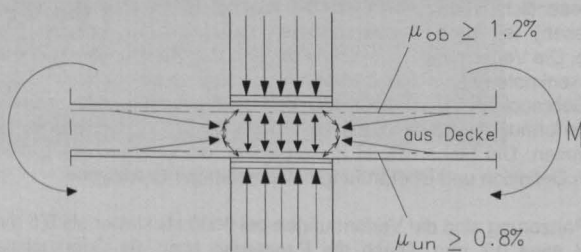


Bild 6.1.1 Tragmodell des Deckenknotens mit Vertikallasten und Deckenbiege-
lasten und zugehöriger Horizontalbewehrung für die Aufnahme der
horizontalen Stützkräfte aus der Querdehnungsbehinderung

Bei den durchgeführten Versuchen wurde die obere Deckenbewehrung rechnerisch für die Aufnahme der extremen Biegelasten von maximal $4 \times 130 \text{ kN}$ mit einer Sicherheit $\sim 1,1$ benötigt. Negative Auswirkungen auf die Traglast der Deckenknoten wurden nicht festgestellt. Die obere Bewehrung von $\geq 1,2 \%$ kann deshalb zur Aufnahme der Deckenbiegemomente ausgenutzt werden.

Der resultierende dreiaxiale Druckspannungszustand führt zu α^* -fachen Traglasten bezogen auf die einachsiale Druckfestigkeit. Die Größe des Faktors α^* liegt für die Versuche bei $2,82 < \alpha^* < 4,39$ und entspricht damit der erwarteten Größenordnung. Im Vergleich zur Theorie lässt sich die Erhöhung der vertikalen Traglast der Deckenknoten durch den Ansatz des Umschnüreffektes ableiten. Dieser Effekt wird mit dem im Kapitel 2.10 beschriebenen Bruchkriterium von Menetrey / Willam [28] zutreffend erfasst.

Es wird als Materialmodell des Betons auch in dem für die FE-Rechnung verwendeten Rechenprogramm ATENA implementiert. Die Rechenergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen, wie die Vergleiche der Lastverschiebungskurven im Bild 5.2.6.2 zeigen.

6.2 Allgemeine Sicherheitsbetrachtungen zur Tragfähigkeit der Deckenknoten

Bei keinem der durchgeführten Versuche trat ein Bruchversagen des Deckenknotens auf. Im Versuch DS7 versagte der Stützenstummel kurz vor Erreichen der Sollbruchlast der Stütze. In den Versuchen DS3 und DS4 konnte wegen großer Verformungen, die eine Beeinträchtigung der Gebrauchsfähigkeit bedeuten, keine weitere Lasterhöhung erfolgen.

Bei allen Versuchen konnte jedoch beim kontrollierten Zurückfahren der Belastung eine Abnahme der Verformung beobachtet werden (siehe Bild 6.2.1).

Dies bedeutet, dass die Deckenknoten beim Entlasten noch ein teilweise elastisch-plastisches Verhalten aufweisen. Der Beton wird zunächst elastisch verformt und erfährt nach Überschreiten der einachsialen Druckfestigkeit durch die seitliche Stützung (Querdehnungsbehinderung) einen Zuwachs an vertikaler Tragfähigkeit, der in dem dann entstehenden dreiaxialen Spannungszustand begründet ist.

Trotz großer möglicher Verformungen bleibt die Betonkonstruktion standsicher, bei extremen Belastungen jedoch mit Beeinträchtigung der Gebrauchsfähigkeit.

Die Begrenzungen der Verformungen auf gebrauchstaugliche Werte bilden die Grenze der Tragfähigkeit und nicht die Standsicherheit. In den gültigen Vorschriften werden jedoch vorwiegend zulässige Lasten bzw. Spannungen definiert, weshalb unter Einhaltung sinnvoller gebrauchstauglicher Verformungen ebenfalls zulässige Spannungen angegeben werden. Die in der DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 angeführten Teilflächenpressungen sind für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Deckenknoten nicht geeignet.

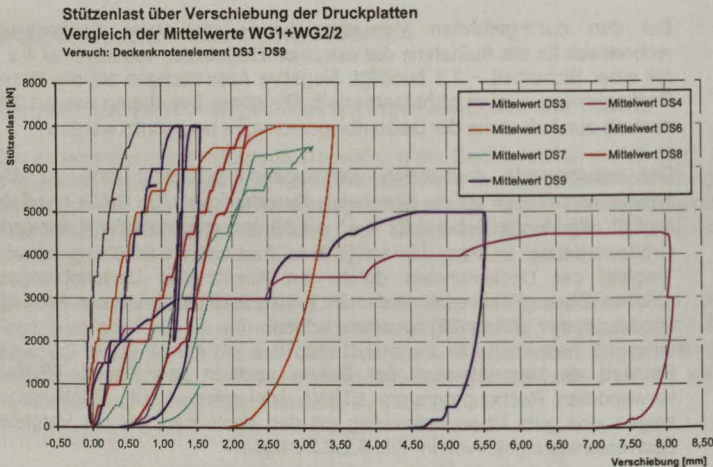


Bild 6.2.1 Darstellung der Lastverschiebungskurven der Versuche DS3-DS9

6.3 Einflussgrößen auf das Tragverhalten

Entscheidend für das Tragverhalten der Deckenknoten ist die Größe der aufgetragenen Vertikallast, die bestimmten Bemessungskriterien genügen muss. Mittels der Definition zulässiger Spannungen bzw. der Angabe von Werten für die auf die Deckenfestigkeit bezogene Knotenfestigkeit mit $\alpha = f_{\text{eff}} / f_{\text{cs}}$ werden hierfür in der Literatur unterschiedliche Vorschläge gemacht, die im Kapitel 2 erläutert und im Bild 2.1.9 dargestellt sind. Sie werden als nicht zutreffend erachtet, weshalb neue Bemessungsvorschläge für die zulässige Beanspruchung des Deckenknotens formuliert werden.

Zunächst werden jedoch für das Gesamtsystem Stütze – Decke – Stütze der Vollständigkeit halber noch weitere Einflussgrößen aufgeführt und beurteilt, die das Tragverhalten der Deckenknoten mehr oder weniger beeinflussen bzw. die durch eine entsprechende konstruktive Ausbildung des Deckenknotens berücksichtigt werden. Es handelt sich dabei im wesentlichen um die nachfolgend genannten Einflussgrößen.

▪ Einfluss der Deckendicke

Die Deckendicke hat keinen nennenswerten Einfluss auf das Tragverhalten des Deckenknotens. Eine Erhöhung der aufnehmbaren Vertikallast mit zunehmender Deckendicke infolge Teilflächenlast, wie in DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 angegeben, konnte nicht festgestellt werden. Im Kapitel 2.2 (siehe Bild 2.1.8) wurde an Hand von Vergleichsrechnung ermittelt, dass nur die Verformung größer wird. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit bei geringerer Deckendicke und damit kleinerem Verhältnis $h/c = \text{Deckendicke} /$

Stützenbreite $\geq 1/3$ ist gleichermaßen fraglich (siehe Kapitel 2.5) und kommt beim Einsatz hochfester Stützen ohnehin baupraktisch nicht in Betracht.

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit des Deckenknotens wird der Einfluss der Deckendicke nicht berücksichtigt.

- **Einfluss der Stützenfestigkeit**

Die Betonfestigkeit der Stützen zwischen denen der Deckenknoten angeordnet ist, hat im untersuchten Fall keinen Einfluss auf dessen Tragfähigkeit. Bei Einsatz von Fertigteilstützen werden die Vertikallasten über Kopf- und Fußplatten eingetragen, wodurch jeglicher Einfluss der Stützenfestigkeit praktisch ausgeschlossen wird. Bei den einbetonierten Stützenstummeln war ebenfalls das gleiche Tragverhalten der Deckenknoten festzustellen, d. h. unabhängig von der Stützenfestigkeit. Der Deckenknoten muss für die gleiche Traglast ausgelegt sein wie die Stütze. In den Versuchen wurde die Traglast erreicht, die der Vorgabe für die Stützen entspricht, d. h. in allen Fällen ≥ 7000 kN.

- **Einfluss der Biegebelastung**

Durch die Biegebeanspruchung der Decke entstehen an der Deckenoberseite unmittelbar neben der Stütze Zugkräfte, die sich mit den Kräften, welche zur Aktivierung der Querdehnungsbehinderung erforderlich sind, überlagern. Diese Kräfte können nur über die obere Bewehrung der Decke abgetragen werden. Die obere Deckenbewehrung sollte deshalb $\mu_0 \geq 1,2$ % sein, damit nicht allzu große Deckenbereiche zur Abtragung der Lasten aktiviert werden müssen. Wegen der Begrenzung der Rissbreiten sind die entsprechenden Bewehrungsdurchmesser und Abstände gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 11.2, einzuhalten. Die Biegebelastung wird durch diese konstruktive Mindestanforderung an die Ausbildung des Deckenknotens berücksichtigt. Wie die Versuche gezeigt haben, kann die vorhandene Deckenbewehrung voll zur Deckung der Biegemomente angesetzt werden. Das Kräftepaar aus der Momentbeanspruchung hebt sich auf und ergibt keine zusätzlichen Horizontalkräfte, die von der Deckenbewehrung insgesamt aufgenommen werden müssen. Eine Superposition ist deshalb nicht erforderlich.

- **Einfluss der Betongüte**

Da die Deckenknoten gemäß der gewählten Aufgabenstellung und im Sinne baupraktischer Lösungen in Normalbeton ($\geq B 35$ bzw. C 30/37) ausgeführt werden sollen, wurde dieser Parameter nicht variiert. Die Erhöhung der Betongüte im Versuch DS4 brachte hinsichtlich der Verformung und Traglast keine positiven Ergebnisse. Mit der Vorgabe einer Mindestbetongüte (B 35 bzw. C 30/37) für den Deckenknoten wird dieser Einflussparameter fixiert.

Aus der Analogie zum Sandtopflager beruht die mögliche Laststeigerung im wesentlichen auf dem Entstehen eines dreiaxialen Druckspannungszustandes.

- **Einfluss der Horizontalbewehrung**

Die Horizontalbewehrung des Deckenknotens ist zwingend erforderlich. Ohne eine Horizontalbewehrung kann der umgebende Deckenbeton nur bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit eine seitliche Stützung des Deckenknotens ermöglichen. Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit tritt ein Bruchversagen bei unwesentlich über der Würfeldruckfestigkeit liegenden Werten auf. Bereits geringe Bewehrungsgrade von $\sim 0,8\%$ führen zu einer Querdehnungsbehinderung und damit zu einer Verdoppelung der Traglast durch Entstehen des dreiaxialen Druckspannungszustandes. Durch konstruktive Vorgaben für die Mindestbewehrung bei den Bemessungsvorschlägen wird der Einfluss berücksichtigt.

- **Einfluss der Vertikalbewehrung**

Durch den Einbau einer Vertikalbewehrung (Panzerung) konnte in den Versuchen die angestrebte maximale Stützenlast mit deutlich geringeren Vertikalverformungen erreicht werden. Eine Panzerung des Deckenknotens erhöht insofern die Gebrauchsfähigkeit und die bei begrenzten Verformungen mögliche Traglast. Die Vertikalbewehrung ist Bestandteil des Bemessungsvorschlages.

- **Einfluss von geometrischen Abweichungen**

Wegen der hohen Vertikallasten muss durch geeignete Maßnahmen eine Zentrierung der Lasten erfolgen, um einen Längsversatz der Stützen auszuschließen.

Mögliche Lastausmitteln dürfen nicht zu einer Erhöhung der Vertikalspannungen führen. Dies muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

- **Einfluss von Schwinden und Kriechen**

Bei den durchgeführten Dauerstandsversuchen der Versuche DS3 bis DS9 wurde nach dem Aufbringen der Gebrauchslast zunächst eine geringe, schnell abklingende Zunahme der Vertikalverformung beobachtet. Für die Ermittlung der Traglast hat dies jedoch keinen nennenswerten Einfluss. Die Angaben über die Gesamtverformungen zur Gewährleistung der Gebrauchssicherheit müssen den geringen Verformungsanteil aus Schwinden und Kriechen mit erfassen.

Dank der digitalen Steuerung konnte unabhängig von der Verformung die Last konstant gehalten werden. Während der Dauerstandsversuche konnte in allen Fällen eindeutig ein Stillstand der Verformungszunahme festgestellt werden. Dies ist eine Voraussetzung für die sichere Beurteilung und Formulierung der Größe von zulässigen Gebrauchslasten für Deckenknoten.

6.4 Bemessungsvorschlag

Im folgenden Abschnitt werden auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen Bemessungsvorschläge für die Deckenknoten formuliert.

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass durch die seitliche Querdehnungsbehinderung des Deckenknotens ein dreiaxialer Druckspannungszustand entsprechend dem Ingenieurmodell entsteht.

Der Faktor α^* für die Erhöhung der vertikalen Druckfestigkeit liegt im Mittel beim 3,4-fachen der Zylinderdruckfestigkeit. Bei den durchgeführten Versuchen haben große Vertikalverformungen und nicht ein Bruchversagen der Deckenknoten die Erhöhung der Vertikallasten begrenzt. Demzufolge muss der Bemessungsvorschlag durch Begrenzung der zulässigen Druckspannung zu gebrauchstauglichen Verformungen führen, womit dann die Standsicherheit ebenfalls gewährleistet ist.

Die Einhaltung der geforderten Sicherheits- bzw. Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1045 und DIN 1045-1 führt für das Betontragverhalten zu übereinstimmenden Ergebnissen. Der Beiwert $\gamma = 2,1$ nach DIN 1045 entspricht den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten der DIN 1045-1 γ_E und γ_C mit

$$\gamma = 2,1 \sim \gamma_E \times \gamma_C$$

Für den Betonstahl wird nach DIN 1045-1 der Teilsicherheitsbeiwert zu $\gamma_s = 1,15$ festgelegt, was zu ca. 30 % höheren zulässigen Spannungen gegenüber der DIN 1045 führt und in den Bemessungsvorschlägen berücksichtigt wird.

6.4.1 Bemessungsvorschlag für Deckenknoten ohne Vertikalbewehrung

Die aufgebrachten maximalen Spannungen σ_{1u} in der Kontaktfläche an der Deckenunterseite betragen zwischen 126,5 N/mm² bei DS4 und 175 N/mm² bei DS1 und liegen damit 3,3 bis 5,9-fach über der Zylinderdruckfestigkeit β_c bzw. 2,82 bis 4,28-fach über der anhand gemessener Würfeldruckfestigkeiten ermittelten Zylinderdruckfestigkeiten $\beta_{c, \text{gem}}$ des Deckenbetons.

Als rechnerische Bruchspannung wird für die Bemessung des Deckenknotens

$$\sigma_{1u} = \underline{3,0 \times \beta_{c, \text{Decke}}} \text{ vorgeschlagen}$$

Damit ergibt sich als zulässige Druckspannung nach Reduktion durch den Sicherheitsbeiwert

$$\gamma = 2,1 \text{ nach DIN 1045}$$

$$\sigma_{1zul} = (3,0 / \gamma) \times \beta_{c, \text{Decke}}$$

$$= \underline{1,43 \times \beta_{c, \text{Decke}}}$$

mit

$$\beta_R = 0,85 \times 0,95 \times \beta_{c, \text{Decke}}$$

$$\sigma_{1zul} = (1,43 / 0,85 \times 0,95) \times \beta_R$$

$$= \underline{1,77 \times \beta_{R, \text{Decke}}}$$

Nach DIN 1045-1 folgt analog

$$\begin{aligned}
 \sigma_{1u} &= 3,0 \times f_{ck \text{ Decke}} && \text{mit } f_{ck} \approx \beta_c \\
 &= \gamma_E \times \gamma_c \times N / A_{co} \\
 &= \gamma_E \times \gamma_c \times \sigma_{1zul} \\
 \sigma_{1zul} &= 3,0 \times f_{ck \text{ Decke}} / \gamma_E \times \gamma_c && \text{mit } f_{ck} = f_{cd} \times \gamma_c / 0,85 \\
 &= 3,0 \times f_{cd} / 0,85 \times \gamma_E && \text{mit } \gamma_E = 1,40 \\
 &= \underline{2,52 \times f_{cd}}
 \end{aligned}$$

Für die Deckenplatten DS1 bis DS3 aus Stahlbeton B35 ergeben sich nach dem Bemessungsvorschlag folgende aufnehmbare Gebrauchslasten.

$$\begin{aligned}
 N_{DS1+DS2} &= F \times \sigma_{1zul} \\
 &= 20,0 \times 20,0 \times 1,43 \times 0,85 \times 3,5 &= 1702 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{DS3} &= (400,0 - 3,5^2 \times \pi/4) \times 4,254 &= 1661 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Für die Deckenplatte DS4 aus B 45 folgt

$$\begin{aligned}
 N_{DS4} &= 390,4 \times 1,43 \times 0,85 \times 4,5 &= 2135 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Für eine Abschätzung der möglichen Verformungen wird für die Deckenknoten im Gebrauchszustand 5 ‰ als Obergrenze vorgeschlagen. Bei den Versuchen wurden für die zulässigen Lasten gemäß dem Bemessungsvorschlag geringere Verformungen gemessen.

Die gemessenen Verformungen liegen bei ca. 4 ‰

	$N_{zul.}$	$I_{gem.}$	$\epsilon_{gem.}$
DS1	1.702 kN	0,5 mm	3,4 ‰ < 5 ‰
DS2	1.702 kN	0,5 mm	3,4 ‰ < 5 ‰
DS3	1.661 kN	0,5 mm	3,4 ‰ < 5 ‰
DS4	2.135 kN	~ 0,7 mm	4,6 ‰ < 5 ‰

Der vorgeschlagene Wert von 5 ‰ liegt damit als Abschätzung auf der sicheren Seite. Die Ausbildung von Deckenknoten ohne Vertikalbewehrung im Stützenbereich bleibt somit auf Stützenlasten entsprechend Fertigteilstützen bis B 55 bzw. C 45/55 beschränkt. Die Möglichkeit der Eintragung und Durchleitung höherer Einzellasten durch Stahlbetondecken kann damit beurteilt werden.

Der Bemessungsvorschlag gilt unter der Voraussetzung, dass der Deckenknoten entsprechend folgender konstruktiver Anforderungen ausgebildet wird (siehe Bild 6.4.1):

- Die Betongüte für den Deckenknoten ist $\geq B 35$ bzw. C 30/37.
- Die Stützenlasten werden vollflächig über Kopf- und Fußplatten aus St 37 mit $t \geq 35$ mm eingetragen. Dazu wird der 5-10 mm große Spalt zwischen der Rohdecke und der Fußplatte mit hochfestem Vergussmörtel (Festigkeit ≥ 100 N/mm²) vollflächig vergossen.
- Die Stützen sind mittels geeigneter Maßnahmen (z. B. Justierdollen) zu montieren, damit ein Längsversatz zuverlässig ausgeschlossen wird. Der Justierdollen greift in die Fußplatte ein und kann neben der Zentrierung auch zur höhengerechten Stützenmontage verwendet werden.
- Der Bewehrungsgrad für die Horizontalbewehrung beträgt mindestens

$$\begin{aligned} \mu_{Do} &\geq 1,2 \% && \text{auf der Deckenoberseite} && \text{und} \\ \mu_{Du} &\geq 0,8 \% && \text{auf der Deckenunterseite} \end{aligned}$$

je Achsrichtung auf eine Breite von 7 x Stützenbreite (max. 3,0 m) und darf für die Biegebemessung angerechnet werden.

- Die Vertikallasten aus der Decke sind mittels Schubbewehrung in die Stütze einzuleiten.

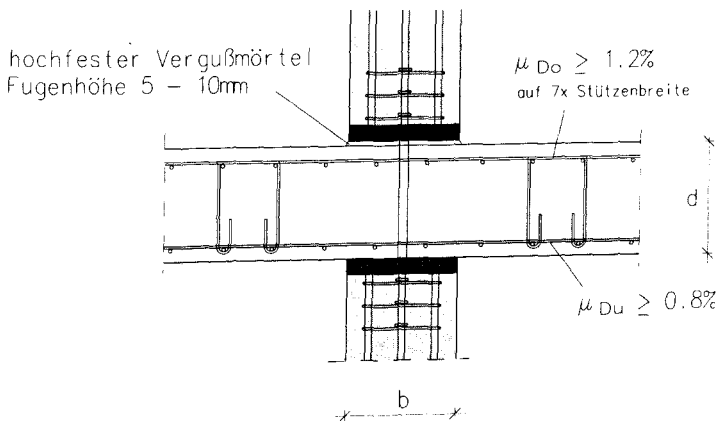


Bild 6.4.1 Konstruktive Ausbildung der Deckenknoten

6.4.2 Bemessungsvorschlag für Deckenknoten mit Vertikalbewehrung (Panzerung)

Bei größeren Vertikallasten und bei höheren Anforderungen bezüglich der Vertikalverformungen für die Gebrauchsfähigkeit wird der Einbau von Vertikalbewehrung im Stützenbereich erforderlich.

Die Vertikalbewehrung der Decke erfolgt

- durch bis Oberkante Decke laufende Bewehrungsstäbe (siehe DS7 und DS8) bzw.
- durch eingelegte Bewehrungselemente mit Vertikalstäben aus hochfestem Stahl, welche direkt auf die Kopfplatte der unteren Fertigteilstütze aufgesetzt werden (siehe DS6, DS9 und sinngemäß DS5). Die Tragfähigkeit des Deckenknotens erhöht sich damit im Traglastfall um den Anteil der von der Bewehrung bei Ansatz der Quetschgrenze β_Q des Stahles bei $\epsilon_Q = 4 \text{ ‰}$ aufgenommen werden kann.

Nach DIN 1045 folgt danach

$$\begin{aligned}
 N_u &= A_b \times \sigma_{1u} + A_s \times \beta_Q & \text{mit } A_b &= A - A_s \\
 & & &= 346,2 \text{ cm}^2 \\
 \sigma_{1u} &= 3,0 \times \beta_{C, \text{Decke}} \\
 N_{zul} &= \frac{A_b \times \sigma_{1u} + A_s \times \beta_Q}{\gamma} \\
 &= \frac{(346,2 \times 8,93 + 44,13 \times 85,8)}{2,1} \\
 &= 3273 \text{ kN (bei B 35 und St 1080/1230)}
 \end{aligned}$$

Nach DIN 1045-1

$$\begin{aligned}
 N_u &= A_b \times \sigma_{1u} + A_s \times \beta_Q \\
 N_{zul} &= \frac{A_b \times \sigma_{1u}}{\gamma_E \times \gamma_C} + \frac{A_s \times \beta_Q}{\gamma_E \times \gamma_S} \\
 \sigma_{1u} &= \frac{3,0 \times f_{ck}}{3,53 \times f_{cd} \times \gamma_C} & \text{mit } f_{ck} &= f_{cd} \times \gamma_C / 0,85 \\
 \beta_Q &= f_{yD} \times \gamma_S \\
 N_{zul} \times \gamma_E &= \frac{3,53 \times f_{cd} \times \gamma_C \times A_b}{\gamma_C} + \frac{A_s \times f_{yD} \times \gamma_S}{\gamma_S} \\
 &= \underline{\underline{3,53 \times f_{cd} \times A_b + A_s \times f_{yD}}}
 \end{aligned}$$

Durch die Verwendung von hochfestem Stahl für die Vertikalbewehrung wird eine erhebliche Steigerung der aufnehmbaren Vertikallast erreicht.

Die Verwendung von normalem Baustahl BSt 500 erfordert den gleichen Bearbeitungsaufwand in der Herstellung der Bewehrungselemente bei einer auf 58 % reduzierten Traglast gegenüber dem St 1080/1230 und wurde deshalb nicht weiter untersucht, ist aber grundsätzlich mit dem gleichen Bemessungsvorschlag möglich.

Wegen der im Bereich des Deckenknotens vorhandenen Konzentration von Bewehrung in 3 Achseneinrichtungen, wird von der durch den hochfesten Bewehrungsstahl möglichen Reduzierung der Vertikalstäbe in Anzahl und Querschnitt Gebrauch gemacht.

Wie aus den Versuchen erkennbar, ist der Einsatz von Bewehrungselementen in der Decke (DS6 und DS9) am einfachsten und im Ergebnis am wirkungsvollsten. Die hochfesten Vertikalstäbe können auch nachträglich in bestehende Stahlbetondecken in entsprechende Kernbohrungen eingebaut werden, die dann mit Kunstharz vergossen werden (DS5). Dieser Fall kann bei erforderlicher nachträglicher Durchstützung größerer Lasten als von der Stahlbetondecke allein aufnehmbar, auftreten.

Der nachträgliche Einbau von z. B. 8 \varnothing 26,5 des hochfesten Stahles St 1080/1230 erhöht die Tragfähigkeit um ca. 1.800 kN im Gebrauchszustand.

Mit dem nachfolgend als Panzerung bezeichneten Bewehrungselemente aus St 1080/1230 lassen sich, abhängig von der vorgegebenen Aufstandsfläche Lasten nahezu beliebiger Größe problemlos durch Stahlbetondecken aus Normalbeton durchleiten. Damit wird der Einsatz von geschosshohen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton mit hochfestem Stahl oder von Stahlstützen mit Kopf- und Fußplatten wie im Hochhausbau üblich ohne Einschränkung möglich.

Die Bewehrungselemente bestehen aus mindestens 8 \varnothing 26,5 St 1080/1230 sowie den zugehörigen Bügeln \varnothing 10/e = 6,0 cm gemäß nachfolgender Skizze in Abhängigkeit des Stützenquerschnittes (siehe Bild 6.4.2).

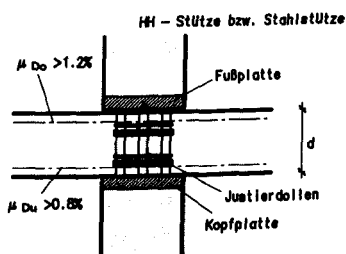
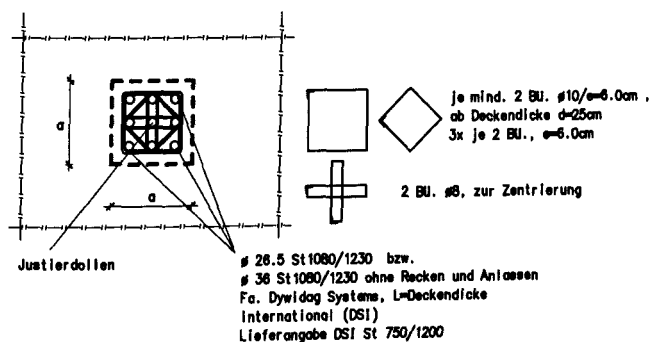


Bild 6.4.2 Bewehrungselement im Grundriss und Schnitt

Hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung der Deckenknoten mit Vertikalbewehrung gelten die gleichen Anforderungen wie bei den Deckenknoten ohne Vertikalbewehrung (siehe Seite 121).

Die Elemente werden nach Verlegen der unteren Deckenbewehrung auf die Kopfplatte der darunter angeordneten Stütze gestellt und über den Zentrierdollen in ihrer Lage fixiert. Die obere Deckenbewehrung kann dann problemlos darüber verlegt werden. Die nachfolgenden Typenlisten machen deutlich, welche hohen Lasten mit Hilfe der Bewehrungselemente problemlos durch Stahlbetondecken aus Normalbeton (B 35 bzw. C 30 / 37) durchgeleitet werden können.

Die Lasten N_{zul} in den Typenlisten 1 und 2 wurden nach DIN 1045 mit $\gamma = 2,1$ ermittelt. Dies gilt sowohl für den Beton B 35 als auch für den Stahl St 1080/1230 in der Typenliste 1 bzw. für den Baustahl BSt 500 in der Typenliste 2 für die Vertikalbewehrung.

Da der hochfeste Stahl St 1080/1230 nicht schweißbar ist, müssen die Bewehrungselemente konventionell gebunden werden. Beim Einsatz von BSt 500 ist es möglich, die Elemente mittels Schweißpunkten herzustellen.

Da in der DIN 1045-1 nur BSt 500 für Druckspannungen geregelt ist, wird nur dieser in der Typenliste 3 eingesetzt. Durch den kleineren Teilsicherheitsbeiwert von

$$\gamma_s = 1,15 \text{ ergibt sich } f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

und damit resultieren größere Werte für $\gamma_E \times N_{zul}$ als nach DIN 1045.

Für den Bewehrungsstahl bedeutet dies eine Steigerung der zulässigen Traglast von 26 % gegenüber der DIN 1045 mit $\gamma = 2,1$ zu

$$\gamma_E \times \gamma_s \approx 1,45 \times 1,15 = 1,67$$

$$\text{d. h. } 2,1 / 1,67 = 1,26$$

Dies wurde in der Typenliste 3 eingearbeitet.

Mit den Bewehrungselementen wird der Einsatz von Stahl-, Stahlverbund- und hochfesten Stahlbetonstützen ohne weitere Zusatzmaßnahmen möglich.





Resultierende Pressungen von 82 MN/m² in der Aufstandsfläche aus Gebrauchslasten sind bei B 35 bzw. C 30/37 für die Stahlbetondecken mit Panzerung übertragbar und dies bei minimalen Eindrückungen.

Die gemessenen Verformungen betragen maximal 0,36 mm, d. h. ~ 2,4 ‰, und sind damit für alle baupraktischen Erfordernisse unbedenklich.

Bei den einbetonierten Stützen mit der gleichen Vertikalbewehrung treten zunächst herstellungsbedingt größere Anfangsverformungen auf, die aber baupraktisch nicht relevant sind. Nach Abzug des auf die Stütze entfallenden Verformungsanteiles resultieren auch hier Verformungen im Deckenbereich von 0,55 mm, d. h. 3,6 ‰, die ebenfalls baupraktisch unbedenklich sind.



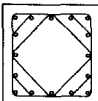
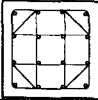
Typenliste 1 Bewehrungselement
für Deckenknoten

$$(DIN1045) N_{zul.} = (A_b \cdot 3,0 \cdot \beta_c + A_s \cdot \beta_a) / \gamma$$





Typ	Fußplatte Stütze [cm]	Längsbewehrung l=d (Deckendicke)	Bügel ohne Justierbügel	$N_{zul.}$ [kN] für Decken $\geq B35$ und St 1080/1230
1	24/24 - 27/27	4xØ36 4xØ26,5 (Mitte) $A_s=62,8 \text{ cm}^2$	2x2 Ø10 	24/24 => 4750
				25/25 => 4960
				26/26 => 5170
				27/27 => 5390
2	28/28 - 30/30	8xØ36 $A_s=81,4 \text{ cm}^2$	2x2 Ø10 (wie Typ 1)	28/28 => 6310
				29/29 => 6560
				30/30 => 6810
3	31/31 - 34/34	8xØ36 4xØ26,5 (Ecke) $A_s=103,5 \text{ cm}^2$	d<25cm - 2x2 Ø10 d≥25cm - 2x2 Ø10 	31/31 => 7870
				32/32 => 8140
				33/33 => 8420
				34/34 => 8400
4	35/35 - 40/40	12Ø36 $A_s=122,1 \text{ cm}^2$	d<25cm - 2x2 Ø10 d≥25cm - 2x2 Ø10 (wie Typ 3)	35/35 => 9680
				36/36 => 9980
				37/37 => 10290
				38/38 => 10610
				39/39 => 10940
40/40 => 11270				
5	40/40 - 45/45	12Ø36 4Ø36 (Innen) $A_s=162,8 \text{ cm}^2$	3x3 Ø10  alternativ 	40/40 => 12760
				41/41 => 13100
				42/42 => 13460
				43/43 => 13820
				44/44 => 14190
				45/45 => 14570

Typenliste 2 Bewehrungselement
für Deckenknoten

$$(DIN1045) N_{zul.} = (A_b \cdot 3,0 + \beta_c \cdot A_s \cdot \beta_a) / \gamma$$

Typ	Fußplatte Stütze [cm]	Längsbewehrung I=d (Deckendicke)	Bügel ohne Justierbügel	$N_{zul.}$ [kN] für Decken \geq B35 und BSt 500
1	24/24 - 27/27	4x \varnothing 36 4x \varnothing 28 (Mitte) $A_s=65,3 \text{ cm}^2$	2x2 \varnothing 10 	24/24 => 3750 25/25 => 3950 26/26 => 4170 27/27 => 4390
2	28/28 - 30/30	8x \varnothing 36 $A_s=81,4 \text{ cm}^2$	2x2 \varnothing 10 (wie Typ 1)	28/28 => 4930 29/29 => 5190 30/30 => 5420
3	31/31 - 34/34	8x \varnothing 36 4x \varnothing 28 (Ecke) $A_s=106,0 \text{ cm}^2$	d<25cm - 2x2 \varnothing 10 d \geq 25cm - 2x2 \varnothing 10 	31/31 => 6180 32/32 => 6450 33/33 => 6730 34/34 => 7010
4	35/35 - 40/40	12 \varnothing 36 $A_s=122,1 \text{ cm}^2$	d<25cm - 2x2 \varnothing 10 d \geq 25cm - 2x2 \varnothing 10 (wie Typ 3)	35/35 => 7600 36/36 => 7900 37/37 => 8210 38/38 => 8530 39/39 => 8860 40/40 => 9200
5	40/40 - 45/45	12 \varnothing 36 4 \varnothing 36 (Innen) $A_s=162,8 \text{ cm}^2$	3x3 \varnothing 10  alternativ 	40/40 => 10000 41/41 => 10330 42/42 => 10690 43/43 => 11040 44/44 => 11320 45/45 => 11800

Typenliste 3 Bewehrungselement (DIN1045-1) $\gamma_E \cdot N_{zul.} = (A_b \cdot 3,53 \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})$ für Deckenknotten

Typ	Fußplatte Stütze [cm]	Längsbewehrung l=d (Deckendicke)	Bügel ohne Justierbügel	$\gamma_E \cdot N_{zul.}$ [kN] für Decken C30/37 und BSt 500
1	24/24 - 27/27	4xØ36 4xØ28 (Mitte) $A_s=65,3 \text{ cm}^2$	2x2 Ø10 	24/24 => 5890
				25/25 => 6190
				26/26 => 6490
				27/27 => 6810
2	28/28 - 30/30	8xØ36 $A_s=81,4 \text{ cm}^2$	2x2 Ø10 (wie Typ 1)	28/28 => 7750
				29/29 => 8090
				30/30 => 8450
3	31/31 - 34/34	8xØ36 4xØ28 (Ecke) $A_s=106,0 \text{ cm}^2$	d<25cm - 2x2 Ø10 d≥25cm - 2x2 Ø10 	31/31 => 9740
				32/32 => 10120
				33/33 => 10500
				34/34 => 10900
4	35/35 - 40/40	12Ø36 $A_s=122,1 \text{ cm}^2$	d<25cm - 2x2 Ø10 d≥25cm - 2x2 Ø10 (wie Typ 3)	35/35 => 11920
				36/36 => 12350
				37/37 => 12790
				38/38 => 13240
				39/39 => 13700
40/40 => 14170				
5	40/40 - 45/45	12Ø36 4Ø36 (Innen) $A_s=162,8 \text{ cm}^2$	3x3 Ø10  alternativ 	40/40 => 15700
				41/41 => 16190
				42/42 => 16680
				43/43 => 17200
				44/44 => 17720
				45/45 => 18260

6.4.3 Bemessungsvorschlag für Deckenknoten bei Randstützen mit Vertikalbewehrung (Panzerung)

Die Vertikalbewehrung im Deckenknoten erfolgt durch aus der Stütze bis OK Decke durchlaufende Bewehrung bzw. durch eingelegte Bewehrungselemente aus hochfestem Stahl.

Wie die Versuche gezeigt haben, ist die Tragfähigkeit des Deckenknotens, bei einem für die Verwendung von Fertigteilstützen baupraktisch erforderlichem minimalen Randüberstand von 10 cm, ähnlich groß wie bei den Innenstützen. Bereits geringste seitliche Stützkräfte in horizontaler Richtung sind ausreichend, um hohe Vertikallasten durchstützen zu können. Zur Bemessung der Randknoten wird folgender Ansatz vorgeschlagen:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Bei Randabstand} \geq 0,5 \text{ Stützenbreite} \\ \geq 0,5 \text{ Deckendicke} \end{array} \right\} \geq 10 \text{ cm}$$

Nach DIN 1045

$$N_u = A_b \times \sigma_{1u} + A_s \times \beta_Q \quad \text{mit} \quad \sigma_{1u} = 3,0 \times \beta_c$$

$$N_{zul} = \frac{(A_b \times 3,0 \times \beta_c + A_s \times \beta_Q)}{2,1}$$

Nach DIN 1045-1

$$\gamma_E \times N_{zul} = 3,53 \times f_{cd} \times A_b + A_s \times f_{yd}$$

Bei Randabstand $a \geq 5 \text{ cm}$

Nach DIN 1045

$$N_u = A_b \times \sigma_{1u} + A_s \times \beta_Q \quad \text{mit} \quad \sigma_{1u} = 2,0 \times \beta_c$$

$$N_{zul} = \frac{(A_b \times 2,0 \times \beta_c + A_s \times \beta_Q)}{2,1}$$

Nach DIN 1045-1

$$\gamma_E \times N_{zul} = 2,35 \times A_b \times f_{cd} \times A_s \times f_{yd}$$

Für die Ausführung gelten die im Abschnitt 6.4.1 genannten Angaben, soweit im Bild 6.4.3 nicht anders angegeben.

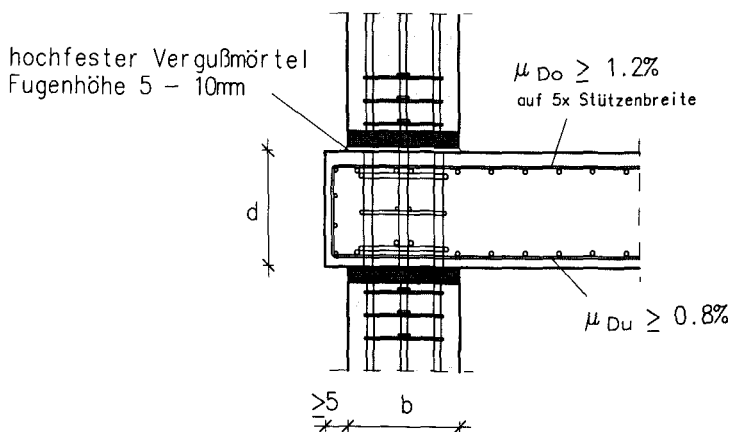


Bild 6.4.3 Konstruktive Durchbildung

6.4.4 Bemessungsvorschlag für Lasteinleitung in Bodenplatten

Bei Fundamentplatten sind ebenfalls häufig hohe Lasten über kleine Kontaktflächen einzutragen. Bis zur Mittelfläche der Bodenplatten sind ähnliche Spannungsverläufe zu erwarten, wie bei den Deckenknoten.

Auch hier wird durch den entstehenden dreiaxialen Spannungszustand eine wesentliche Steigerung der Vertikalbeanspruchung möglich. Analog wird zur Begrenzung der zulässigen Vertikallasten folgender Wert vorgeschlagen

Nach DIN 1045

$$\begin{aligned}\sigma_{1zul} &= 3,0 \times \beta_c \text{Bodenplatte} / \gamma & \text{mit } \gamma &= 2,1 \text{ DIN 1045} \\ N_{zul} &= \frac{1,43 \times \beta_c \text{Bodenplatte} \times A}{\gamma} & &= 1,77 \beta_R \text{Bodenplatte} \times A \\ &= 1,27 \times (1,4 \beta_R \text{Bodenplatte} = \text{zul. Wert gemäß DIN 1045})\end{aligned}$$

Nach DIN 1045-1

$$\begin{aligned}\sigma_{1u} &= 3,0 \times f_{ck} \text{Bodenplatte} & \text{mit } f_{ck} &\approx \beta_c \\ \sigma_{1zul} &= 3,0 \times f_{ck} / \gamma_c \times \gamma_E & &= 3,0 \times f_{cd} / 0,85 \times \gamma_E \\ &= 3,53 \times f_{cd} / \gamma_E \\ \gamma_E \times N_{zul} &= \frac{3,53 \times f_{cd} \times A}{\gamma_E} & \text{mit } A &= \text{Kontaktfläche}\end{aligned}$$

Dies gilt unter der Voraussetzung, dass die Spaltzugkräfte durch eine obere Netzbewehrung mit $\mu \geq 0,5\%$ aufgenommen werden können und der Nachweis gegen Durchstanzen geführt werden kann.

Ist die resultierende Spannung in der Kontaktfläche A der Stütze mit der Fundamentplatte $\sigma_{1vorh} > \sigma_{1zul}$ ist eine Vertikalbewehrung erforderlich.

$$\begin{aligned}\sigma_{1zul} &= 1,43 \beta_c \text{Bodenplatte} & \text{DIN 1045} \\ &= 2,0 f_{ck} / \gamma_E & \text{DIN 1045-1}\end{aligned}$$

Die Vertikalbewehrung leitet Teile der Vertikallast über Verbundspannungen in tiefer liegende Schichten der Bodenplatte.

Als Begrenzung der maximal aufnehmbaren Last wird vorgeschlagen

Nach DIN 1045

$$\begin{aligned}\sigma_{1zul} &= \frac{[1,43 \times \beta_c \text{Bodenplatte} \times (1-\mu_v) + \mu_v \times \beta_s] / \gamma}{\gamma} \\ &\leq 2 \times \frac{1,43 \times \beta_c \text{Bodenplatte}}{\gamma} & \text{mit } \mu_v &= \frac{A_s \text{vertikal}}{A} \\ N_{zul} &= \frac{A \times [1,43 \times \beta_c \text{Bodenplatte} \times (1-\mu_v) + \mu_v \times \beta_s] / \gamma}{\gamma}\end{aligned}$$

Nach DIN 1045-1

$$\begin{aligned}N_{zul} \times \gamma_E &= \frac{A \times (1-\mu) \times 3,53 \times f_{cd} + A_s \times f_{yD}}{\gamma_E} \\ &= \frac{A \times [3,53 \times f_{cd} \times (1-\mu) + \mu \times f_{yD}]}{\gamma_E} \\ &\leq 2 \times 3,53 \times f_{cd} \times A\end{aligned}$$

Der Durchmesser der Vertikalbewehrung ist so zu wählen, dass die entsprechend der aufnehmbaren Verbundspannungen erforderliche Verankerungslänge nicht größer ist als der Abstand zwischen der oberen und unteren Horizontalbewehrung der Bodenplatte. Die Vertikalbewehrung soll über der unteren Bewehrung enden.

Werden Fertigteilstützen mit vertikalem Überstand der Stützenbewehrung am Stützenfuß eingebaut, gilt dies sinngemäß. In diesem Fall werden die Fertigteilstützen an der Bewehrung der Bodenplatte lagegenau fixiert und dann in die Bodenplatte einbetoniert. Durch geeignete Maßnahmen ist sicher zu stellen, dass der Beton der Bodenplatte vollflächig an den Stützfuß anschließt; gegebenenfalls ist eine Verpressmöglichkeit vorzusehen.

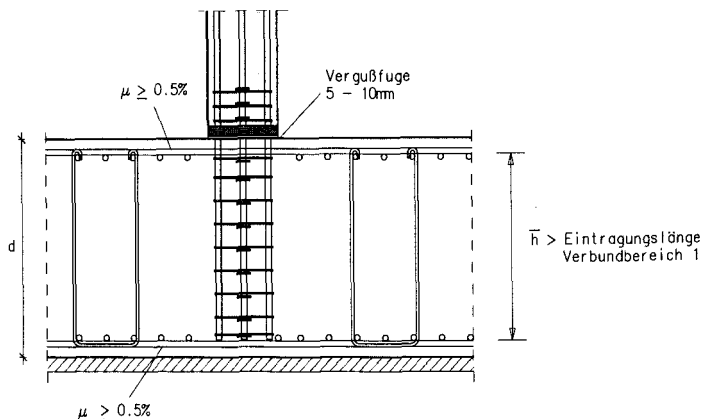


Bild 6.4.4.1 Konstruktive Ausbildung bei Lasteinleitung mit Bewehrungselement

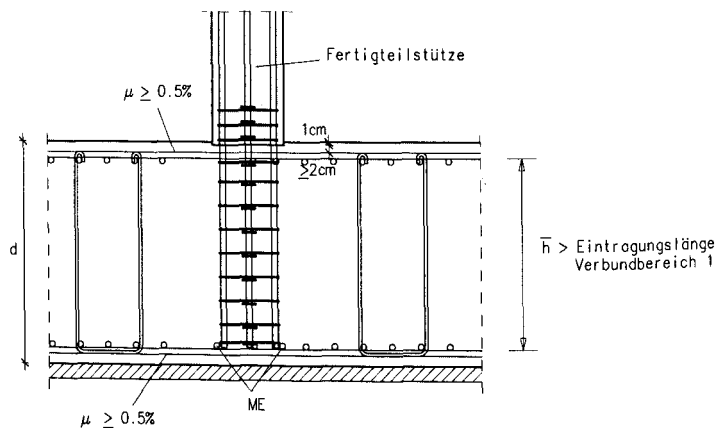


Bild 6.4.4.2 Konstruktive Ausbildung mit Überstand der Stützenbewehrung

7. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

7.1 Zusammenfassung

Entsprechend dem Wunsch nach Minimierung der Stützenquerschnitte werden im Geschossbau zunehmend mehr hochfeste Stützen eingesetzt. Werden die hochfesten Stützen nicht durch die Geschossdecken durchgeführt, muss der Deckenknoten die hohen Stützenlasten durchleiten. Es handelt sich um eine große lokal begrenzte Pressung (Hertzsche Pressung) für die, die Einhaltung zulässiger Spannungen nach DIN 1045-1 unbefriedigend große Kopf- und Fußplatten erfordern würde. Das Tragverhalten des Deckenknotens bei der Durchleitung hoher Stützenlasten ist abzuklären und Antwort auf die Frage zu finden, inwieweit hierfür höhere Druckspannungen in der Norm als bisher, auch unter Einbeziehung der Teilflächenpressung möglich, zugelassen werden können.

Ausgehend von der Ist-Situation im Hinblick auf bestehende Normen und entsprechende Veröffentlichungen wurden unterschiedliche Fragestellungen zum Durchleiten hoher Stützenlasten bei Stahlbetonflachdecken bearbeitet.

Ein Ingenieurmodell wird im Kapitel 3 dargestellt, welches die Erhöhung der vertikalen Traglast infolge der seitlichen Stützung des Deckenknotens durch den umgebenden Deckenbeton zum Inhalt hat. Durch den entstehenden dreiaxialen Druckspannungszustand wird eine Erhöhung der vertikalen Druckfestigkeit mit einem Faktor α^* eingeführt, für den eine Größe von $2,50 \leq \alpha^* \leq 3,8$ prognostiziert wurde. In durchgeführten Vorberechnungen stellte sich heraus, dass die Traglast einer Stahlbetondeckenplatte von 15 bzw. 30 cm Dicke nicht mit der Zunahme der Plattendicke ansteigt.

In Versuchen wurde das Trag- und Bruchverhalten von Stahlbetondecken aus Normalbeton beim Durchleiten hoher Stützenlasten untersucht. Hierzu wurden 9 Stahlbetonplatten aus B 35 bzw. B 45 mit unterschiedlichen Randbedingungen schrittweise belastet und die Verformungen messtechnisch erfasst.

Mit Ausnahme des Versuches 1 wurden die Deckenplatten zusätzlich zu den Stützenaufasten noch mit Biegelasten beansprucht, um ein wirklichkeitsnahes Tragverhalten zu simulieren. Die Biegelasten wurden in mehreren Schritten aufgetragen, um vor der maximalen Stützenlast auf der Plattenoberseite Biegerisse zu erzeugen, was der Situation einer normalen Stahlbetondecke im Hochbau entspricht.

Die Versuche und die daraus resultierenden Ergebnisse sind im Kapitel 4 ausführlich beschrieben. Es wurde der Fall einer

- mittig belasteten Deckenplatte 0,80 x 0,80 m
Versuch 1 ohne und Versuch 2 mit Plattenbiegung
- mittig belasteten Deckenplatte 1,20 x 1,20 m mit Plattenbiegung
Versuche 3 bis 7 und
- außermittig belasteten Deckenplatte 0,80 x 1,20 m mit Plattenbiegung
Versuche 8 und 9

untersucht.

- In den Versuchen 5 bis 9 wurde eine Vertikalbewehrung aus hochfestem Stahl eingebaut.

Die Versuche haben insgesamt gezeigt, dass Stahlbeton-Flachdecken ein ausgesprochen gutmütiges Tragverhalten aufweisen. Selbst die extrem hohe Beanspruchung von 175 N/mm² in der Aufstandsfläche hat nicht zum Versagen der Stahlbetondeckenplatten geführt. Die Versuche haben den Faktor α^* in der erwartenden Größe bestätigt. Der Mittelwert liegt bei $\alpha^* = 3,39$.

Bei den Versuchen ohne Vertikalbewehrung (Versuche 1 bis 4) sind jedoch große Verformungen aufgetreten, die die Gebrauchsfähigkeit deutlich einschränken. Es lässt sich durch die Versuche nachweisen, dass die Tragsicherheit immer, die Gebrauchstauglichkeit ohne Vertikalbewehrung jedoch nur eingeschränkt, vorhanden ist. Dies ist auch die Erklärung dafür, dass trotz häufig in der Praxis vorkommender rechnerischer Überbeanspruchung von Stahlbetondeckenplatten keine Schäden im Sinne eines Bruchversagens bekannt sind.

Im Kapitel 5 wurden numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit des Deckenknotens mit und ohne Vertikalbewehrung (Panzerung) durchgeführt. Die Deckenknoten wurden mit der Finite-Elemente-Methode modelliert und dem nichtlinearen FE-Programm ATENA untersucht. Die Ergebnisse der nachgerechneten Versuche DS 3 ohne bzw. DS 6 mit Vertikalbewehrung stimmen gut mit den Versuchsergebnissen überein.

Ausgehend von den Versuchsergebnissen mit und ohne Vertikalbewehrung werden im Kapitel 6 unter Einbeziehung der Sicherheitsbeiwerte der DIN 1045 bzw. der Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1045-1 Vorschläge für die Bemessung von Deckenknoten gemacht, mit der Zielsetzung, die Verformungen im Gebrauchslastfall auf baupraktisch vertretbare Werte zu begrenzen.

- Als maximale Obergrenze wird ein Wert von 5‰ noch für vertretbar gehalten, wobei sich im Normalfall mit den vorgeschlagenen, zulässigen Beanspruchungen Verformungen bis ca. 4‰ ergeben. Dies bedeutet bei einer Deckendicke von 20 cm eine Verformung im Gebrauchslastfall von ca. 0,8 mm, die zu keinerlei Beeinträchtigung der Gebrauchsfähigkeit der Tragkonstruktion führt. Bei Verwendung der vorgeschlagenen Vertikalbewehrung reduzieren sich die Verformungen auf Werte, die im Bereich der Bauteiltoleranzen liegen, insofern baupraktisch unerheblich sind.
- Ein Vorschlag für die Ausbildung von Bewehrungselementen aus hochfestem Stahl für den Deckenbereich ist im Kapitel 6 dargestellt und für unterschiedliche Stützenabmessungen in Tabellenform (Typenliste 1) die zulässige Traglast des Deckenbetons in Zusammenwirkung mit der Bewehrung aus St 1080/1230 angegeben. Für die Verwendung von normalem Bewehrungsstahl BSt 500 gilt die Typenliste 2, für BSt 500 nach DIN 1045-1 gilt Typenliste 3.

Mit den Bemessungsvorschlägen ist es möglich, hochbelastete Deckenknoten mit Betongüten C 30/37 auszuführen. Durch die wesentlich einfachere Bauausführung werden Fehlerquellen ausgeschaltet und Ausführungssicherheit gewonnen.

Die Bemessungsvorschläge im Kapitel 6 stützen sich auf die ausgeführten Versuche und die durchgeführten Vergleichsrechnungen. Dies trifft jedoch nicht auf den Bemessungsvorschlag für die Lasteinleitung in Bodenplatten zu. Hier wurden die Versuchsergebnisse empirisch für die Situation der Bodenplatten umgesetzt und daraus ein Bemessungsvorschlag entwickelt, der neben der Standsicherheit auch die Kriterien der Gebrauchstauglichkeit, d. h. minimale Eindrückung erfüllt.

7.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Versuche durchgeführt, um das Tragverhalten von Stahlbeton-Deckenplatten beim Durchleiten hoher Stützenlasten mit und ohne vertikaler Bewehrung abzuklären. Dabei hat sich herausgestellt, dass mit der Vertikalbewehrung aus St 1080/1230 die Verformung sehr effektiv auf baupraktisch unbedenkliche Werte begrenzt werden kann. Da dabei sehr hohe Bewehrungsgrade eingebaut worden sind, wäre durch weitere Versuche abzuklären, inwieweit sich mit reduzierten Bewehrungsgraden ein ähnlich positives Tragverhalten, dann natürlich bei entsprechend reduzierter Last, erreichen lässt. Ferner wäre ebenfalls versuchsmäßig zu untersuchen, ob mit einer Vertikalbewehrung aus BST 500 sich eine gleichermaßen deutliche Reduzierung der Vertikalverformung erreichen lässt.

Wegen der dreiaxialen Beanspruchung des Betons wurden Vertikalausparungen im unmittelbaren Stützenbereich nicht vorgesehen. Es ist abzuklären, unter welchen Randbedingungen dies gegebenenfalls möglich ist. Durch Einlegen von druckfesten Stahlrohren mit gebräuchlichen Wanddicken kann der dreiaxiale Spannungszustand aufrecht erhalten werden. Die Querdruckspannungen von $\sigma_2 = \sigma_3 \leq 0,2 \sigma_1$ werden dann durch das eingelegte Stahlrohr zuverlässig um die Öffnung, z. B. für ein Regenrohr, umgeleitet.

Der Einfluss von stütznahen Deckendurchbrüchen ist noch abzuklären. Ferner sollte durch Versuche bestätigt werden, ob der Einfluss des Verhältnisses der Deckendicke (h) zur Stützenbreite (b) für baupraktische Fälle ($h \leq b < 3 h$) vernachlässigbar ist.

Grundsätzlich wird jedoch davon ausgegangen, dass mit dem Bemessungsvorschlag und der vorgeschlagenen Vertikalbewehrung (Panzerung) eine Lösung des Problems der Durchleitung hoher Lasten durch Stahlbetondecken auf einfache Art im Sinne der statischen Nachweise und der baupraktischen Ausführung gefunden wurde. Die vertretbaren Kosten und die einfache Einbaubarkeit sind die positiven Voraussetzungen für eine Anwendung in der zukünftigen Baupraxis.

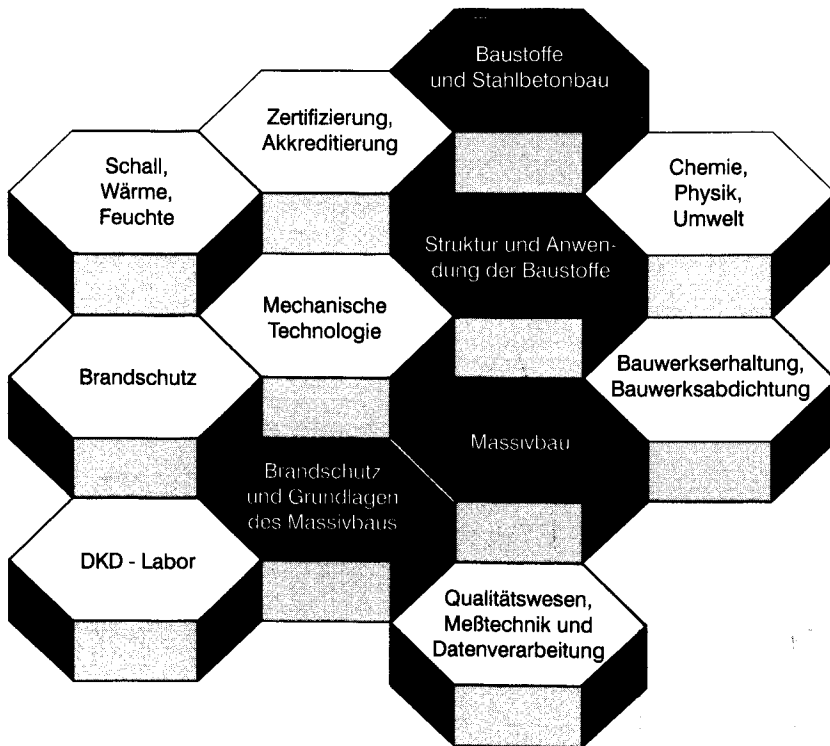
LITERATUR

- [1] BAZANT, Z.P.; OH, B.H. (1983): Crack band theory for fracture of concrete, *Materials and structures*. RILEM, Vol. 16, S. 155-177.
- [2] CERVENKA, V.; GERSTLE, K. (1971): *Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels, Part I: Theory*, Publication I.A.B.S.E., 1971, 31, pp 32-45.
- [3] CERVENKA, V.; PUKL, R.; OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R. (1995): Mesh Sensitivity Effects in Smearred Finite Element Analysis of Concrete Structures, *Proc. FRAMCOS 2*, 1995, pp 1387-1396.
- [4] CERVENKA, V.; JENDELE, L.; CERVENKA, J. (2002): *ATENA Program Documentation, Part 1 – Theory*. Cervenka Consulting, Prague 2000.
- [5] CERVENKA, V.: *Computersimulation in der Baupraxis*. Braunschweiger Bauseminar 2001, S. 171-178.
- [6] CURBACH M.; SPECK K. (2000): *Untersuchung der mehraxialen Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton*. DafStb V389, Technische Universität Dresden, November 2000.
- [7] CURBACH M.; HAMPEL T.; SPECK K.; SCHEERER S. (2000): *Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton bei zwei- und dreiaxialer Druckbeanspruchung*. DFG Abschlussbericht, Cu-37/1-2, Dezember 2000.
- [8] De BORST, R. (1986): *Non-linear analysis of frictional materials*, PhD Thesis, Delft University of Technology, 1986.
- [9] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON IM DIN (Deutsches Institut für Normung e. V.): *DafStb-Richtlinie für hochfesten Beton*. Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [10] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBt): *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-12.4-40 für das Stahlwerk Annahütte*. Max Aicher GmbH & Co. KG über Spannstahl St 1080/1230 rund mit Gewinderippen, Juli 1998.
- [11] DIALER, C.; LANIG, N.; STÖCKL, S.; ZELGER, C.: *Versuche zur Methode der Verformungsmessung an dreiaxial beanspruchten Betonwürfeln*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 447, Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [12] EIBL, J.; ASCHL, H.; BORROWSKI, J.; CEDOLIN, L.; GARAS, F.K.; GERSTLE, K.H.; HILSDORF, H.; KOTSOVOS, M.D.; OTTOSEN, N.S.; WASTEILS, J.; WILLAM, K.J. (1983): *Concrete under multiaxial states of stress - Constitutive equations for practical design*. CEB Bulletin d'Information No 156, Lausanne 1983.
- [13] ETSE, G. (1992): *Theoretische und numerische Untersuchungen zum diffusen und lokalisierten Versagen in Beton*. Dr.-Ing. Dissertation, Universität Karlsruhe, Bauingenieurwesen, 1992.
- [14] FALKNER, H.: *Trends und Entwicklungen im Bauwesen – HH Stützen – Braunschweiger Bauseminar 9. und 10.11.2000*, Schriftenreihe iBMB der TU Braunschweig.

- [15] FALKNER, H.: Untersuchungsbericht: Knotenpunkt Normalfeste Decke – Hochfeste Fertigteilstütze (HH). iBMB der TU Braunschweig, Oktober 2000.
- [16] FALKNER, H.; TEUTSCH, M.: Knotenpunkt normalfeste Decke – Hochfeste Fertigteilstütze (HH) unveröffentlichter Untersuchungsbericht, iBMB der TU Braunschweig.
- [17] GAMBLE, W.L.; KLINAR, J.D.: Tests of High-Strength Concrete Columns with Intervening Floor Slabs. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 5, Mai 1991.
- [18] GRAUBNER, C.-A.: Stellungnahme zur Anwendung von Fertigteilstützen aus hochfesten Materialien für das Bauvorhaben. Stellungnahme erstattet für das Hessische Ministerium für Wirtschaft, Verkehr und Landesentwicklung, Oktober 2000.
- [19] GUO, Z.; ZHOU, Y.; NECHVATAL, D.: Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit, die an der Technischen Universität München durchgeführt wurden. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 447, Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [20] HORDIJK, D.A. (1991): Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.
- [21] KÖNIG, G.; GRIMM, R.: Hochleistungsbeton. *Betonkalender 2000*, S. 327-439. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2000.
- [22] KÖNIG, G.; BERGNER, H.; GRIMM, R.; HELD, M.; REMMEL, G.; SIMSCH, G.: Hochfester Beton – Sachstandsbericht - Bemessung und Konstruktion. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 438, Beuth Verlag, Berlin 1994.
- [23] KÖNIG, G.; JUNGWIRTH, F.: Knotenpunkt normalfeste Decke – hochfeste Ort betonstütze Braunschweig 2000.
- [24] KORDINA, K.: Gutachterliche Stellungnahme zum Brandverhalten von Stahlbetonstützen aus Hochleistungsbeton. TU Braunschweig, 15. September 2000.
- [25] KUPFER, H., HILSDORF, H.K., RÜSCH, H. (1969): Behavior of Concrete under Biaxial Stress. *Journal ACI, Proc. V. 66, No. 8, Aug., pp. 656-666.*
- [26] LEONHARDT, F.; TEICHEN, K.-TH.: Stahlbetonstützen mit hochfestem Stahl St 90. *DafStb*, Heft 222 der Schriftenreihe, S. 61-87, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1972.
- [27] McHARG, P.J.; COOK, W.D.; MITCHELL, D.; YOON, Y.-S.: Improved Transmission of High-Strength Concrete Column Loads through Normal Strength Concrete Slabs. *ACI Structural Journal*, Vol 97, No. 1, January-February 2000.
- [28] MENETREY, P.; WILLAM, K.J. (1995): Triaxial Failure Criterien for Concrete and its Generalization. *ACI Structural Journal*, May-June 1995.
- [29] MILLS, L.L.; ZIMMERMAN, R.M.: Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions. *ACI-Journal*, October 1970, pp. 802-807.

- [30] OSPINA, C.E.; ALEXANDER, S.D.B.: Transmission of Interior Concrete Column Loads through floors. *Journal of Structural Engineering*, June 1998, S. 602-610.
- [31] OTTOSEN, N.S.: A Failure Criterion for Concrete. *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE*, Vol. 103, EM 4, September 1977.
- [32] SCHOLZ, U.; NECHVATAL, D.; ASCHL, H.; LINSE, D.; STÖCKL, S.; GRASSER, E.; KUPFER, H.: Versuche zum Verhalten von Beton unter dreiachsiger Kurzzeitbeanspruchung. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 447, Beuth Verlag, Berlin 1995.
- [33] TIMM, M.: HH-Stützen aus B125 mit Knotendetails, *Berichtsband zum 40. DafStb-Forschungskollegium*, 11. und 12.10.2001, TU Braunschweig.
- [34] VAN MIER, J.G.M. (1986): *Multiaxial Strain-softening of Concrete, Part I: fracture*, *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 19, Nr.111.
- [35] WILLAM, K.J.; WARNKE, E.P.: *Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete*, *IABSE Report Vol. 19, 1974, Colloquium on "Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses"*. ISMES Bergamo, 1974.

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-161-8
ISSN 1439-3875