„Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen“

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Rüdiger Richard Kurt Beutel

aus Hamburg

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger
Professor Dr.-Ing. Rolf Eligehausen
Universitätsprofessor em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl Kordina

Tag der mündlichen Prüfung: 11.12.2002

„Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.“

Für Peter, der uns viel zu früh verlassen musste.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit zum Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen und meiner Tätigkeit im Ingenieurbüro Hegger und Partner. Wesentliche Teile der Arbeit wurden vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (DBV) und der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen "Otto von Guericke" e.V. (AiF) gefördert. Darüber hinaus wurden die experimentellen Untersuchungen durch die Halfen GmbH & Co. KG sowie die Spannverbund Gesellschaft für Verbundträger mbH unterstützt.

Die Anregung zu diesem Thema erhielt ich von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Inhaber des Lehrstuhles und Leiter des Instituts für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Für die Betreuung und Förderung meiner Arbeit sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung gilt ihm mein besonderer Dank.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen, Leiter des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, danke ich für die Bereitstellung des Finite-Elemente Programms MASA sowie für die Übernahme des Koreferates und die wertvollen Anregungen und Diskussionen.

Herrn Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl Kordina, Technische Universität Braunschweig, danke ich für die Übernahme des Koreferates und die kritische Durchsicht dieser Arbeit sowie für die Diskussionen zur Neufassung der Durchstanzbemessung in DIN 1045-1.

Danken möchte ich besonders meiner Frau Ingrid und meinen Eltern, die mir jederzeit hilfreich zur Seite standen. Gedankt sei auch allen Mitarbeitern des Instituts, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Aachen, im Mai 2003 Rüdiger Beutel

Inhaltsverzeichnis
Einheiten und Bezeichnungen

1 Problemstellung und Zielsetzung 1
1.1 Allgemeines 1
1.2 Problemstellung 5
1.3 Ziele und Inhalte der Arbeit 8
2 Überblick zum Stand der Kenntnisse 9
2.1 Schnittgrößen nach Plattentheorie 9
2.2 Versuche aus der Literatur zum Durchstanzen bei Innenstützen 11
2.2.1 Überblick zur experimentellen Datenbasis 12
2.2.2 Zusammenstellung einer repräsentativen Datenbasis 16
2.3 Durchstanzmodelle aus der Literatur 18
2.3.1 Allgemeines 18
2.3.2 Modelle auf Grundlage von starren Plattensegmenten (a) 18
2.3.3 Modelle auf Grundlage der Plastizitätstheorie (b) 21
2.3.4 Fachwerkmodelle (c) 25
2.3.5 Bruchmechanische Modelle - Maßstabseffekte (d) 29
2.3.6 Durchstanzen als Folge eines Verbundversagens (e) 31
2.4 Numerische Modelle und Simulationsergebnisse 34
2.4.1 Ergebnisse aus Finite-Elemente Berechnungen (f) 34
2.4.2 Bewertung der Simulationsergebnisse aus der Literatur 40
2.4.3 Grundlagen eigener Finite-Elemente Berechnungen 42
2.5.1 Allgemeines 44
2.5.2 Bügel, Haken, Schrägstäbe und Schubzulagen nach DIN 1045(88) 46
2.5.3 Gitterträger nach DIN 1045(88) [22] 48
2.5.4 Bügel, Haken und Schrägstäbe nach Eurocode 2 sowie Model Code 90 54
2.5.5 Bügel, Haken und Schrägstäbe nach British Standard 8110, Part 1, 1997 58
2.5.6 Bügel und Dübelleisten nach ACI 318-95 62
2.6 Versuchsnachrechnungen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung 64

3 Forschungsbedarf 68

4 Biege- und Querkrafttragwirkung von Flachdeckensystemen 70
4.1 Biegetragwirkung.....71
4.2 Querkrafttragwirkung 72
4.2.1 Gewölbetragwirkung in Flachdeckensystemen 72
4.2.2 Numerische Verifikation der Gewölbetragwirkung 76
4.2.3 Querkraftverlauf in Flachdeckensystemen 79
4.2.4 Lasterhöhungsbeiwert β bei ungleichen Stützweitenverhältnissen.....87

5 Anforderungen an effiziente Durchstanzbewehrungen.....88
5.1 Allgemeines 88
5.2 Neuere Durchstanz-Bewehrungsformen aus der Literatur 88
5.3 Qualitative Bewertung der Effizienz von Durchstanz-Bewehrungsformen 92
5.4 Studie zu möglichen Bügelformen aus Listenmatten 93
5.5 Einfluss der Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung auf den maximalen Durchstanzwiderstand.....97
5.5.1 Bewertung der Endverankerungsqualität verschiedener Verankerungselemente.....97
5.5.2 Zur Wirksamkeit eines vertikalen Übergreifungsstoßes im Durchstanzbereich.....102
5.5.3 Endverankerung in der Druckzone 103
5.5.4 Endverankerung in der Zugzone.....105
5.6 Zusammenfassung der Ergebnisse.....107

6 Eigene Durchstanzversuche.....108
6.1 Versuchsprogramm und Zielsetzungen 108
6.2 Beschreibung der Versuchskörper.....110
6.2.1 Geometrie der Versuchskörper 110
6.2.2 Bewehrungsführung.....111
6.2.3 Herstellung der Versuchskörper 118
6.2.4 Materialkennwerte 119
6.2.5 Versuchsaufbau.....122
6.2.6 Versuchsdurchführung und Meßverfahren 125
6.3 Serie P 129
6.3.1 Gebrauchslastniveau 129
6.3.2 Bruchlastniveau.....129
6.4 Serie Z.....135
6.4.1 Gebrauchslastniveau 135
6.4.2 Bruchtragverhalten und Bruchbilder 136
6.5 Serie V und Versuch GP1 140

7 Analysen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung 141
7.1 Allgemeines 141
7.2 Eigener Versuch P1 141
7.2.1 Verformungsverhalten 141
7.2.2 Entwicklung des Durchstanzkegels 143
7.2.3 Zur Versagensursache 146
7.2.4 Schnittgrößenverteilung 148
7.3 Zum Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung 151
7.3.1 Versuche P1-I, P1-II und GP1 152
7.3.2 Vorschlag für DIN 1045-1 zur Durchstanzbemessung außerhalb der Durchstanzbewehrung 156
7.4 Maßstabseffekt des Stanzkegelumfangs 164
7.5 Zusammenfassung 168

8 Analysen zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung 169
8.1 Allgemeines 169
8.2 Zum Einfluss der Versuchsanordnung auf die Durchstanzbemessung 170
8.3 Tragverhalten einer Bügelbewehrung im Durchstanzbereich 175
8.3.1 Zum Verformungsverhalten 175
8.3.2 Zur Beanspruchung der Bügelbewehrung 177
8.3.3 Simulation des Versuches P2-II mit MASA 182
8.3.4 Stabwerkmodell und Schnittgrößenverteilung 185
8.3.5 Zusammenfassung zum Tragverhalten einer Bügelbewehrung 187
8.4 Zum Tragverhalten von Schubzulagen (Formen Ia und Ib) 188
8.5 Zum Tragverhalten einer Bügelbewehrung mit schlaufenförmiger Übergreifung (Form III) 196
8.6 Zum Tragverhalten von Doppelkopfankern 199
8.6.1 Tragverhalten in dünnen Platten 199
8.6.2 Tragverhalten in dicken Platten 202
8.7 Zum Verbundversagen der Längsbewehrung als Ursache für das Durchstanzen 205
8.8 Zur Dübelwirkung der Längsbewehrung 208

9 Weiterentwicklung eines halbempirischen Bemessungsansatzes zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung 212
9.1 Allgemeines 212
9.2 Zur Durchstanzbeanspruchung und zur Nachweisschnittführung 212
9.3 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung 215
9.4 Maximaler Durchstanzwiderstand 217
9.4.1 Bemessungsansatz 217
9.1.2 Versuchsnachrechnungen zur Maximaltragfähigkeit 221
9.1.3 Vergleichsrechnungen mit MASA 225
9.1.4 Einfluss einer erhöhten Betonfestigkeit in der Betondruckzone bei Halbfertigteilen 226
9.1.5 Einfluss einer Druckbewehrung 227
9.1.6 Parameterstudien 228
9.5 Durchstanzwiderstand der Durchstanzbewehrung 231
9.5.1 Bemessung nach einem Fachwerkmodell 231
9.1.2 Bestimmung des Betontragteils 232
9.1.3 Effektivität einer Schrägstabbewehrung 234
9.1.4 Versuchsnachrechnungen zum Versagen der Bügelbewehrung 235
9.1.5 Abstufung der Durchstanzbewehrung 236
9.6 Querkraftversagen außerhalb der Durchstanzbewehrung 236
9.7 Konstruktive Durchbildung 237
9.7.1 Schrägstäbe 237
9.7.2 Bügel und Schubzulagen 238
9.8 Rotationskapazität des Durchstanzbereiches auf dem Lastniveau der Maximaltragfähigkeit 242
9.1.1 Rotationsvermögen von Versuchen mit Dübelleisten und Doppelkopfankern 247
9.1.2 Quantifizierung plastischer Rotationskapazitäten 251
10 Zusammenfassung und Ausblick 253
11 Literatur 257
A Datenbank 1
A.1 Statische Systeme und Lagerbedingungen 1
A.2 Versagensarten und –orte 2
A.3 Bewehrung 3
A.4 Umrechnungsfaktoren der Betonfestigkeiten 3
A.5 Theoretische Überprüfung des Durchstanzversagens 5
A.6 Basisdaten Durchstanzversuche mit Durchstanzbewehrung 7
A.7 Zusatzdaten Durchstanzversuche mit Durchstanzbewehrung 13

B Auswertungen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung.....1
B.1 Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnungen 1
B.2 DIN 1045(88).....2
B.3 Eurocode 2, Teil 1.....3
B.4 Model Code 90.....4
B.5 British Standard BS 8110 (97).....5
B.6 ACI 318-95 6
C Statistische Verfahren zur Bestimmung von Bemessungswerten auf Basis des Zuverlässigkeitsindex nach EC 1.....1
C.1 Direkte Methoden zur Bestimmung von Bemessungswerten nach EC 1 1
C.2 Statistische Festlegung von Bemessungswerten unter Berücksichtigung von Bautoleranzen nach [130] 2
C.3 Bestimmung der Variationskoeffizienten der Basisparameter des Durchstanzwiderstandes nach DIN 1045-1 5
D Querkraftverläufe auf Basis eines Sektormodells 1
E Messwerte und Bewehrungsanordnung der eigenen Versuchsserie P 1
E.1 Versuch P1 1
E.2 Versuch P1-I 2
E.3 Versuch P1-II.....5
E.4 Versuch P2-I 8
E.5 Versuch P2-II.....11
E.6 Versuch P2-III.....14
E.7 Versuch P3-I 17
E.8 Versuch P4-III.....20
E.9 Versuch P5-I 23
E.10 Versuch P6-I.....26
E.11 Versuch P7-I.....29
F Versuchsauswertungen für unterschiedliche Durchstanz-bewehrungsformen nach dem eigenen Bemessungsansatz.....1
F.1 Bügel.....1
F.2 Schrägstäbe 7
F.3 Schubzulagen nach DIN 1045(88).....13
F.4 Eigene zweiteilige Bewehrungsform Ib.....19

Einheiten und Bezeichnungen

Im folgenden werden die wichtigsten Einheiten und Formelzeichen dieser Arbeit aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden im Text erläutert.

Einheiten:

Kräfte	kN, MN
Momente	kNm, MNm
Spannungen	MN/m^2, MPa
Längen	mm
Flächen	mm^2, cm^2
Winkel	rad, °

Bezeichnungen:

Kleine Lateinische Buchstaben

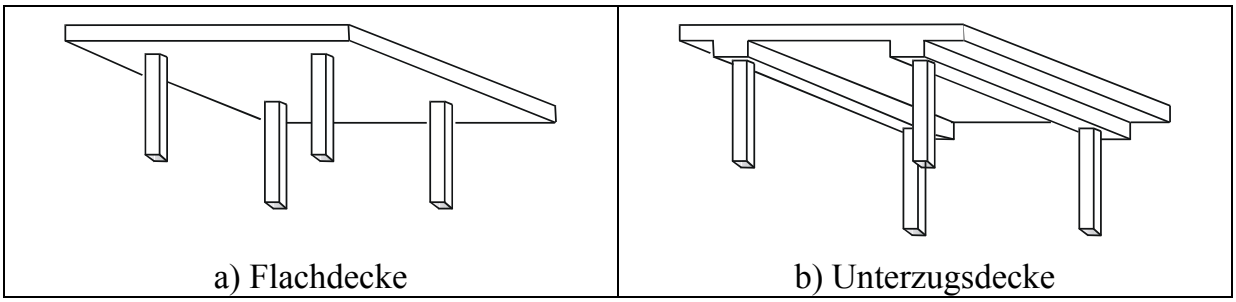
a	Abstand des Lasteinleitungspunktes zum Stützenanschnitt
$a_{sl,x}$	Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung in x-Richtung
$a_{sl,y}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung in y-Richtung
c	Betondeckung
c_{oben}	Betondeckung an der Plattenoberseite
c_{unten}	Betondeckung an der Plattenunterseite
d	mittlere statische Nutzhöhe
d_{br}	Biegerollendurchmesser
d_s	Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung
d'_s	Stabdurchmesser der Biegedruckbewehrung
d_{Stanz}	Durchmesser des Stanzkegels
d_0	Bezugsgröße
d_k	Größtkorndurchmesser
e	Ausmitte der Stützenkraft
f_c	Beton-Zylinderdruckfestigkeit (Ø / h = 150/ 300 mm)
$f_{c,cube}$	Beton-Würfeldruckfestigkeit (150 mm Kantenlänge)
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit am Betonzylinder (Ø / h = 150/ 300 mm)
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit am 4 Punkt Biegeversuch (l/b/h = 700/150/100)
f_{ct}	einaxiale Betonzugfestigkeit
f_y	Streckgrenze der Bewehrung
f_t	Zugfestigkeit der Bewehrung
f()	Funktion eines oder mehrer Parameter
g	Eigengewicht
h	Plattendicke
k	Funktionen des Maßstabseffektes der Plattendicke
l_{Ac}	Durchmesser eines kreisförmigen Deckenausschnittes

1 Problemstellung und Zielsetzung

1.1 Allgemeines

Flachdecken aus Stahlbeton oder Spannbeton (Bild 1-1a) werden im Hoch- und Industriebau bevorzugt eingesetzt, da sie eine geringere Konstruktionshöhe als Unterzugsdecken (Bild 1-1b) aufweisen. Durch die ebene Deckenuntersicht ermöglichen sie eine konstruktionsunabhängige Leitungsführung der Haustechnik und bieten insgesamt eine größtmögliche Flexibilität bei der Raumaufteilung. Kosteneinsparungen entstehen sowohl im Bereich der Fassade (geringere Geschosshöhe) als auch im Rohbau (ebene Deckenschalung, Einsatz von Schaltischen sowie einer relativ einfachen Bewehrungsführung) und in einer Verkürzung der Bauzeit (höherer Mechanisierungsgrad des Bauablaufes). Mehrkosten die im Vergleich zur Unterzugsdecke aus dem höheren Eigengewicht und dem erhöhten Bewehrungsbedarf resultieren, werden durch die beschriebenen Kostenvorteile mehr als ausgeglichen.

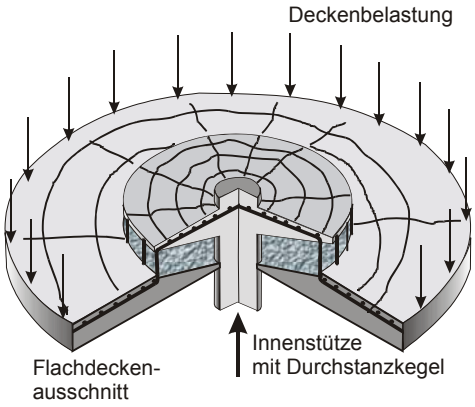
Flachdecken werden entweder vollständig in Ortbetonbauweise hergestellt, oder mit Halbfertigteilen, die auf der Baustelle durch eine statisch mitwirkende Ortbetonbetonschicht ergänzt werden. Kennzeichnend für Flachdecken ist eine direkte und punktförmige Auflagerung auf Einzelstützen (Bild 1-1a)



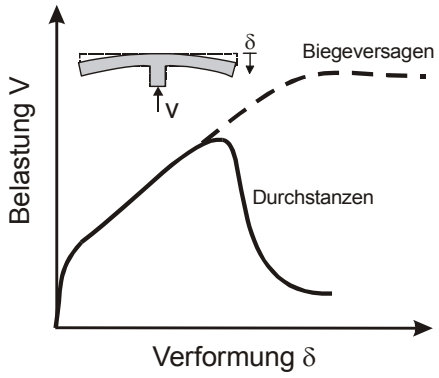
a) Flachdecke b) Unterzugsdecke

Bild 1-1 Zwei häufige Deckentypen im Hoch- und Industriebau
(a) Flachdecke, (b) Unterzugdecke

Im Bereich der Decken-Stützenverbindungen entstehen bei Flachdecken hohe Momenten- und Querkraftbeanspruchungen, die sowohl ein Biegeversagen als auch ein lokales Querkraftversagen verursachen können. Das lokale Querkraftversagen wird in der Literatur als Durchstanzen bezeichnet (Bild 1-2a). Der Bruch tritt in der Regel spröde ohne eine ausgeprägte Vorankündigung ein (Bild 1-2b). Dem lokalen Durchstanzen folgt ohne Notfallbewehrung (über den Stützen verlaufende, durchgehende Feldbewehrung) ein progressiver Kollaps der gesamten Konstruktion (Bilder 1-2 (c) und (d)).

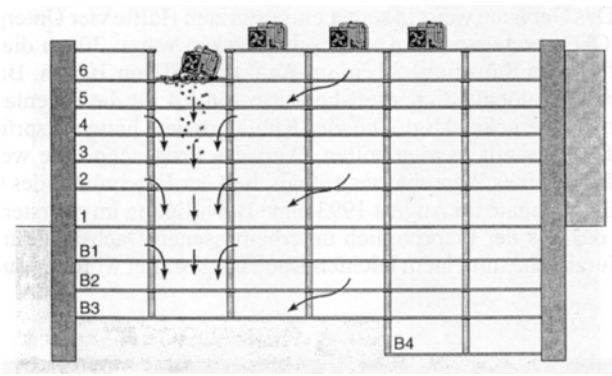


(a) prinzipielles Versagensbild

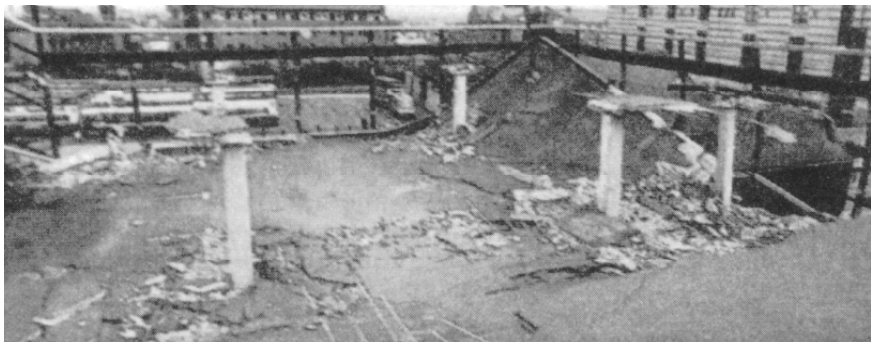


(b) Last-Verformungsverhalten





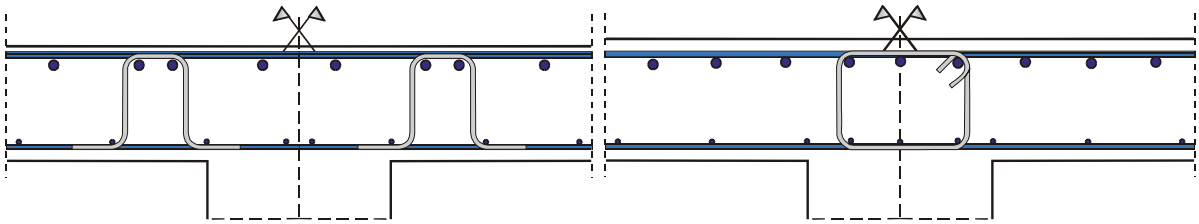
(c) Einsturz des Sampoong Department Store in Korea (1995) infolge Durchstanzen im Bereich des Dachgeschosses und progressiven Kollaps des Gebäudes [139]



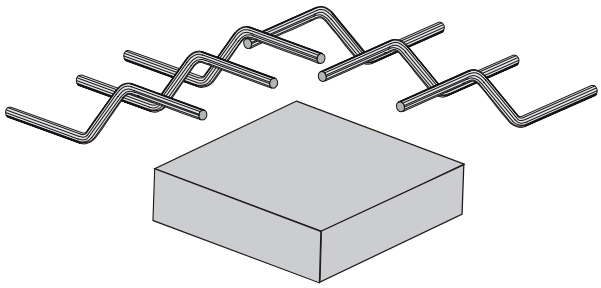
(d) Einsturz des Parkhauses Pipers Row in England (1997) [139]

Bild 1-2 Versagensbilder und grundsätzliches Last-Verformungsverhalten beim Durchstanzen im Bereich von Innenstützen

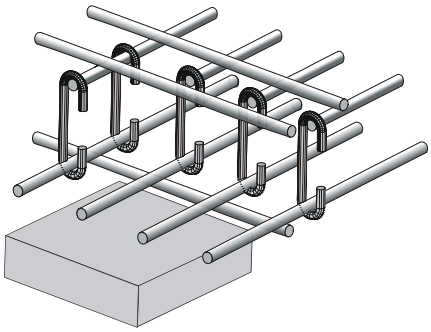
Bild 1-3 Auswahl von Bewehrungselementen und Einbauteilen zur Verstärkung der Querkrafttragfähigkeit im Durchstanzbereich



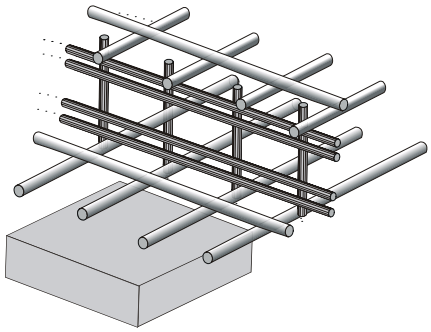
(a) Bügel



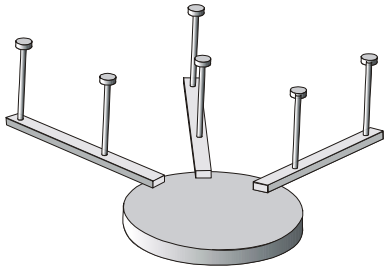
(b) Schrägstäbe



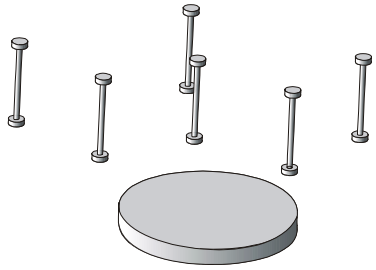
(c) Haken



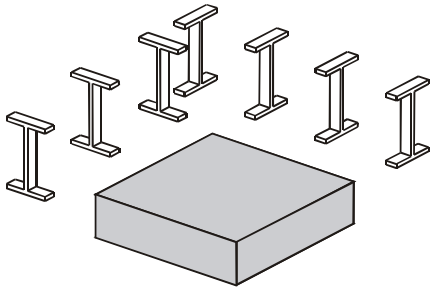
(d) Schubzulagen



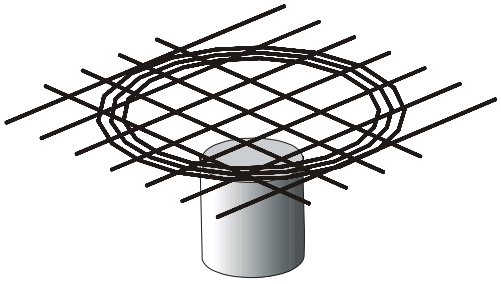
(e) Dübelleisten [20]



(f) Doppelkopfanker [z.B. 21]

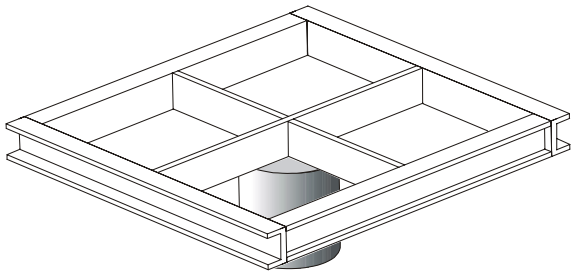


(g) I-Trägerscheiben [44, 75, 108,155]

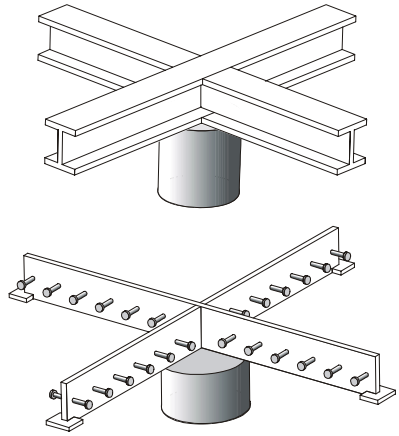


(h) zusätzliche Ringbewehrung [246]

Fortsetzung Bild 1-3



(i) Geilinger-Stahlpilz [24]



(j) Stahl- und Verbundträgerkreuze [29, 72, 126, 199]

Wirtschaftliche Deckendicken ergeben sich für Flachdecken, wenn nicht der lokale Nachweis gegen Durchstanzen maßgebend wird, sondern die Biegebemessung oder die Durchbiegungsbeschränkung des Deckensystems. In der Praxis wird die Deckendicke bei weitgespannten oder hochbelasteten Flachdecken jedoch häufig durch den Nachweis gegen Durchstanzen bestimmt, da die Durchstanztragfähigkeit durch zusätzliche Längsbewehrung, eine höhere Betonfestigkeit, oder Anordnung einer Vorspannung nur begrenzt gesteigert werden kann. Stahlbeton-Stützenkopfverbreiterungen sind aufwendig in der Herstellung und erschweren den technischen Ausbau. Größere Stützenquerschnitte sind meist aus architektonischen Gründen unerwünscht.

Im Hochbau können bei einer Stahlbeton-Skelettbauweise bis zu 80 % der Rohbaukosten direkt oder indirekt den Decken zugeordnet werden [71, 25]. Zur Optimierung der Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise sind in der Regel die Deckendicken zu minimieren, weshalb zur Aufnahme der Querkraftbeanspruchung im Durchstanzbereich sowohl einfache Querkraft-Bewehrungsformen wie Bügel oder andere Formen aus Betonstahl (Bilder 1-3(a) bis (f)) als auch aufwendigere Stahlkonstruktion wie der z.B. der Geilinger-Stahlpilz (Bild 1-3(i)) eingesetzt werden. Die hier vorgestellten Querkraft- oder Schubbewehrungsformen aus Betonstahl werden nachfolgend unter dem Begriff Durchstanzbewehrung zusammengefasst. Obwohl bereits eine große Anzahl von Bewehrungsformen für unterschiedlich hohe Querkraftbeanspruchungen entwickelt und erprobt wurden, zeigt die Praxis [25], dass der Kostendruck in der Bauindustrie sowohl eine steige Weiterentwicklung der bestehenden Systeme als auch neue Lösungen erfordert. In Kapitel 5 werden die derzeit aktuellen Entwicklungen im Bereich der Durchstanzbewehrung kurz vorgestellt und erläutert.

1.2 Problemstellung

Die vorliegende Arbeit betrachtet nahezu ausschließlich das Durchstanzen im Bereich von Innenstützen unter axialsymmetrischer Belastung. Hierbei werden folgende Fälle unterschieden:

- Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung (Grundfall des Durchstanzens nach *NÖLTING* [190])
- Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung

Zum Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung liegen eine Vielzahl von Arbeiten vor, die das Tragverhalten experimentell, empirisch, numerisch oder theoretisch beschreiben. *STIGLAT* [234] äußerte schon 1979:“ Die Literatur zu diesem Problem des Durchstanzens ist sehr ausgedehnt, praktisch unüberschaubar geworden.“ Allgemein anerkannt ist in der Literatur, dass die wesentlichen Einflussparameter des Durchstanzens ohne Querkraftbewehrung die Betonfestigkeit f_c, der Längsbewehrungsgrad ρ_l, die statische Nutzhöhe d und die Stützengeometrie (Durchmesser l_c und Form) sind. Der Einfluss dieser Parameter ist prinzipiell verstanden und durch mechanische und empirische Modelle belegt. Zu nennen sind die mechanischen Modelle von *KINNUNEN / NYLANDER* [145], *BROMS* [65], *GEORGOPOULOS* [104] oder *ANDRÄ* [47]. Empirische Modelle wurden beispielsweise von *NÖLTING* [190] oder *HERZOG* [134] abgeleitet. Modelle auf Basis der Plastizitätstheorie entwickelten z.B. *BRAESTRUP* [61], *BORTOLOTTI* [49] oder *MUTTONI* [187]. Numerische Untersuchungen sind weniger häufig, allerdings liegen umfangreiche Arbeiten von *MENETREY* [173], *HALLGREN* [122], *OZBOLT/ MAYER/ VOCKE/ ELIGEHAUSEN* [194] oder *POLAK* [201] vor.

Im Vergleich zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung liegen zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung weniger Arbeiten vor. Die Arbeiten von *CHANA* [67], *REGAN* und *BRAESTRUP* [214] oder *BRÄNDLI* [63] zeigen, dass beim Durchstanzen mit Querkraft- bzw. Durchstanzbewehrung grundsätzlich drei Versagensarten zu unterscheiden sind (Bild1-4):

(a) Betonversagen im Bereich des Stützenanschnittes

(b) Versagen im Bereich der Querkraft- bzw. Durchstanzbewehrung

(c) Versagen außerhalb der Querkraft- bzw. Durchstanzbewehrung

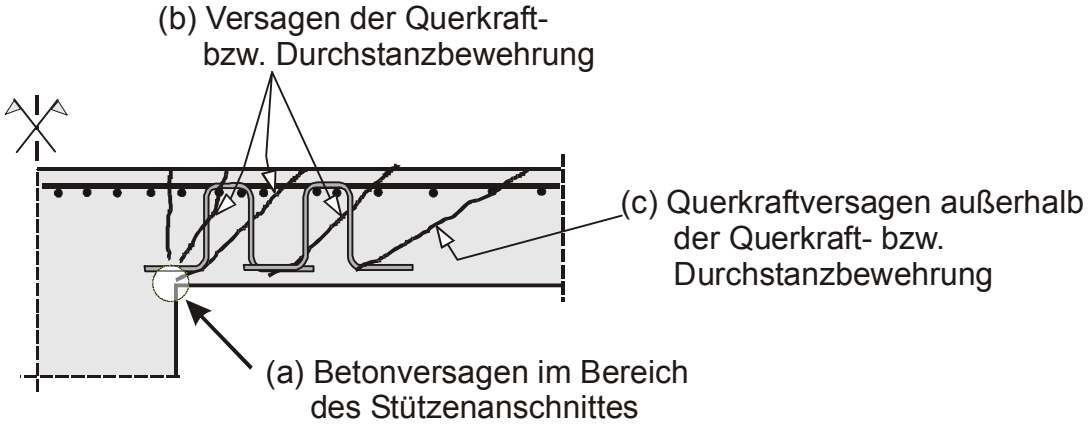


Bild1-4 Mögliche Versagensarten beim Durchstanzen mit Querkraft- bzw. Durchstanzbewehrung

NÖLTING und *KORDINA* [147] wiesen schon 1986 darauf hin, dass insbesondere das Tragverhalten der Querkraftbewehrungsformen im Durchstanzbereich von Flachdecken nur unvollständig verstanden ist. *DILGER* [76] und *ANDRÄ* [48] bezeichneten z.B. das Tragverhalten einer Bügelbewehrung auf Grundlage von Versuchsergebnissen als nicht effektiv, da die Bügel bei schlanken Flachdecken nicht bis zur Streckgrenze beansprucht werden konnten. In Tabelle 1-1 ist die Bandbreite der Ausnutzungsgrade einer Bügel- oder Schrägstagbewehrung für einen Betonstahl BSt 500 S aus der Literatur zusammengestellt. Die angegebenen Ausnutzungsgrade κ_s zwischen 22 % und 100 % verdeutlichen, dass derart große Unterschiede nicht allein mit üblichen Modellunsicherheiten zu erklären sind. Daher ist zu prüfen, welche Modellunterschiede vorliegen und inwieweit unterschiedliche Versuchsrandbedingungen die Ergebnisse beeinflussten.

Tabelle 1-1 Zusammenstellung der anrechenbaren Material-Ausnutzungsgrade κ_s einer Bügel- und Schrägstabbewehrung aus der Literatur

Autor / Vorschrift	Jahr	Ausnutzungsgrad: $\kappa_s = \sigma_{s,Bügel} / f_y = \sigma_{s,Bügel} / 500$	
		Bügel	Schrägstäbe
DIN 1045 (88) [7]	1988	1,0	1,0
Eurocode 2, Teil 1 [8]	1994	1,0	1,0
ACI-318 (95) [5]	1995	0,82	0,82
British Standard [6]	1997	0,92	0,92
Herzog [134]	1974	0,35	0,42
Georgopoulos [104]	1987	0,22	0,35
Kordina [149]	1994	0,5 bis 0,32	0,5 bis 0,32
Siao [231]	1994	1,0	1,0

In einer neueren Zulassungsgeneration für Dübelleisten [20] und Dopppelkopfanker [21, 23] wird zur Bestimmung des Bereiches mit Querkraftbewehrung zwischen der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung einer liniengelagerten Platte und dem höheren Durchstanzwiderstand punktförmig gestützter Platten unterschieden. Der Übergangsbereiches zwischen diesen Bauteilwiderständen wurde empirisch auf Grundlage von Versuchen festgelegt und ist theoretisch nur unvollständig geklärt [88]. Eine ähnliche Unterscheidung der Querkrafttragfähigkeit wird in der deutschen Richtlinie zur Anwendung des Eurocode 2 [9] vorgenommen, wobei allerdings die Bemessung des Übergangsbereiches offen bleibt.

Zudem ist die obere Beanspruchungsgrenze je nach nationaler Norm unterschiedlich hoch festgelegt sowie in Abhängigkeit verschiedener Parameter definiert. Nach Eurocode 2 und DIN 1045(88) wird neben der Schubfestigkeit auch die Druckzonenhöhe über die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes empirisch berücksichtigt. Im Gegensatz hierzu, beschreiben neuere Normen wie z.B. ACI 318-95 oder Model Code 90 ausschließlich eine Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit.

Die Regelungen zur konstruktiven Durchbildung, Anordnung und Abstufung der Querkraftbewehrung zeigen ebenfalls kein einheitliches Bild.

- Nach ACI 318-95 [5] werden z.B. Bügel ausschließlich in den Stützstreifen der Flachdecke angeordnet und müssen alle Längsbewehrungslagen vollständig umgreifen (Ausbildung eines deckengleichen Unterzuges). In Europa [6, 8] werden hingegen die Bügel gleichmäßig um die Stütze verteilt und umfassen jeweils nur eine Bewehrungslage der Zug- und Druckbewehrung.

- Die Abstufung der Bügel erfolgt nach Eurocode 2 [8] konstruktiv, da die Bügel lediglich in einem Bereich von 1,5 *d* um die Stütze anzuordnen sind. Nach DIN 1045(88) [7] beträgt der Radius des schubbewehrten Bereiches nur 1,2 *d*. Nach SIA 162 [12] sind die Bügel nach einem 45°-Fachwerkmodell ohne Betontraganteil zu bemessen und abzustufen. Nach BS 8110-97 [6] und der niederländischen Norm NEN 6720 [16] ist eine Abstufung der Querkraftbewehrung entsprechend dem Querkraftverlauf zulässig, wobei jeweils ein Betontraganteil berücksichtigt wird. Nach den deutschen bauaufsichtlichen Zulassungen für Dübelleisten [19] und Doppelkopfanker [z.B. 18] ist die Durchstanzbewehrung im direkten Lasteinleitungsbereich der Stütze (Radius = *d,* ausgehend vom Stützenanschnitt) als Aufhängebewehrung zu bemessen. Eine Abstufung der Querkraftbewehrung außerhalb des direkten Lasteinleitungsbereich erfolgt in einer Stufe durch Vergrößerung des radialen Ankerabstandes (Übergang vom Bereich c auf d, vgl. Bild 2.24).

1.3 Ziele und Inhalte der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist die wirklichkeitsnahe Erfassung des Tragverhaltens im Durchstanzbereich von Innenstützen schub- bzw. durchstanzbewehrter Flachdecken.

Aufgrund der großen Bandbreite von theoretischen und experimentellen Ergebnissen sowie sehr unterschiedlicher Bemessungsregeln in den nationalen Regelwerken, wird in Kapitel 2 das theoretische Wissen zum Durchstanzen mit Schub- bzw. Durchstanzbewehrung kritisch bewertet, indem mechanische Modelle, numerische Untersuchungen und Bemessungs- sowie Konstruktionsvorschriften verglichen werden. Zudem werden die experimentellen Daten aus der Literatur in einer eigenen Datenbank zusammengestellt, um Parameterstudien und Vergleiche mit den wichtigsten Bemessungsansätzen durchzuführen. In Kapitel 3 wird hieraus der konkrete Forschungsbedarf in Form eines Fragenkatalogs abgeleitet.

Die Komplexität des Durchstanzen sowie die begrenzte Verfügbarkeit finanzieller Mittel für Experimente und Rechnerkapazitäten, erfordern meist Betrachtungen an Deckenausschnitten. Daher wird in Kapitel 4 einzelnen Fragestellungen zum Systemtragverhalten von durchstanzgefährdeten Flachdecken nachgegangen. Die eigenen numerischen Studien dieses Abschnittes dienen zur Abschätzung von Systemeinflüssen.

In Kapitel 5 wird die Verankerungsqualität unterschiedlicher Endverankerungen aus Betonstahl untersucht. Diese Untersuchungen bilden die Grundlage für den Entwurf einer wirtschaftlich optimierten Durchstanz-Bügelbewehrung aus Listenmatten. Anschließend werden in Kapitel 6 die eigenen schubbewehrten Durchstanzversuche mit Doppelkopfankern und der selbstentwickelten Durchstanz-Bügelbewehrung vorgestellt. Eine Gegenüberstellung mit den Versuchsergebnissen aus der Literatur erfolgt in Kapitel 9.

Kapitel 7 beschreibt eigene experimentelle und numerische Studien zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung. In Kapitel 8 wird das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung in gleicher Weise untersucht. Aus diesen Untersuchungen wird in Kapitel 9 der eigene halbempirische Bemessungsansatz abgeleitet. Abschließend werden in Kapitel 10 die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst.

2 Überblick zum Stand der Kenntnisse

2.1 Schnittgrößen nach Plattentheorie

Eine analytische Lösung zur Biegebeanspruchung von Flachdecken im Bereich von Innenstützen unter Gleichlastbeanspruchung wurde erstmals von *GRASSHOF* 1878 auf Grundlage der linearelastischen Plattentheorie erarbeitet. *LEWE* [159 bis 162] entwickelte 1920 weitere Lösungen unter Anwendung der Reihenentwicklung nach Fourier. Eine detaillierte Zusammenstellung analytischer Lösungsansätze kann *FRANZ* und *SCHÄFER* [97] entnommen werden.

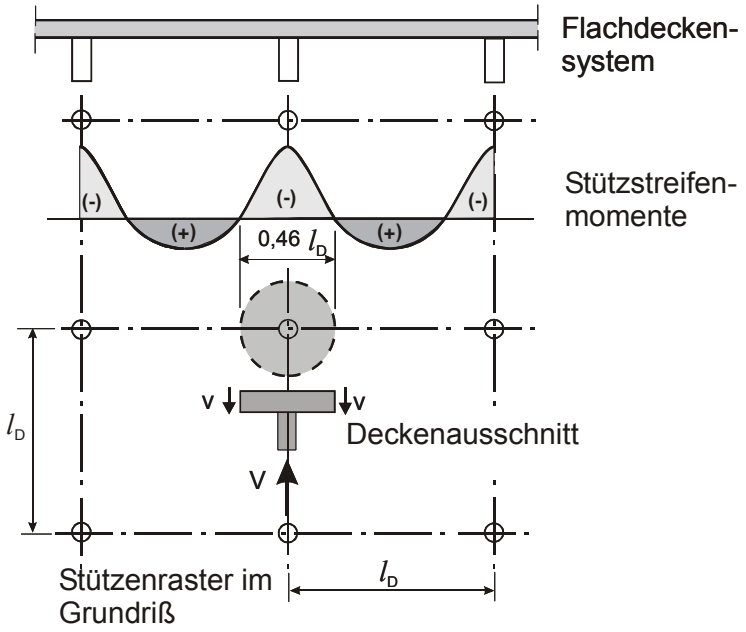


Bild 2-1 Definition des Ersatz-Deckenausschnittes

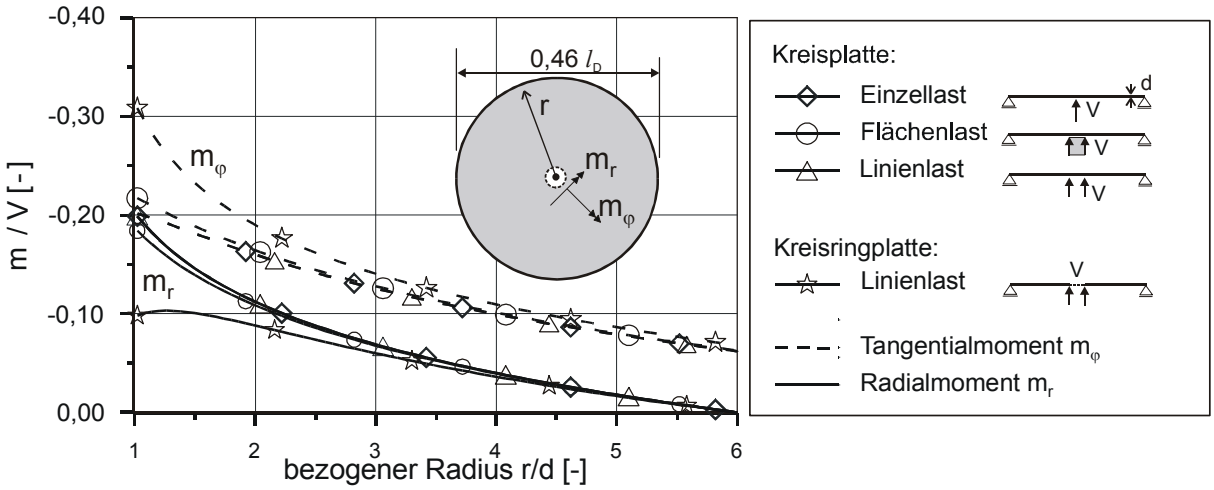


Bild 2-2 Momenten-Stützenkraft-Verhältnisse nach Elastizitätstheorie im Durchstanzbereich

Die Schnittgrößenverteilungen punktförmig gestützter Flachdecken weisen nach der linearelastischen Plattentheorie folgende Besonderheiten auf:

(a) Der Schnittkraftverlauf ist im Unterstützungspunkt (r = 0) theoretisch singulär, d.h. es ergeben sich unendlich große Platten-Biegemomente *m* und Querkräfte v über punktförmigen Stützen (Bild 2-3), was zu einer sehr ungünstigen und komplexen Bauteilbeanspruchung führt.

(b) Die Tangentialmomente m_φ weisen im Stützbereich stets höhere Werte auf als die Radialmomente m_r (Bild 2-2).

Im Stützbereich eines Flachdecken-Innenfeldes kann der Schnittkraftverlauf (Querkräfte und Momente) unter Gleichlast in guter Näherung mit einem kreisförmigen Deckenausschnitt erfasst werden (Bild 2-1). Hierbei ist der Ausschnittdurchmesser durch die Momentennullpunkte Radialmomente m_r (Bild 2-2) festgelegt. Zudem ist die einwirkende Gleichlast durch eine linienförmige Randlast zu ersetzen. Dieses Ersatzsystem verdeutlicht, dass die Querkräfte im Bereich von punktförmigen Unterstützungen auf dem kürzesten Weg in Richtung der Stützen abgetragen werden, da aus Gleichgewichtsgründen keine Querkräfte in tangentialer Richtung auftreten können. Die Momentenbeanspruchung bei feldweise angreifenden Verkehrslasten kann mit Ersatzrahmen (z.B. DAfSTb Heft 240 [118]) ausreichend genau erfasst werden (vgl. Bild 4-3). Die Querkraftbeanspruchung wird mit dieser Ersatzrahmenmethode jedoch nur unzureichend erfasst (Bild 2-3).

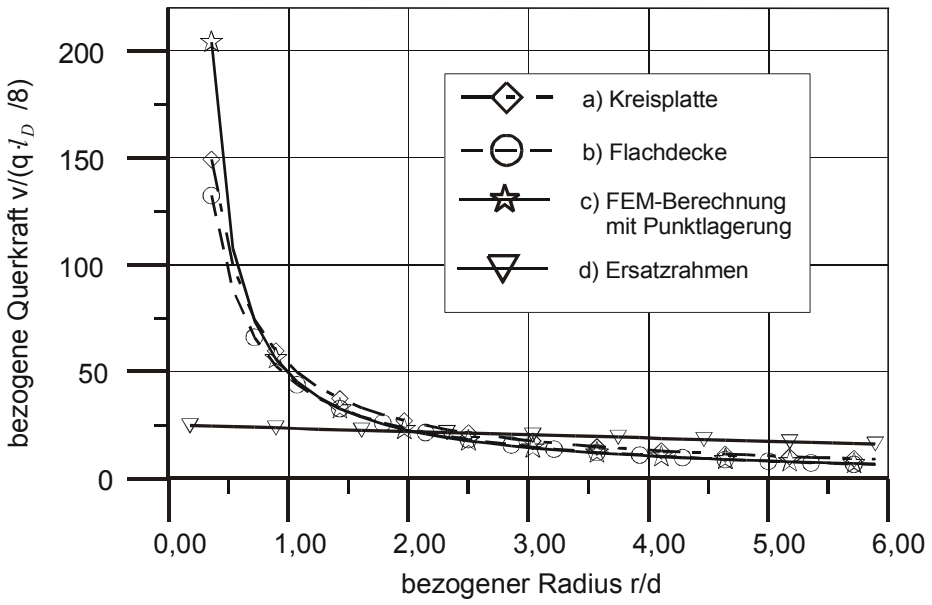


Bild 2-3 Verlauf der bezogen Plattenquerkraft eines Flachdeckenausschnittes nach Elastizitätstheorie in Abhängigkeit des bezogenen Radius *r/d*

2.2 Versuche aus der Literatur zum Durchstanzen bei Innenstützen

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung oder Verbesserung einer praxisgerechten Durchstanzbemessung von Platten mit Durchstanzbewehrung. Zum theoretischen Verständnis sowie als Grundlage für analytische, numerische und empirische Beschreibungen der komplexen Durchstanzbeanspruchung sind derzeit Bauteilversuche unverzichtbar. *NÖLTING* [190] erarbeitete 1984 eine Versuchs- und Literaturzusammenstellung zum Durchstanzen im Bereich von Innen-, Rand- und Eckstützen, welche Ausgangspunkt für die eigenen Recherchen war. Innerhalb der eigenen Untersuchungen wurden für alle verfügbaren Versuche im Bereich von Innenstützen die Versuchs-Kenngrößen nach *NÖLTING* [190] überprüft, aktuelle Versuche ergänzt, detailliertere Angaben zur Bewehrungsführung sowie zu den Betoneigenschaften neu aufgenommen, und ergänzende Angaben zur Verankerung der Durchstanzbewehrung sowie zum Versagensort in einer eigenen Versuchs-Datenbank zusammengestellt. Diese aufwendige Aktualisierung und Überarbeitung der Datenbasis nach *NÖLTING* [190] war notwendig, da neuere Durchstanzmodelle und insbesondere numerischen Methoden detailliertere Baustoffangaben (Festigkeit, Bruchenergie, Zuschlaggröße) und eine möglichst genaue Beschreibung der Bewehrungsführung als Rechenvoraussetzung erwarten.

Wegen des Maßstabseffektes der Plattendicke [51, 193] sowie des Einflusses der Zuschlaggröße auf die Beton-Bruchenergie [54] wurde die Gesamtanzahl der gesichteten Versuche auf die Versuche mit praxisgerechten Deckendicken, Betonrezepturen und Bewehrungsmengen begrenzt. Praxisgerechte Durchstanzversuche liegen nach Auffassung des Autors dann vor, wenn die Versuchskörper folgende notwendige Kriterien erfüllen:

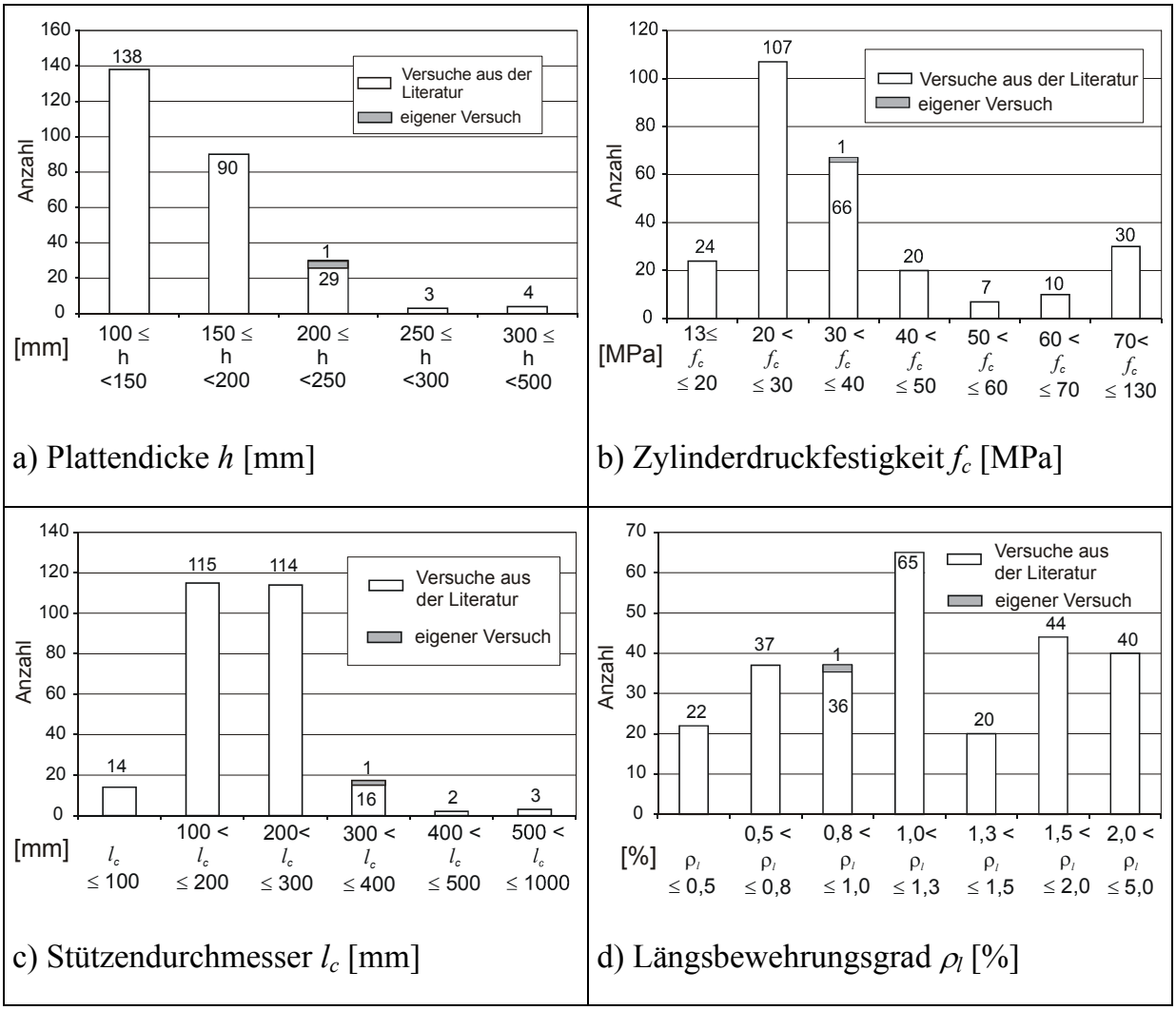
Plattendicke:	$h \geq 100$ mm
Zuschlag Größtkorndurchmesser:	$d_g \geq 8$ mm
Betonstahl:	gerippt oder profiliert
Beton-Zylinderdruckfestigkeit:	$f_c \geq 13$ MPa

Die eigene Versuchsdatenbank wurde in Zusammenarbeit und intensiver Diskussion mit der *fib* Arbeitsgruppe 4.3 „*Utilization of concrete tension in structural concrete design*“ erarbeitet und innerhalb der Arbeitsgruppe des Ausschusses Bemessung und Konstruktion (DAfStb) im Forschungsvorhaben „*Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1*“ [128] überprüft.

Die einzelnen Versuchskennwerte und Definitionen der Datenbankparameter sowie die verwendeten Umrechnungsfaktoren der Materialfestigkeiten und geometrischen Größen sind im Anhang A zusammengestellt.

2.2.1 Überblick zur experimentellen Datenbasis

Der nachfolgende Überblick zu den Versuchen aus der Literatur enthält der Vollständigkeit halber auch die eigenen Durchstanzversuche.



a) Plattendicke h [mm]

b) Zylinderdruckfestigkeit f_c [MPa]

c) Stützendurchmesser l_c [mm]

d) Längsbewehrungsgrad ρ_l [%]

Bild 2-4 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung: Häufigkeitsverteilungen für 265 Versuche in Abhängigkeit (a) der Plattendicke, (b) der Betonfestigkeit, (c) des Stützendurchmessers und (d) des geometrischen Längsbewehrungsgrades

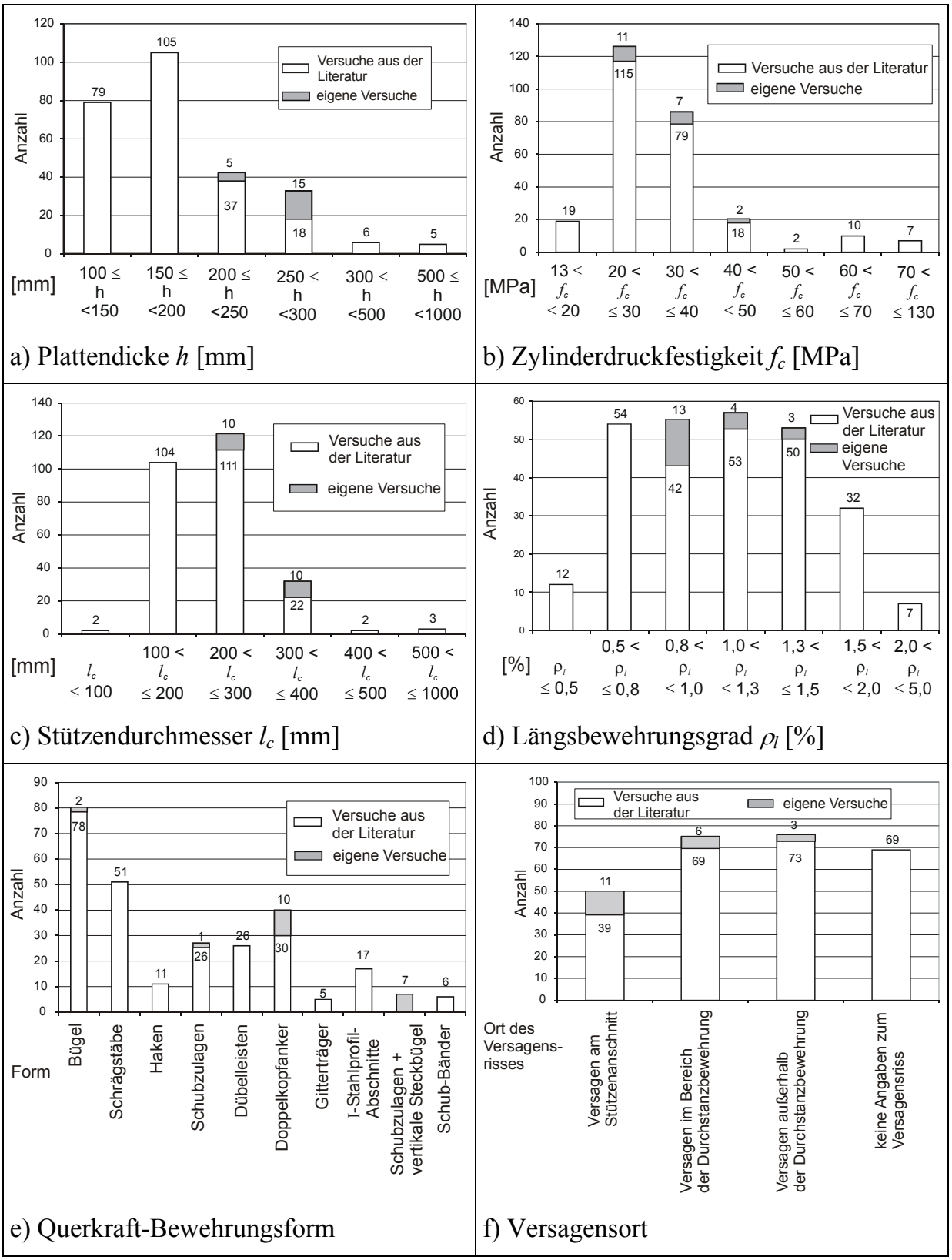


Bild 2-5 Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung: Häufigkeitsverteilungen für 270 Versuche in Abhängigkeit (a) der Plattendicke, (b) der Betonfestigkeit, (c) des Stützendurchmessers, (d) des geometrischen Längsbewehrungsgrades, (e) der Querkraft-Bewehrungsform sowie (f) dem Versagensort

Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

Zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen wurden 42 Versuchsserien mit insgesamt 303 Einzelversuchen gesichtet. Hiervon erfüllten 265 Versuche die o.g. Kriterien für praxisgerechte Versuchskörper. Die Häufigkeitsverteilungen der Versuchsparameter Plattendicke, Betonfestigkeit, Stützendurchmesser und des geometrischen Längsbewehrungsgrades ergaben, dass 86 % der Versuche mit einer Plattendicke kleiner als 200 mm sowie 92 % mit einem Stützendurchmesser kleiner als 300 mm geprüft wurden (Bild 2-4). Dies verdeutlicht, dass im Vergleich zu baupraktischen Abmessungen im Versuch meist kleinere Bauteilabmessungen untersucht wurden. Der eigene Durchstanzversuch ohne Durchstanzbewehrung wies daher eine Stützen-Seitenlänge von l_c = 400 mm und eine Plattendicke von h = 230 mm auf.

Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung

Für den Fall des Durchstanzens mit Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen wurden 55 Versuchsserien mit insgesamt 272 Versuchen gesichtet. Hiervon erfüllten 270 Versuche die o.g. Kriterien für praxisnahe Versuchskörper. Die Häufigkeitsverteilungen in Abhängigkeit der Plattendicke, der Betondruckfestigkeit, des Stützendurchmessers sowie des Längsbewehrungsgrades (Bild 2-5a bis d) zeigen eine ähnliche Charakteristik wie die Versuche ohne Durchstanzbewehrung (Bild 2-4a bis d), so dass empirische Vergleiche der Datensätze zulässig sind. Bild 2-5(e) zeigt zudem die Bandbreite der in der Literatur untersuchten Durchstanz-Bewehrungsformen.

In der eigenen Versuchsreihe wurden erstmals zwei Versuche mit einer Durchstanzbewehrung bestehend aus einer zweiteiligen Bügelbewehrung in Form eines vertikale Übergreifungsstoßes (vgl. Bild 5-9, Form III) sowie sechs Versuche mit Schubzulagen und vertikalen Steckbügeln als Durchstanzbewehrung geprüft. Zudem wurden drei Vergleichsversuche mit Bewehrungsformen nach DIN 1045(88) durchgeführt - zwei mit einer üblichen Bügelbewehrung und ein Versuch mit einer Schubzulage. In einem zweiten Versuchsprogramm wurde zudem der Einfluss des radialen Ankerabstandes von Doppelkopfankern auf die Durchstanztragfähigkeit untersucht (10 Versuche). Den experimentellen Abschluss bildete ein Versuch mit einem Geilinger-Stahlpilz zum Einfluss der Stützensteifigkeit auf den Durchstanzwiderstand.

Aus der Häufigkeitsverteilung der Versagensorte (Bild 2-5f) ist zu erkennen, dass im Mittel bei jedem vierten Versuch keine Angabe zum Versagensort nach Bild 1-4 der jeweiligen Literaturstelle entnommen werden konnte. Zudem ergab die eigene Literaturrecherche in folgenden Punkten weitere Unschärfen der Versuchsdokumentationen:

(1) Die Betonfestigkeit wurde teilweise ohne die Angabe der Prüfform und der Prüfkörperabmessungen dokumentiert, sodass zur Umrechnung der Festigkeitswerte in diesen Fällen die national gebräuchlichen Prüfkörperabmessungen vorausgesetzt wurden (z.B. Deutschland: Würfel mit einer Kantenlänge von 200 mm; England: Würfel mit 150 mm Kantenlänge).

(2) Für die Betonstahlbewehrung wurde die Festigkeit sowie der Elastizitätsmodul oft nicht geprüft, so dass diese Kennwerte auf Basis der Materialbezeichnung eingesetzt wurden.

(3) Die Auflagerbedingungen des Versuchskörpers waren teilweise nicht eindeutig beschrieben, was eine Identifikation der Biegebrüche nach der Bruchlinientheorie sowie eine Beurteilung der Verteilung der Querkräfte im Versuch erschwerte.

(4) Die Verteilung der Durchstanzbewehrung um die Stütze war teilweise nur skizzenhaft und ohne Photos dokumentiert, so dass für diese Angaben in der eigen Datenbank Abweichungen zwischen Versuchsplanung und Ausführung nicht ausgeschlossen werden können.

(5) Die Verankerungselemente der Durchstanzbewehrung wurden meist benannt (z.B. angeschweißter Querstab), allerdings waren oft die Abmessungen, oder bei Abbiegungen die verwendeten Biegerollendurchmesser nicht angegeben.

2.2.2 Zusammenstellung einer repräsentativen Datenbasis

In den nachfolgenden Abschnitten 2.3, 2.5 und 2.6 wird die Qualität einzelner Durchstanzmodelle anhand der Übereinstimmung der rechnerischen Bruchlasten mit den Versuchsbruchlasten beurteilt. Diese Verfahrensweise erfordert eine Zusammenstellung vergleichbarer Versuche (repräsentative Datensätze), da nicht jeder Bemessungsansatz alle Einflussparameter erfasst (z.B. auflagernahe Lasteinleitungen). Hierzu wurden alle Versuche der Datenbank nach folgenden Kriterien bewertet und gruppiert:

(a) Zum Ausschluss von Biegebrüchen wurden alle Versuchsbruchlasten nach der Bruchlinientheorie (Bemessungsgleichungen siehe Anhang A) rechnerisch überprüft. Hierbei wurden alle Versuche mit einem Verhältiswert $V_{Test} / V_{u,flex} < 1$ als ein Durchstanzversagen bewertet, Werte $1 \geq V_{Test} / V_{u,flex} \leq 1{,}15$ als ein halbduktiles Durchstanzen (Biege-Schubbruch) und Versuche mit $V_{Test} / V_{u,flex} > 1{,}15$ als ein Biegeversagen klassifiziert (Tabelle 2-1). Rechnerisch klassifizierte Biegebrüche wurden von den weiteren Auswertungen ausgeschlossen. Die Notwendigkeit der Berücksichtigung von Versuchen mit einer geringen rechnerischen Überschreitung der theoretischen Bruchlinienlast ($1 \geq V_{Test} / V_{u,flex} \leq 1{,}15$) ergab sich aus den Überlegungen, dass einerseits der zweiaxiale Spannungszustand der Betondruckzone bei der Bestimmung des plastischen Querschnittsmomentes vernachlässigt wurde. Andererseits waren Versuche im Grenzbereich zwischen Biegeversagen und Durchstanzen zu erfassen, um Biege-Schubbrüche mit lokalen plastischen Verformungen nicht generell auszuschließen.

(b) Die tabellarische Zusammenstellung der Versuchsparameter im Anhang A zeigt, dass Durchstanzversuche mit Schubschlankheiten a/d zwischen 0,67 und 13,6 ausgeführt wurden. In einer Vielzahl von Durchstanzmodellen wird jedoch die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Schubschlankheit (vgl. *LOVROVICH* und *MCLEAN* [163]) in Analogie zum „Schubtal“ nach *KANI* nicht berücksichtigt, so dass auflagernahe Laststellungen mit $a/d \leq 3$ gesondert zu betrachten waren (Bild 2-6). Zur Abschätzung des Einflusses der Schubschlankheit wurde das halbempirische Durchstanzmodell nach Model Code 90 [13] gewählt, da diese Bemessungsgleichungen im Abschnitt 2.5 eine nahezu trendfreie Übereinstimmung mit den Versuchsparametern zeigten.

(c) Zur Sicherstellung einer statisch wirksamen Durchstanzbewehrungsmenge wurden nur Versuche berücksichtigt, deren vorhandene Durchstanzbewehrung oberhalb der Mindestbewehrung nach Model Code 90 [13] lag.

Tabelle 2-1 Anzahl der Versuche in den eigenen Datenbanken

Kriterien	Daten satz-arithmetik	Anzahl der Datensätze	
		ohne Durchstanz-bewehrung	mit Durchstanz-bewehrung
Versuche mit praxisnahen Versuchskörperabmessungen:		265	270
Biegeversagen	-	17	32
Schubschlankheit < 3	-	10	10
Unterschreitung der Mindest-Durchstanzbewehrung nach Model Code 90	-	-	0
halb-duktiles Durchstanzen	+	22	21
sprödes Durchstanzen	+	216	207
Repräsentative Datenbasis		238	228

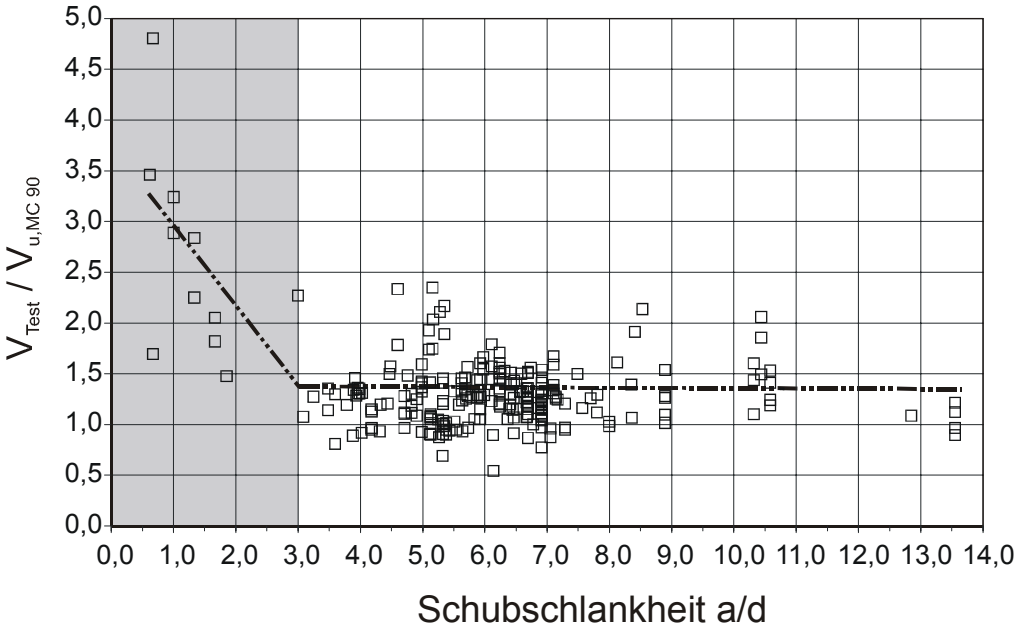


Bild 2-6 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung: Bezogene Durchstanzlasten in Abhängigkeit der Schubschlankheit für 248 Versuche (265 abzüglich17 Versuche mit einem Biegeversagen)

2.3 Durchstanzmodelle aus der Literatur

2.3.1 Allgemeines

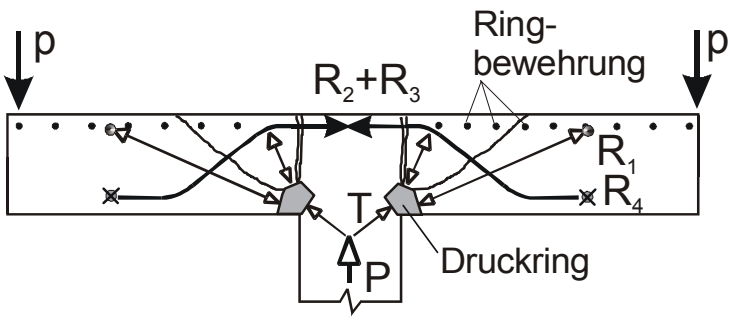
Die in der Literatur beschriebenen mechanischen Modelle zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung lassen sich in folgende Kategorien einteilen:

(a) Modelle auf Grundlage von Plattensegmenten
(b) Modelle auf Grundlage der Plastizitätstheorie
(c) Fachwerkmodelle
(d) Modelle auf Grundlage der Bruchmechanik
(e) Durchstanzen als Folge eines lokalen Verbundversagens
(f) Numerische Modelle
(g) Empirische Modelle

Entsprechend dieser Einteilung werden nachfolgend neuere Modelle sowie aktuelle Berechnungsansätze etablierter Modellvorstellungen vorgestellt. Die Auswahl hat zum Ziel die Bandbreite der möglichen Tragmechanismen vorzustellen. Aufgrund der Vielzahl von empirischen Berechnungsansätzen in der Literatur werden im Abschnitt 2.5 ausschließlich Bemessungsverfahren nationaler Normen und Regelwerke vorgestellt und verglichen.

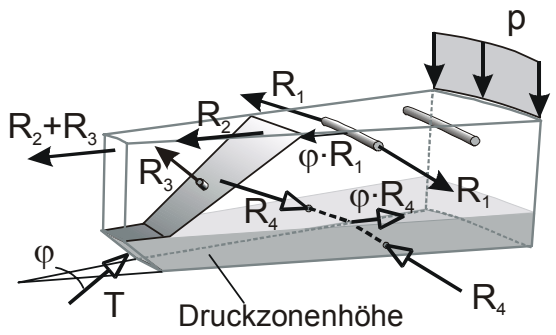
2.3.2 Modelle auf Grundlage von starren Plattensegmenten (a)

Grundlage vieler Betrachtungen in der Literatur ist das 1960 entwickelte Durchstanzmodell von *KINNUNEN* und *NYLANDER* [145] (Bild 2-7, Tabelle 2-2). Dieses Modell geht von ebenbleibenden Plattensegmenten mit einer ringförmigen Biegebewehrung unter axialsymmetrischer Beanspruchung aus. Das Berechnungsverfahren bestimmt iterativ in Abhängigkeit der Verdrehung des Plattensegmentes das Gleichgewicht der horizontalen Kräfte (in radialer und tangentialer Richtung). Abschließend wird der Verformungszustand mit dem Gleichgewichtszustand der vertikalen Kräfte überprüft. Als Versagenskriterium wurde eine empirisch gewonnene tangentiale Grenzstauchung (ε_{ct} = 1,9 ‰) der Betondruckzone im Bereich des Stützenanschnittes festgelegt. Der Einfluss orthogonaler Bewehrungsführungen wurde empirisch durch eine pauschale Traglaststeigerung von etwa 30% erfasst, welche mit der Dübelwirkung der Längsbewehrung begründet wurde.



a) Plattenquerschnitt mit Schrägstäben als Durchstanzbewehrung

R_1: Ringzugkraft der Biegebewehrung
R_2: Radiale Umlenkkraft der Biegezugbewehrung
R_3: Zugkraft der Schrägstäbe
R_4: Ringdruckkraft in der Betondruckzone
T : Auflagerkraft des Druckringes
P : Auflagerkraft
p : Belastung



b) Plattensegment

Bild 2-7 Plattensegment mit Schnittkräften nach *KINNUNEN* und *NYLANDER* [145]

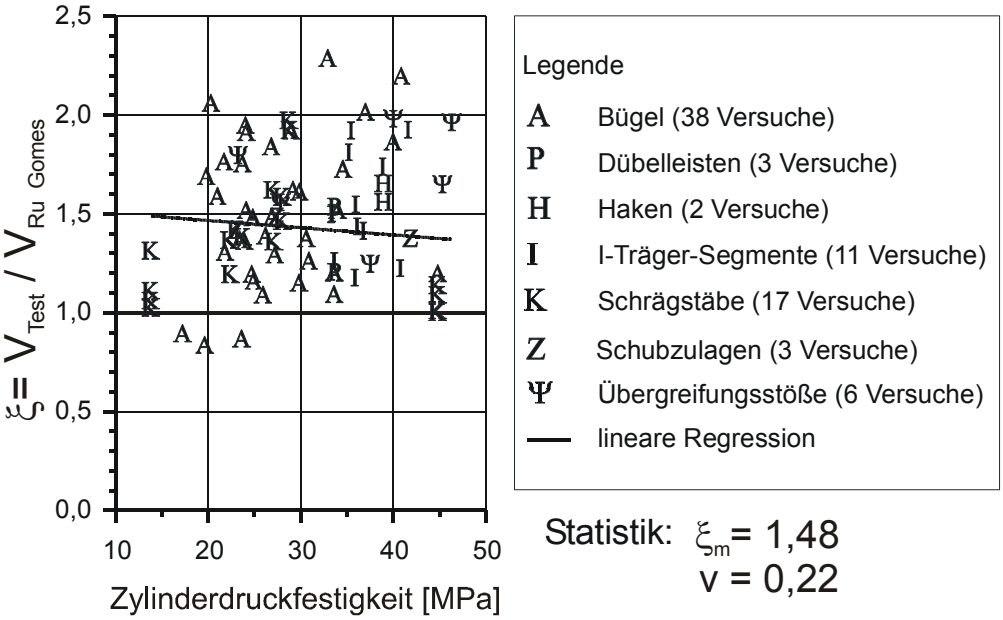


Bild 2-8 Nachrechnung von 80 Durchstanzversuchen mit Durchstanzbewehrung mit einem von *GOMES* [108] modifizierten Berechnungsansatz nach *KINNUNEN* und *NYLANDER* [145]

Allen Modellen, die auf dem Ansatz von *KINNUNEN* und *NYLANDER* [145] aufbauen (Tabelle 2-2), ist gemeinsam, dass die Durchstanzbewehrung als Aufhängebewehrung wirkt. Ein zusätzlicher Betontraganteil wird über eine direkte Druckstrebe zum Stüt-

zenanschnitt erfasst. *GOMES* [108] ergänzte dieses Modell um ein zusätzliches Versagen außerhalb der Querkraftbewehrung. Diese Versagensart tritt nach *GOMES* ein, wenn die Beton-Hauptzugspannung innerhalb eines Betonquerschnittes im Abstand von 1,35 d zur letzten Schubbewehrungsreihe die Spaltzugfestigkeit des Betons erreicht oder überschreitet. Zur Überprüfung dieser Neuentwicklung wurde das Modell nach *GOMES* in ein eigenes Programm implementiert. Hierbei wurde deutlich, dass die kinematische Abhängigkeit zwischen Beton-Druckzonenhöhe und Verdrehung des Plattensegmente in [108] nicht dokumentiert ist, was zu einer Vielzahl von Lösungen des Gleichungssystems führte. Zur Versuchnachrechnung wurde daher das Modell nach *GOMES* [108] mit der kinematischen Bindung zwischen Verformung und Beton-Druckzonenhöhe nach *H.P. ANDRÄ* [47] kombiniert, was bei Nachrechnung der Versuchsserie von *GOMES* [108] mit I-Trägerscheiben zu einer größeren Streubreite der Ergebnisse führte, als in [108] angegeben. Aufgrund des aufwendigen Iterationsverfahrens wurden anschließend 80 Versuche der Datenbank nachgerechnet (Bild 2-8). Hierbei wurde in 25 Fällen ein Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung maßgebend. Insgesamt wurde deutlich, dass obwohl *GOMES* fast ausschließlich I-Träger-Segmente als Durchstanzbewehrung untersuchte, dieses Modell auch für andere Bewehrungsformen auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse (ξ_m = 1,48; v = 0,22; $\xi_{5\,\%}$ = 0,94 ≈ 1,0) liefert.

Tabelle 2-2 Zusammenstellung der Veränderungen des Modells nach *KINNUNEN* und *NYLANDER*

Autor	Änderungen und Erweiterungen gegenüber dem Basismodell nach *KINNUNEN* und *NYLANDER*
ANDERSSON, 1963 [43]	• Modifikation des Ortes und des Betrages der tangentialen Grenzstauchung
NARASIMHAN, 1971 [189]	• Erweiterung auf ausmittige Beanspruchungen • Erweiterung auf Rand- und Eckstützen • zusätzliches Versagen außerhalb der Querkraftbewehrung (empirisch)
SHEHATA, 1990 [228]	• Betonversagen wird mit einer Grenznormalspannung statt einer Grenzdehnung erfasst • Vereinfachung der Berechnungen
GOMES, 1991 [108]	• Erweiterung auf vertikale Bügel • Betonversagen wird mit einer zusätzlichen Grenzschubspannung erfasst • zusätzliches Versagens außerhalb der Durchstanzbewehrung (theoretisch)
HALLGREN, 1996 [122]	• Erweiterung auf hochfesten Beton • Modifikation der Grenzdehnung mit bruchmechanischen Überlegungen • Explizite Erfassung der Dübelwirkung der Längsbewehrung

2.3.3 Modelle auf Grundlage der Plastizitätstheorie (b)

PRALONG [204] beschrieb den Grundfall des Durchstanzens mit dem Modell „Rond-Point“ (Bild 2-9), das die Platte als Sandwichelement (Druckscheibe, ebenes Schubfeld und Zugscheibe) abbildet. Beton und Betonstahl wurden mit üblichen elasto-plastischen Materialgesetzen beschrieben. *BRÄNDLI* [63] erweiterte dieses Durchstanzmodell auf die Bereiche von Rand- und Eckstützen und betrachtete zudem das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung und Vorspannung im Bereich von Innenstützen (Gleichungen 2.1 bis 2.4).

$$V_{R,\max} = \pi \cdot l_c \cdot 0{,}6 \cdot f_c \cdot \frac{\sqrt{\omega/\omega_w}}{1+\omega/\omega_w} \cdot d \tag{2.1}$$

$$V_{R,sy} = \pi \cdot l_c \cdot f_c \cdot \sqrt{\omega \cdot \omega_{sw}} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) \tag{2.2}$$

$$V_{R,ct} = \pi \cdot l_w \cdot f_c \cdot \sqrt{\omega \cdot \omega_w} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) \tag{2.3}$$

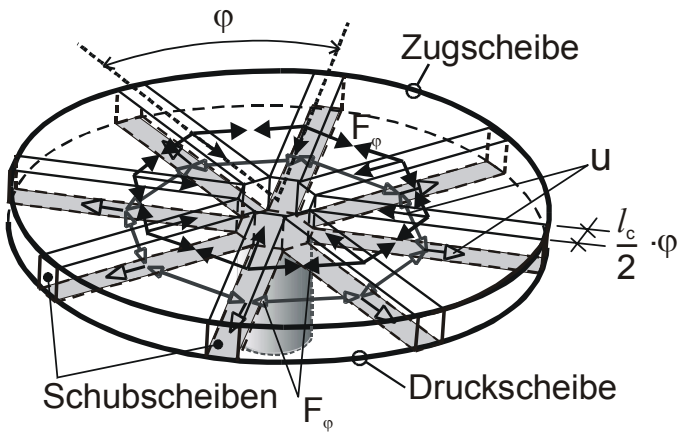
$$l_w = \frac{l_c}{2} \cdot \sqrt{\frac{\omega_{sw}}{\omega_w}} + d \cdot \sqrt{\frac{\omega}{\omega_w}} \tag{2.4}$$

mit: $\omega_{sw} = \frac{A_{sw}}{l_c \cdot \pi \cdot s_w} \cdot \frac{f_{sy}}{f_c}$; $\omega_w = \frac{f_{ct}}{fc}$; $\omega = \rho_l \cdot \frac{f_{sy}}{f_c} \leq \frac{1}{2}$

Dieses Modell weist gegenüber dem Modell mit Plattensegmenten nach *KINNUNEN* und *NYLANDER* (Abschnitt 2.3.2) zwei wesentliche Unterschiede auf:

(1) Die Grenzwertbetrachtung von *BRÄNDLI* ergab, dass ein relatives Maximum des Durchstanzwiderstandes dann vorliegt, wenn die Biegebeanspruchungen ausschließlich von der tangential verlaufenden Längsbewehrung aufgenommen wird und das Querkraftgleichgewicht allein über die radial verlaufende Längsbewehrung sichergestellt ist. Im Modell nach *KINNUNEN* und *NYLANDER* ist im Grundfall des Durchstanzens keine radial verlaufende Bewehrung vorgesehen, so dass die tangential verlaufende Bewehrung sowohl durch die Biege- als auch durch die Querkrafttragwirkung beansprucht wird. Hierdurch werden im Modell nach *KINNUNEN* und *NYLANDER* die Durchstanzlasten einer orthogonal bewehrten Flachdecke unterschätzt, so dass die empirische Traglaststeigerung (ca. 30%) einer orthogonal bewehrten Flachdecke nicht allein auf die Dübelwirkung der Längsbewehrung zurückgeführt werden kann.

(2) *BRÄNDLI* berücksichtigte statt des Einzelrisses eine mehrfache Schubrissbildung im Bereich der Querkraft- bzw. der Durchstanzbewehrung. Diese Schubbewehrung wirkt hierdurch nicht als Aufhängebewehrung sondern als Querkraftbewehrung, welche die Querkraft mehrfach im Durchstanzbereich „hochhängt“ (Bild 2-9c).



Legende:

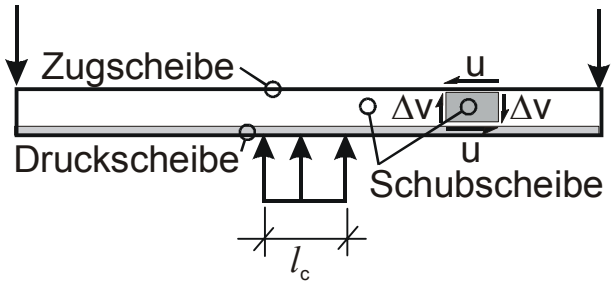
u: Umlenkkräfte in der Druck- und Zugscheibe

Δv : Querkraftanteil aus den Umlenkkräften u

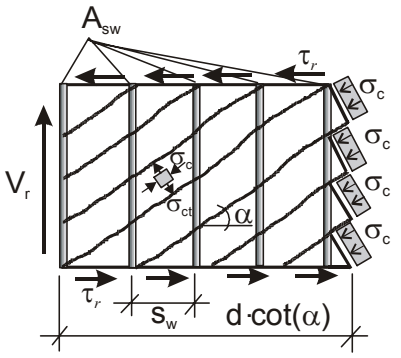
$$F_\varphi = \frac{m_\varphi}{z}$$

$$u = 2 \cdot F_\varphi \cdot \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right)$$

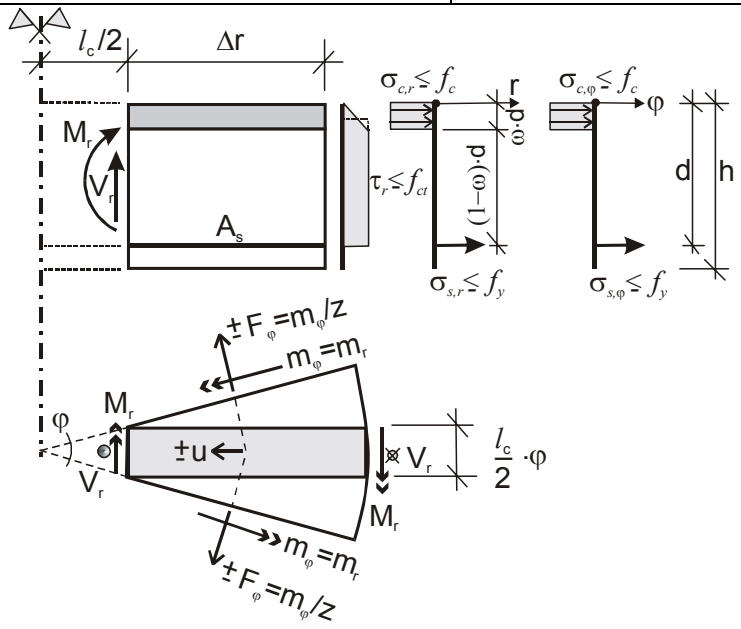
a) Modell „Rond-Point“



b) Querkraft Δv infolge der radialen Umlenkkräfte *u*

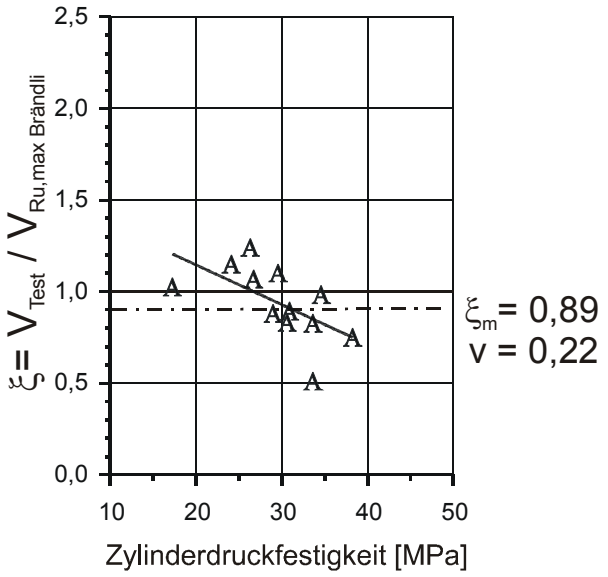


c) Schubscheibe mit einer Bügelbewehrung

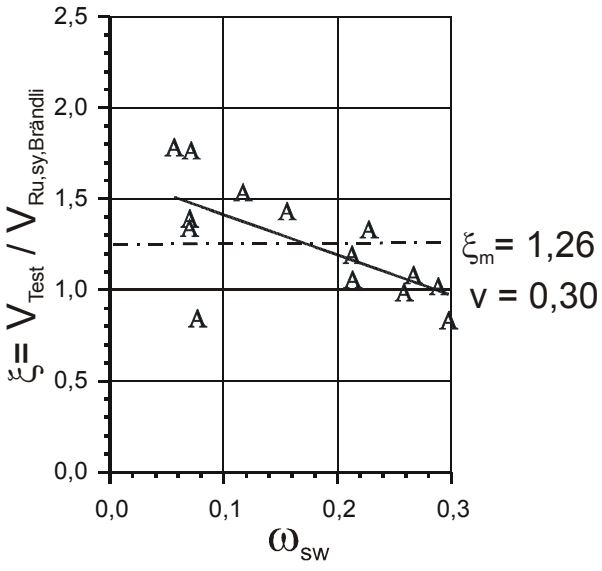


c) Plattenschnittgrößen

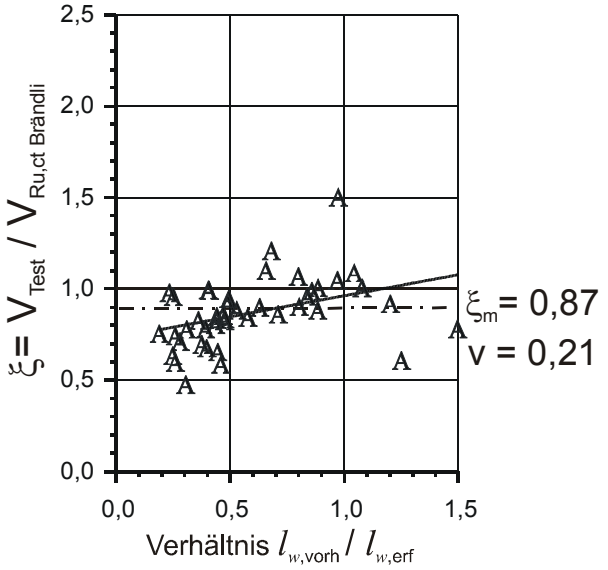
Bild 2-9 Modell „Rond-Point“ nach *PRALONG* [203] einschließlich der Abbildung der Querkraftbewehrung nach *BRÄNDLI* [63]



a) rechnerisches Versagen auf dem Niveau des maximalen Durchstanzwiderstandes (13 Versuche)



b) rechnerisches Versagen im Bereich der Durchstanzbewehrung (14 Versuche)



c) rechnerisches Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung (44 Versuche)

Legende:

A Bügel als Durchstanzbewehrung
ξ_m Mittelwert
v Variationskoeffizient

statistische Auswertung für alle Versagensarten (71 Versuche):

$\xi_m = 1{,}03$
v = 0,25

Bild 2-10 Überprüfung des Durchstanzmodell nach *BRÄNDLI* anhand von 71 Durchstanzversuchen mit einer Bügelbewehrung

Das Durchstanzmodell nach *BRÄNDLI* ging im wesentlichen von einer Bügelbewehrung im Durchstanzbereich aus, so dass ausschließlich diese Bewehrungsform anhand der repräsentativen Datenbank zur Überprüfung des Modells ausgewählt wurde (Bild 2-10). Folgende Ergebnisse veranschaulichen die Bilder 2-10 (a) bis (c) :

(a) Der maximale Durchstanzwiderstand nach (Gleichung 2.1) wird rechnerisch mit zunehmender Betonfestigkeit überschätzt (Bild 2-10a). Dies verdeutlicht, dass kein klassisches Druckstrebenversagen im Durchstanzbereich vorliegt.

(b) Das Tragverhalten der Bügel wurde in 12 von 14 Versuchen auf der sicheren Seite liegend erfasst (Bild 2-10b). Insbesondere im Bereich geringer Bügelbewehrungsgrade ω_{sw} wurde die Wirksamkeit der Bügelbewehrung (Gleichung 2.2) unterschätzt.

(c) Nach Bild 2-10 war in 38 von 44 Versuchen der Bereich l_w mit Durchstanzbewehrung zu kurz ausgebildet ($l_{w,vorh}$ / $l_{w,erf}$ < 1). Daher ist es plausibel, dass die von *BRÄNLI* erwartete Tragfähigkeit erst erreicht wird, wenn der schubbewehrte Bereich l_w mit der rechnerisch erforderlichen Länge übereinstimmt bzw. überschritten wird ($l_{w,vorh}$ / $l_{w,erf}$ ≥ 1).

(d) Unabhängig von den lokalen Versagensarten wird der Durchstanzwiderstand mit diesem Modell im Mittel gut erfasst (ξ_m = 1,03). Insgesamt sind daher die von *BRÄNDLI* beschriebenen Effekte (Punkte 1 und 2) im Durchstanzbereich zu beachten.

MUTTONI [187] untersuchte die Grenzen der Plastizitätstheorie. Er zeigte, dass die Durchstanzlasten nach der Plastizitätstheorie unterschritten werden, wenn die Querkräfte infolge von Biege- und Schrägrissen nicht über gerade Druckstreben in die Stütze eingeleitet werden können. Bei Variation der Druckstrebengeometrie ergibt sich hierdurch ein fließender Übergang zu den Fachwerkmodellen im folgenden Abschnitt 2.3.4.

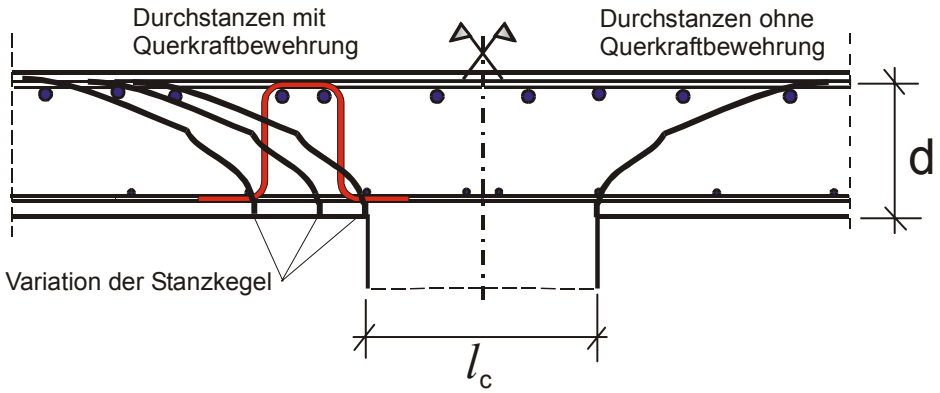


Bild 2-11 Plastisches Schubversagen mit einem starren Stanzkegel nach *BRAESTRUP* [60, 61]

Untersuchungen zum Durchstanzen mit einem starren Stanzkegel und einem plastischen Schubversagen nach dem *MOHR-COULOMB´*schen Reibungsmodell liegen z.B. von *MARTI* und *THÜRLIMANN* [167] oder *BRAESTRUP* [60, 61] vor (Bild 2-11). *BRAESTRUP* zeigte bereits 1979, dass die Ausdehnung des Stanzkegels sowohl von der Zugfestigkeit des Betons als auch von dem Verhältniswert des Stützendurchmessers zur statischen Nutzhöhe l_c/d abhängig ist. Im Fall des Durchstanzen mit Querkraftbewehrung empfahl *BRAESTRUP* verschiedene Versagenskegel innerhalb und außerhalb der Querkraftbewehrung zu untersuchen (Bild 2-11).

2.3.4 Fachwerkmodelle (c)

Fachwerkmodelle zur Bemessung von Betonbauteilen vereinfachen Druck- und Zugspannungsfelder zu diskreten Druck- und Zugstreben. Hierdurch ergibt sich eine klare Vorstellung des inneren Kraftflusses. Als Versagenskriterien können sowohl Spannungs- als auch Dehnungsbegrenzungen gewählt werden. Ausgehend von der Fachwerkanalogie für Stahlbetonbalken nach *MÖRSCH* oder *LEONHARDT* entwickelte *H.P. ANDRÄ* [47] 1982 ein Fachwerkmodell zum Grundfall des Durchstanzens (Bild 2-13a), das sukzessiv ausfallende Beton-Zugstreben voraussetzt. Parallel mit seiner Entwicklung der DEHA-Dübelleiste wurde dieses Modell auf den Fall mit Querkraftbewehrung erweitert [44 bis 50]. Das Modell beschreibt das Durchstanzen mit folgenden Versagensmechanismen:

(1) Reißverschlussartiges Versagen der Betonzugstreben mit einem spröden Betonbruch: Diese Versagensart ist bei gedrungenen Bauteilen ohne Durchstanzbewehrung zu erwarten, die aufgrund der geometrischen Randbedingungen keine Vergrößerung des Aufhängeschirmes (flachere Druckstrebenneigung) zulassen.

(2) Versagen der Einmündungszone unterhalb der Risswurzel: Das keilförmige Ende der Betondruckzone versagt infolge der kombinierten Biege- und Querkraftbeanspruchung. Rissreibung und Dübelwirkung der Längsbewehrung werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

(3) Versagen der Druckkegelschalen: Die Normalspannungen der Kegelschalen überschreiten die Betondruckfestigkeit, wobei zusätzlich die begrenzte Rotationskapazität der hochbeanspruchten Betondruckzone empirisch berücksichtigt wird.

Eine Durchstanzbewehrung wirkt nach *H.P. ANDRÄ* innerhalb des Aufhängeschirmes im Abstand von ca. *2,5 d* zum Stützenanschnitt als Aufhängebewehrung. Der Bruch kann nach den Versagensarten (2) und (3) eintreten. Ein Durchstanzen außerhalb des Aufhängeschirmes ist nach *ANDRÄ* in der Regel nicht möglich, da sich die restliche Platte über einen flachen Druckbogen auf der Aufhängebewehrung abstützt (Bild 2-13d). Eine mathematische Beschreibung des Bemessungsmodells liegt in Form von Zulassungsbestimmungen [19] des Deutschen Institutes für Bautechnik nach DIN 1045(88) vor.

POLÓNYI und *BOLLINGER* [56 bis 58] zeigten anhand von Versuchen, dass eine tangentiale Biegezugbewehrung im Bereich der Stütze infolge von radialen Umlenkkräften (vgl. Modell „Rond-Point“ Bild 2-9a) eine vorzeitige Schubrissbildung induziert. Sie entwickelten daraufhin ein Kegelschalen-Sprengwerkmodell (Bild 2-12), so dass innerhalb des Durchstanzbereiches keine tangential verlaufende Zugbewehrung aus Gleichgewichtsgründen erforderlich ist. *BOLLINGER* [58] zeigte anhand von Versuchen, dass das Durchstanzen maßgeblich durch eine Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Einmündungsbereich der Stütze hervorgerufen wird. Dies widerspricht der Versagensart Nr.(3) nach *H.P. ANDRÄ,* die ein Druckstrebenversagen prognostiziert. Allerdings ist zu beachten, dass die im Modell von *ANDRÄ* empirisch gewonnene Begrenzung der Rotationskapazität von der Beton-Zugfestigkeit abhängig ist. *GÖRICKE* [115] kombinierte 1999 das Modell nach *POLÓNYI* und *BOLLINGER* mit den Fachwerkmodellen nach *SPECHT* und *SCHOLZ* [232] und entwickelte ein halbempirisches Durchstanz-Bemessungskonzept für Innen-, Rand- und Eckstützbereiche mit und ohne Durchstanzbewehrung.

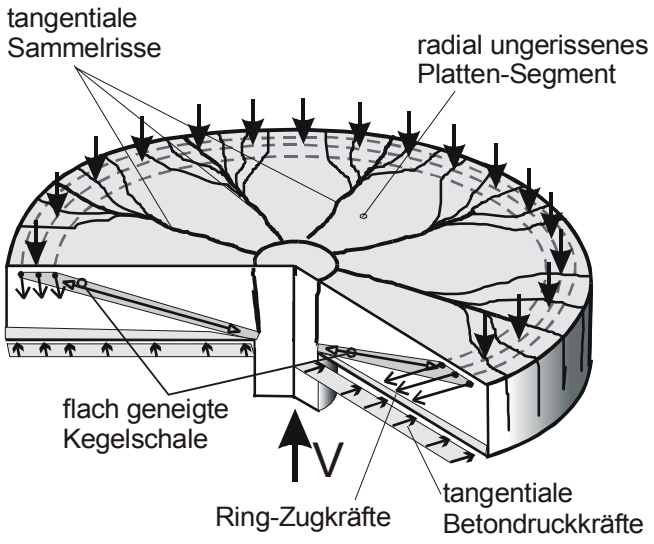
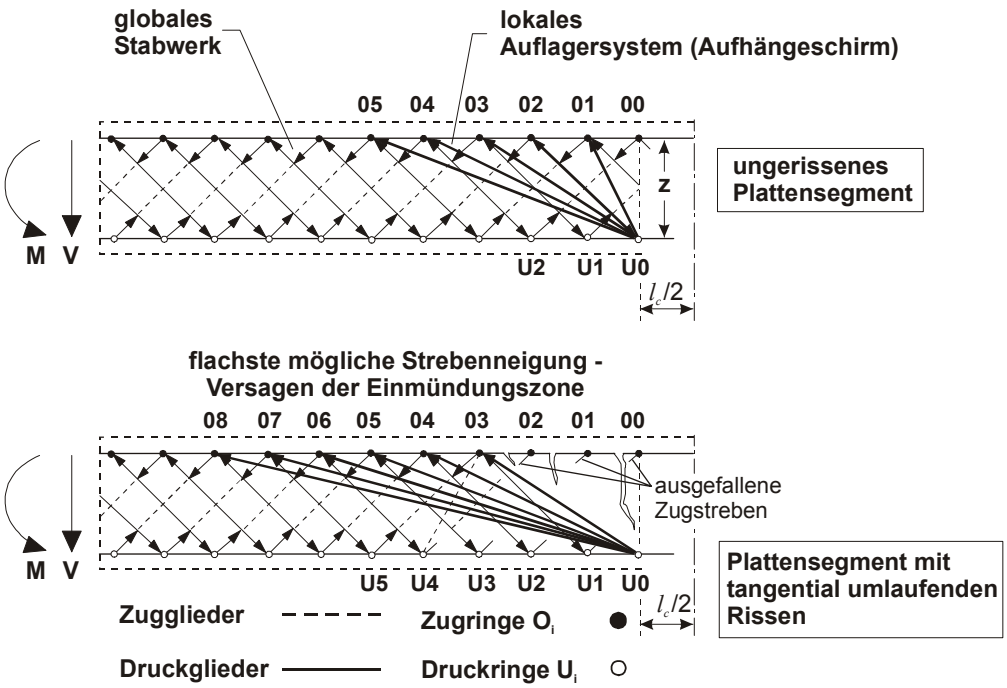
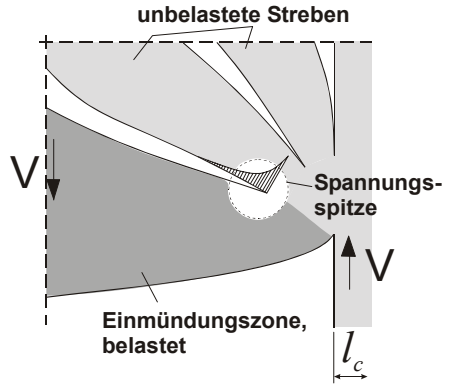


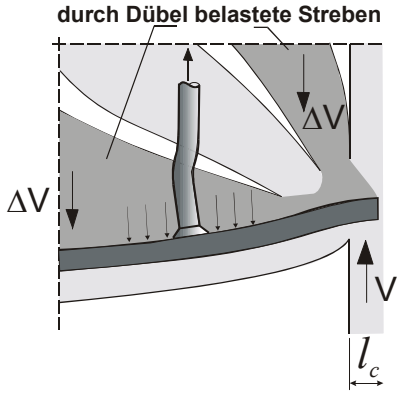
Bild 2-12 Sprengwerk nach *POLÓNYI* und *BOLLINGER*



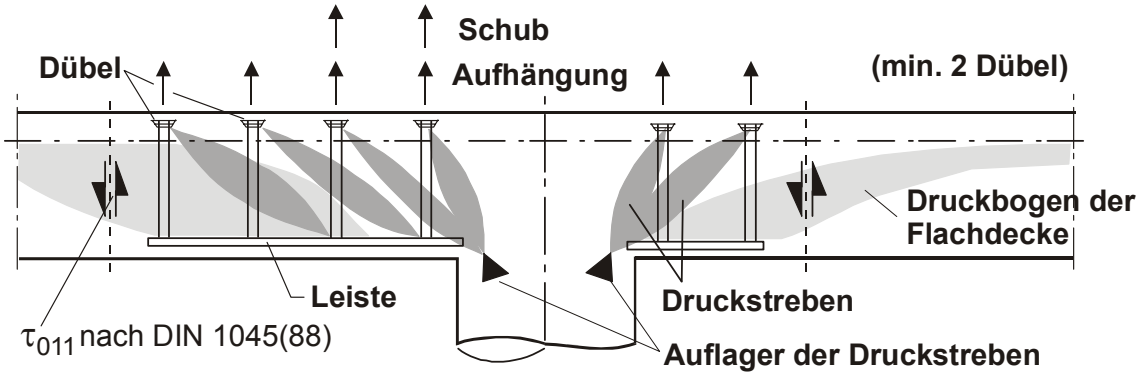
a) Fachwerkmodell ohne Querkraftbewehrung im Durchstanzbereich



b) Einmündungszone am Stützenanschnitt ohne Querkraftbewehrung



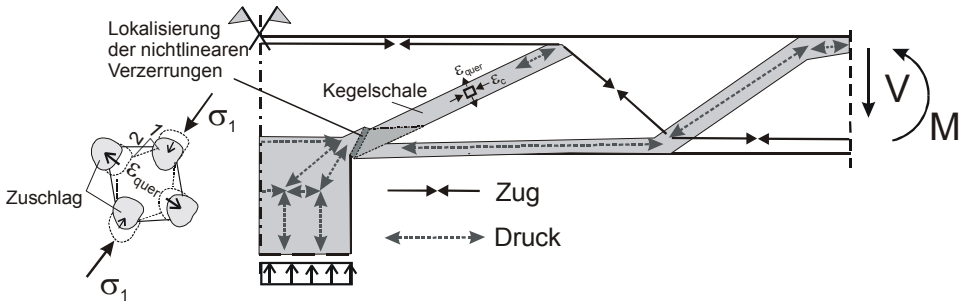
c) Einmündungszone am Stützenanschnitt mit Dübelleiste als Querkraftbewehrung



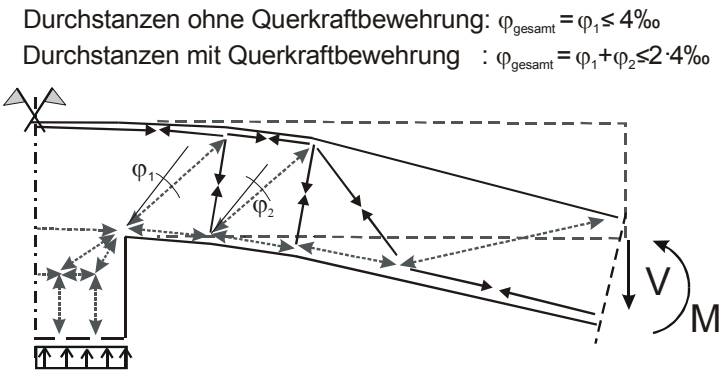
d) Fachwerkmodell mit Aufhängeschirm und Druckbogen der Flachdecke

Bild 2-13 Fachwerkmodelle nach *H.P. ANDRÄ* [44 bis 50]

KANELLOPOULOS [142] zeigte, dass die Druck-Kegelschale sowohl bei einer Querzugdehnung von 4 ‰ als auch bei einer Grenzrotation von 4‰ versagt. Der Bruch wird durch eine lokale Makrorissbildung parallel zur Hauptbeanspruchungsrichtung eingeleitet, die zum Abscheren der Kegelschale führt (Bild 2-14a). Eine Querkraftbewehrung wirkt nach *KANELLOPOULOS* traglaststeigernd, da sich mehrere Kegelschalen fachwerkartig ausbilden, welche die Gesamtrotation der Druckstreben auf mindestens zwei Fachwerkknoten verteilen. So wird der Grenzwert der Druckstrebenrotation auf einem höheren Lastniveau erreicht (Bild 2-14b). Die Grenzverformungen nach *KANELLOPOULOS* auf Grundlage von mechanischen Überlegungen auf der Mikroebene der Betonstruktur bilden den Übergang von den Fachwerkmodellen zur Bruchmechanik.



a) Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung



b) Grenzwerte der Druckstrebenrotationen

Bild 2-14 Fachwerk mit begrenzter Querdehnungs- und Rotationskapazität der Kegelschalen nach *KANELLOPOULOS* [142]

2.3.5 Bruchmechanische Modelle - Maßstabseffekte (d)

Einen wesentlichen Beitrag zum mechanischen Verständnis spröder Versagensarten im Betonbau leistet die Bruchmechanik. Eine detaillierte Zusammenstellung der Grundlagen der Bruchmechanik im Betonbau oder einzelner Problemlösungen kann z.B. den Standardwerken von *BAZANT ET AL* [53, 54] entnommen werden. Ein wesentliches Ergebnis der Bruchmechanik für die Bemessung von Konstruktionsbeton ist der Maßstabseffekt. Als Maßstabseffekt wird die Abhängigkeit der Nennfestigkeit vom Verhältnis der Bauteilgröße D zu einer konstanten charakteristischen Materialgröße D_0 bezeichnet. D_0 wird in einer Längeneinheit angegeben und ist abhängig von den Brucheigenschaften des Materials und der geometrischen Bauteilform. Im Fall des Durchstanzens sind folgende Maßstabseffekte zu untersuchen:

(a) Maßstabseffekt unter Zugbeanspruchungen (Zugstrebenversagen)

(b) Maßstabseffekt unter Druckbeanspruchungen (Druckstrebenversagen)

Maßstabseffekt unter Zugbeanspruchungen (Maßstabseffekt der Plattendicke)

BAZANT und *CAO* [52] zeigten 1987, dass ein Maßstabeffekt aus der Plattendicke beim Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung zu beobachten ist. Als Maßstabsgesetz gaben sie die Gleichung (2.5) an. Hierbei wurden die Größen B und d_0 empirisch aus Versuchsnachrechnungen festgelegt.

$$\sigma_{n,u} = \frac{P_u}{u \cdot d} = \frac{B \cdot f_{ct}}{\sqrt{1 + \frac{d}{d_0}}} \tag{2.5}$$

hierin sind: $B = (0{,}06 \text{ bis } 0{,}08) \cdot \left(1 + 0{,}6 \cdot \frac{d}{l_c}\right)$; $d_0 = 25 \cdot d_k$; d_k = Größtkorndurchmesser

Zusammenfassend konnten sie das Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung durch folgende Punkte charakterisieren:

(1) Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung ist ein sprödes Versagen.

(2) Durchstanzen tritt bei verschiedenen Plattengrößen in einer geometrisch gleichen Form sowie mit einem stabilen Risswachstum auf, so dass ein Maßstabseffekt vorliegen muss.

(3) Je dicker die Platte ist, um so spröder ist der Bruch. Bei kleinen Plattendicken kann das Versagen nach der Plastizitätstheorie und bei großen Plattendicken nach der linearelastischen Bruchmechanik beschrieben werden.

(4) Die Versuchsnachrechnungen ergaben große Streubreiten der Ergebnisse, so dass davon auszugehen ist, dass neben dem in Gleichung (2.5) beschriebenen Maßstabseffekt weitere Parameter wie z.B. der geometrische Längsbewehrungsgrad Einfluss haben.

Maßstabseffekt bei einem Druckstrebenversagen

Nach theoretischen Überlegungen von *BAZANT* [53] zum Druckstrebenversagen wird auch die Versagensquerkraft einer Druckstrebe durch einen Maßstabseffekt beeinflusst. Das Betonversagen wird hierbei als ein lokal begrenztes Ereignis aufgefasst, das sich senkrecht zur Hauptdruckspannungsrichtung stetig fortschreitend entwickelt (Bild 2-15). Die Breite der Druckstrebe ergibt sich in diesem Modell grundsätzlich proportional zur statischen Nutzhöhe. Demgegenüber ist die Ausdehnung der Zone von lokalen Betonzerstörung nur abhängig von den Materialeigenschaften. Ein Vergleich der im entlasteten Bereich der Druckstrebe freigesetzten Energie mit der Energiedissipation der lokal begrenzten Zone der Betonentfestigung ergab die Notwendigkeit eines Maßstabseffektes nach Gleichung (2.6). *OZBOLT* [193] bestätigte bereits numerisch einen derartigen Maßstabseffekt für querkraftbeanspruchte gedrungene Balken ohne Querkraftbewehrung, ebenso wie *WALRAVEN* und *LEHWALTER* [244] experimentell für gedrungene Balken mit Schubbewehrung.

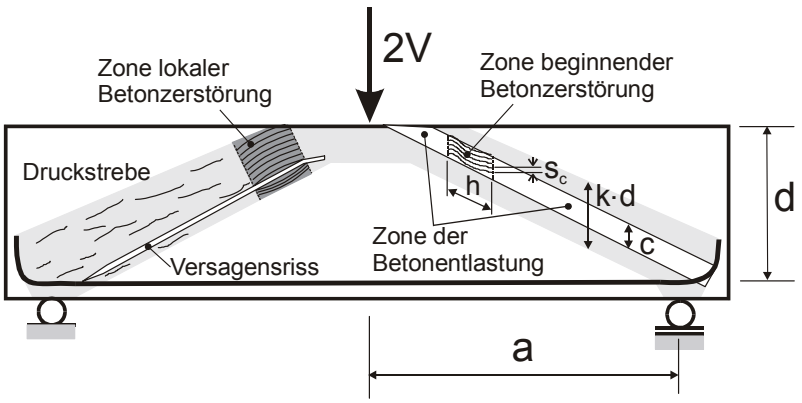


Bild 2-15 Fachwerk und Bezeichnungen zum Maßstabseffekt nach *BAZANT* [53]

(a) ohne Querkraftbewehrung: $$V_{R,\max} = \frac{V_p}{\sqrt{1+\frac{d}{d_0}}} \tag{2.6}$$

$$d_0 = \omega_0 \cdot \frac{d}{c};\ V_p = c_p \cdot K_c \cdot \left(\frac{a}{d}+\frac{d}{a}\right)^{-1};\ K_c = \sqrt{E_c \cdot G_f};\ c_p = k \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot h_o}{\omega_0 \cdot s_c} \cdot \frac{c/d}{a/d}}$$

(b) mit Querkraftbewehrung: $$V_{R,\max} = \frac{V_p}{\sqrt{1+\frac{d}{d_0}}} + V_r \qquad (2.7)$$

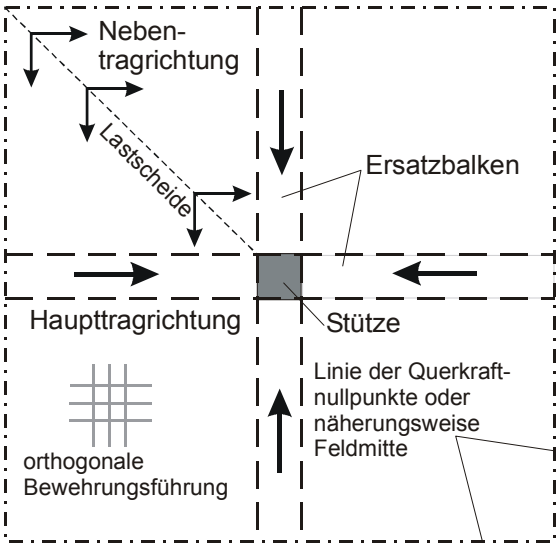
$$d_0 = \omega_0 \cdot \frac{d}{c};\ V_p = K_c \cdot \sqrt{\frac{h_0}{2 \cdot s_c \cdot \omega_0}} \cdot \sqrt{\frac{a}{d}} \cdot \sin 2\theta;\ K_c = \sqrt{E_c \cdot G_f};\ V_r = \frac{\sin 2\theta}{2} \cdot \sigma_r$$

hierin sind:

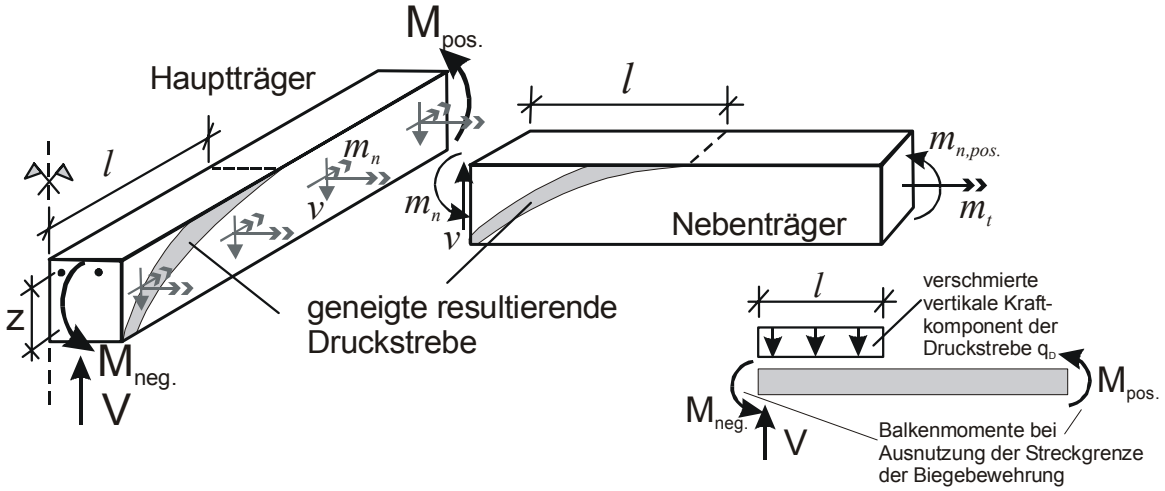
c: Höhe der Zone der Betonentlastung = Höhe des Rissbandes
h: Länge der Spaltrisse
h_0: Gesamtbreite des Rissbandes
s_c: Rissabstand
ω_0: Positive Konstante, die aus Versuchen zu bestimmen ist.
θ: Druckstrebenwinkel
σ_r: Druckfestigkeit unter Querzug
K_c: kritische Spannungsintensität

2.3.6 Durchstanzen als Folge eines Verbundversagens (e)

ALEXANDER und *SIMMONDS* [36 bis 41] entwickelten auf Grundlage von Versuchen ein Balkenmodell für den Bereich von Innen-, Rand- und Eckstützen mit orthogonal verlaufenden Neben- und Haupttragrichtungen (Bild 2-16). Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung tritt in diesem Modell als ein Verbundversagen der Biegezugbewehrung im Bereich der Haupt- oder Nebentragrichtung auf. Da das von *ALEXANDER* und *SIMMONDS* verwendete Verbundgesetz nach *MORITA* und *FUJII* das Abheben der Betondeckung infolge einer kombinierten Wirkung des Betonstahlverbundes, der Dübelwirkung der Längsbewehrung sowie der Beanspruchung der Betondeckung durch die vertikale Kraftkomponente der Druckstreben beschreibt, werden deutlich geringere maximale Verbundspannungen als bei üblichen Verbundgesetzen für eine Betonstahlbewehrung (z.B. nach *ELIGEHAUSEN* [86]) rechnerisch berücksichtigt (Bild 2-16c).



a) Lage der Ersatzbalken im Grundriss



b) Schnittgrößen der Ersatzbalken

Grenzwert der Verbundspannung:

$$\tau_c \le \sqrt{f_c} \cdot (0{,}0961 \cdot b_i + 0{,}1337)$$

$$b_i = \min \begin{cases} \dfrac{s}{\varnothing_L} - 1 \\ \sqrt{3} \cdot \dfrac{2 \cdot d'}{\varnothing_L} \end{cases}$$

$$q_D = z \cdot \left(\frac{\varnothing_L \cdot \pi}{s} \cdot \tau_c \right)$$

c) Verbundversagen der Längsbewehrung, Abspalten der Betondeckung

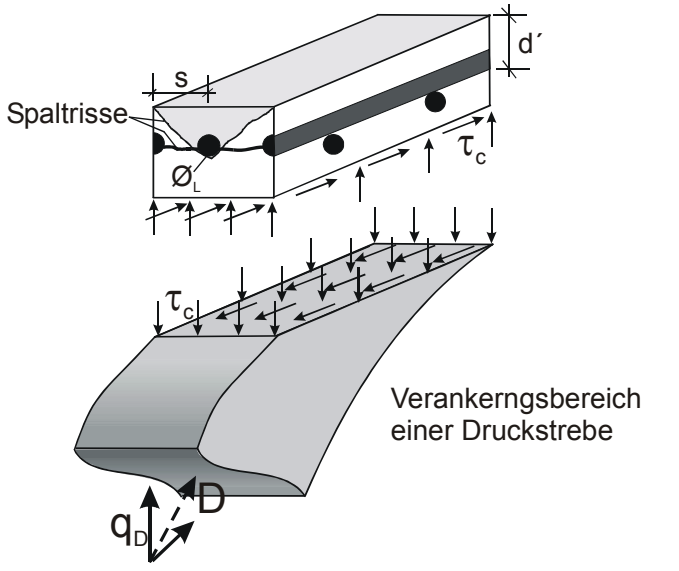


Bild 2-16 Durchstanzen als Verbundversagen nach *ALEXANDER* und *SIMMONDS* [39]

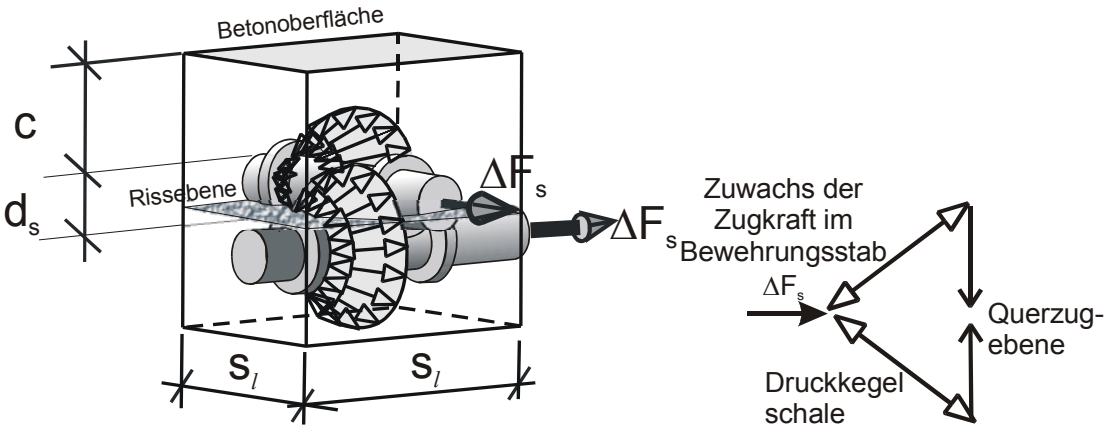


Bild 2-17 Abspalten der Betondeckung nach *DIETERLE* [73, 74]

DIETERLE [73, 74] beobachtete bei Durchstanzversuchen an Fundamenten bereits 1980 ein Verbundversagen bei einer Verbundspannung von max. $\tau_{u,Verbund} = 0{,}96\, f_c^{2/3}$ sowie ein Versagen durch Abspalten der Betondeckung. Er klassifizierte dies jedoch nicht als Durchstanzen, da Versuchsnachrechnungen von *DIETERLE* belegten, dass ein Verbundversagen nur bei großen Querzugspannungen (Bild 2-17) auftreten kann. Als empirischer Grenzwert für die Querzugspannungen wurde folgender Wert empfohlen:

$$\sigma_{u,Verbund+Querzug} = \frac{\Delta F_s}{s_l \cdot (c + d_s)} \leq 1{,}3 \cdot \left(\frac{f_{c,cube200}}{30} \right)^{2/3} \text{[MPa]} \tag{2.8}$$

Dieser Grenzwert wird im Abschnitt 7 durch Nachrechnung der eigenen Versuche überprüft.

2.4 Numerische Modelle und Simulationsergebnisse

2.4.1 Ergebnisse aus Finite-Elemente Berechnungen (f)

Die im Kapitel 2.3.2 bis 2.3.6 beschriebenen mechanischen Modelle zeigen, dass eine wirklichkeitsnahe Berechnung des Durchstanzens nur dann möglich ist, wenn alle wesentliche Eigenschaften des Werkstoffes Stahlbeton nach Tabelle 2-3 numerisch erfasst werden.

Tabelle 2-3 Notwendige Eigenschaften eines numerischen Modells zur wirklichkeitsnahen Abbildung des Durchstanzversagens

Materialeigenschaften		Struktureigenschaften
Beton	Betonstahlbewehrung	
• Rissbildung • Lokalisierung von Rissen • Mehraxiales Tragverhalten unter Druck-, Zug- und Schubbeanspruchungen	• elasto-plastisches Materialverhalten • (Dübelwirkung der Längsbewehrung)	• Verbund zwischen Beton und Betonstahl • wirklichkeitsnahe Abbildung des Bewehrungsführung

Eine kurze und einfache Zusammenfassung der in der Literatur verwendeten nichtlinearen Berechnungsverfahren zur Beschreibung der Werkstoffeigenschaften nach Tabelle 2-3 ist aufgrund der Komplexität und Vielschichtigkeit derartiger Berechnungen an dieser Stelle nicht möglich. Auf eine Diskussion der numerischen Simulationen aus der Literatur wird auch verzichtet, da hierzu zumindest ein Vergleich der Versagenskriterien, Elementarten und Elementnetze erforderlich wäre, was im Rahmen dieser Arbeit nicht geleistet werden kann. Vielmehr soll das grundsätzliche Tragverhalten des Durchstanzbereiches von Flachdecken in Simulationsrechnungen aus der Literatur zusammenfassend vorgestellt werden. Hierzu wird in den Tabellen 2-4 und 2-5 das Tragverhalten stichwortartig charakterisiert und einzelne Schlagworte der Berechnungsgrundlagen angeben.

Tabelle 2-4 Nichtlinearen Finite-Elemente Untersuchungen zum Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung

Autor	wesentliche Ergebnisse
Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung	
ANDRÄ, 1982 [47]	***Berechnungsgrundlagen:*** *Programm: ADINA; Diskretisierung: Deckenausschnitt, axialsymmetrische Volumenelemente, diskrete Ringbewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch einschließlich Tension Stiffening; Beton-Druck: elasto-plastisch, Versagenshüllkurve in Abhängigkeit konstanter Hauptspannungsverhältnisse; Beton-Zug: Verschmierte Rissbildung linear elastisch bis zur Zugfestigkeit, kein Tension Softening.* **Tragverhalten:** • Einschnürung der radialen Druckzone am Stützenanschnitt durch tangentiale Biegerisse, die radiale Druckzonenhöhe bei 70 % der Bruchlast entspricht ungefähr *h* /5 • Neigung des Stanzkegels unter ca. 25° • Konstante Dehnung der Biegebewehrung nach der Schubrissbildung im Bereich von *1,5 d* vom Stützenanschnitt bei zunehmender Belastung. • Es entsteht eine große radiale Spannungsspitze am Stützenanschnitt in der Betondruckzone durch die Ausbildung einer geneigten Druckstrebe. • In tangentialer Richtung liegt eine nahezu lineare Dehnungsverteilung über die Plattendicke vor.
LOSETH, SLÅTTO, SYVERTSEN, 1982, [151]	***Berechnungsgrundlagen:*** *Programm: Eigenentwicklung; Diskretisierung: Deckenausschnitt, axialsymmetrische Volumenelement, verschmierte Ringbewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch; Beton-Druck: elasto-plastisch, endochrone Versagenshüllkurven; Beton-Zug: verschmierte Rissbildung, linear elastisch bis 50% der Zugfestigkeit, lineares Strain Softening bis* $2\varepsilon_t$. **Tragverhalten:** • Einschnürung der radialen Druckzone durch tangentiale Biegerisse am Stützenanschnitt, radiale Druckzonenhöhe am Stützenanschnitt beträgt im Bruchzustand etwa *h*/6. • Neigung des Stanzkegels ca. 20° • Starke Rissbildung bis 25 % der Gesamtverformung, nahezu konstante Gesamtsteifigkeit von 25 % bis 75 % der Gesamtverformung, schneller Steifigkeitsverlust ab 75 % der Gesamtverformung bis zum Bruch. • Die Duktilität der Platte vermindert sich bei steigendem Längsbewehrungsgrad.

Fortsetzung von Tabelle 2-4

Autor	wesentliche Ergebnisse
Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung	
MENÉTREY 1994, [173 bis 181]	***Berechnungsgrundlagen:*** *Programm: Eigenentwicklung; Diskretisierung: Deckenausschnitt, axialsymmetrische Volumenelemente, diskrete Radial- und Ringbewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch; Beton-Druck: elasto-plastisch, mod. Versagenshüllkurven nach WEIHE; Beton-Zug: Verschmierte Rissbildung, Rissmodell nach HILLERBORG; Betonschädigungen nach LUBLINER ET AL.* **Tragverhalten:** • Der Durchstanzkegel entwickelt sich aus den Biegerissen und schnürt die Betondruckzone ein. • Die Größe der Beton-Zugfestigkeit bestimmt maßgeblich die Durchstanztragfähigkeit. • Mit steigender Bruchenergie erhöht sich die Durchstanzlast und die Verformungsfähigkeit (Duktilität), die Gesamtsteifigkeit des Durchstanzbereiches bleibt unverändert. • Die Betondruckfestigkeit hat nahezu keinen Einfluss auf die Traglast. • Mit steigendem Längsbewehrungsgrad wächst die Durchstanzlast an und die Verformungsfähigkeit wird deutlich vermindert. • Es zeigt sich ein deutlicher Maßstabseffekt bei einem konstanten Verhältnis von Deckendicke zum Stützendurchmesser. • Das Momenten-Querkraftverhältnis *a/d* hat für Werte zwischen 5,8 und 7,3 nur einen geringen Einfluss auf die Traglast. • Mit steigender Neigung α des Stanzkegels vermindert sich die Durchstanztragfähigkeit.

Fortsetzung von Tabelle 2-4

Autor	wesentliche Ergebnisse
Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung	
HALLGREN 1996, [122]	***Berechnungsgrundlagen:*** *Programm: ABAQUS; Diskretisierung: Deckenausschnitt, axialsymmetrische Volumenelemente, diskrete Ringbewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch; Beton-Druck: elasto-plastisch, Versagenshüllkurven nach DRUCKER-PRAGER; Beton-Zug: Verschmierte Rissbildung, Rissmodell nach HILLERBORG mit linearem Strain Softening.* **Tragverhalten:** • Für Betondruckfestigkeiten zwischen 60 und 120 MPa steigt die Traglast mit wachsender Betonfestigkeit an. • Die Betonzugfestigkeit ist der maßgebliche Einflussparameter der Durchstanztragfähigkeit. • Mit steigender Bruchenergie wächst die Traglast und die Verformungsfähigkeit deutlich an, die Gesamtsteifigkeit des Durchstanzbereiches erhöht sich demgegenüber nur geringfügig. • Im Bereich hoher Betonfestigkeiten ist die Durchstanzlast direkt proportional zum Verhältnis: $V_u \sim \frac{l_{ch}}{x} \cdot f_{ct}$
2000, [125]	• Fundament-Durchstanzlasten werden wesentlich durch die Schubschlankheit a/d bestimmt Mit steigender Schubschlankheit nimmt die relative Durchstanztragfähigkeit ab.
OZBOLT, VOCKE, ELIGE-HAUSEN, 2000, [198]	***Berechnungsgrundlagen:*** *Programm: MASA;* *Da eigene Berechnungen ebenfalls mit diesem Programm durchgeführt wurden, werden die Berechnungsgrundlagen im Abschnitt 2.2.2 ausführlicher erläutert.* **Tragverhalten:** • Die Simulation des Versuches P1 (Versuch aus dem Versuchsprogramm des Autors) zeigte eine gute Übereinstimmung des Stanzkegelverlaufes, der Verformungen, der Betonstahldehnungen sowie der Betonstauchungen. • Der Einfluss der Bruchenergie G_F und des geometrischen Längsbewehrungsgrades auf die Durchstanzlast lässt sich mit einer Wurzelfunktion dritter Ordnung beschreiben. Demgegenüber war der Einfluss der Betondruck- und zugfestigkeit wesentlich geringer. • Das Maßstabsgesetz der Plattendicke nach *BAZANT* (Abschnitt 2.3.5) wurde numerisch bestätigt.

Fortsetzung von Tabelle 2-4

Autor	wesentliche Ergebnisse
	Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung
GASTMEYER, 1994, [103]	***Schlagworte:*** *Programm: Eigenentwicklung; Diskrtetisierung: Deckenausschnitte, Schalenelemente, verschmierte Bewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch einschließlich Tension Stiffening; Beton-Druck: elasto-plastisch, Versagenshüllkurven nach FIGUEIRAS; Beton-Zug: verschmierte Rissbildung, linear elastisch bis Zugfestigkeit, lineares Strain Softening.* **Tragverhalten:** • Unter Gebrauchslasten vergrößern auch große Aussparungen die Durchbiegung der Flachdecke in Feldmitte nur geringfügig. Ursache hierfür ist die Ausbildung einer Gewölbetragwirkung. • Durchstanzen ist ein Versagen der Betondruckzone bei einem konstanten Verhältnis der Hauptdruckspannungen $\sigma_{c,1}$ und $\sigma_{c,2}$. Die maximale Druckspannung in radialer Richtung berechnet sich zu: $\sigma_{c,r=} \frac{1{,}25 \cdot f_c}{1 - 6 \cdot \frac{\sigma_{c,3}}{\sigma_{c,1}}}$ mit $\sigma_{c,3} \leq 0{,}083 \cdot fc$ Hierdurch ergibt sich eine Reduktion der aufnehmbaren relativen Traglast mit steigendem Stützendurchmesser.

Tabelle 2-5 Nichtlinearen Finite-Elemente Untersuchungen zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung

Autor	wesentliche Ergebnisse
Durchstanzen mit Querkraftbewehrung	
VIDOSA, KOTSOVOS, PAVLOVIC´, 1988, [242]	***Schlagworte:*** *Programm: NLFEA; Diskretisierung: Deckenausschnitt, Volumenelemente, verschmierte Ringbewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch; Beton-Druck: elasto-plastisch; Beton-Zug: Verschmierte Rissbildung.* **Tragverhalten:** • Einschnüren der radialen Betondruckzone durch tangentiale Risse. • Hohe dreiaxiale Betonbeanspruchungen entstehen innerhalb eines Abstandes von $^1/_3$ bis ½ *h* zum Stützenanschnitt. • Die Neigung des Stanzkegels beträgt bei einem duktilen Biege-Schubbruch etwa 30° und bei einem spröden Durchstanzen etwa 15°. • Das Versagen wird im Abstand von 0,4 bis 1,2 *d* zum Stützenanschnitt durch Aufspalten der Betondruckzone außerhalb des direkten Lasteinleitungsbereiches der Stütze im Bereich der zweiaxialen Betonbeanspruchung eingeleitet. • Bügel kontrollieren die Schubrissbildung und ermöglichen ein duktileres Versagen. Ein Aufspalten der Betondruckzone im unmittelbaren Bereich der Bügel wird verhindert. Eine generelle Änderung der Versagensform gegenüber dem Grundfall des Durchstanzens wurde jedoch nicht beobachtet.
MARZOUK, JIANG, 1996, [169]	***Berechnungsgrundlagen:*** *Programm: ABAQUS; Diskretisierung: Deckenausschnitt, Volumenelemente, diskrete Bewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch; Beton-Druck: elasto-plastisch; Beton-Zug: Verschmierte Rissbildung, Rissmodell mit linearem Strain Softening.* **Tragverhalten:** • Die maximale Schubspannung entsteht im Bereich der Stützenmitte im Abstand von 1,5 d vom Stützenanschnitt in der Betondruckzone. • Die Schubrisse entwickeln sich aus der Betonzugzone in Richtung der Druckzone. • Im Vergleich mit Versuchen konnte das Tragverhalten von Dübelleisten und Doppelkopfankern zufriedenstellend abgebildet werden. Das Tragvermögen einer Bügel- und Schrägstabbewehrung wurde um bis zu 31% überschätzt.

Fortsetzung von Tabelle 2-5

Autor	wesentliche Ergebnisse
Durchstanzen mit Querkraftbewehrung	
POLAK, 1998, [201]	***Berechnungsgrundlagen:*** *Programm: Eigenentwicklung; Diskretisierung: Deckenausschnitt, Schalenelemente, verschmierte Bewehrung; Stahlkennlinie: elasto-plastisch; Beton-Druck: zweiaxial elasto-plastisch, einaxiale Grenzkurve nach VECCHIO und COLLINS; Beton-Zug: Verschmierte Rissbildung mit dem Modell rotierender Rissrichtungen und Strain Softening.* **Tragverhalten:** • Haken als Durchstanzbewehrung kontrollieren die Schubrissbildung und ermöglichen eine Traglaststeigerung der Durchstanzlast von bis zu 100 % gegenüber dem Grundfall des Durchstanzens. Die numerische Simulationen unterschätzten die Traglasten im Versuch jedoch generell um ca.20 %. • Eine Querkraftbewehrung mit einem Bewehrungsquerschnitt von 0,25 % der Betongrundfläche ermöglicht eine Traglaststeigerung von 75 % gegenüber dem Grundfall des Durchstanzens. Bei kleinen Plattendicken ($h \leq 100$ mm) beträgt die Traglaststeigerung sogar 100 %. • Mit steigender Betonfestigkeit nimmt die Effektivität der Querkraftbewehrung geringfügig zu. • Die Effektivität der Querkraftbewehrung ist nahezu unabhängig von dem geometrischen Längsbewehrungsgrad ρ_l. • Mit steigendem Momenten-Querkraftverhältnis *a/d* nimmt die Durchstanztragfähigkeit ab. Der Traglastunterschied nimmt hierbei mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad zu.

2.4.2 Bewertung der Simulationsergebnisse aus der Literatur

Zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

Grundsätzlich erfassen die tabellarisch vorgestellten FE-Berechnungsmodelle das Traglastniveau der Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung. Dies ist nicht überraschend, da alle Modelle an Versuchen kalibriert wurden. Die wesentlichen Unterschiede liegen in der Erfassung des Verformungsverhalten und in der Möglichkeit extrapolierende Parameterstudien durchzuführen sowie in der Bewertung der maßgeblichen Materialparameter.

Nahezu alle Berechnungen wurden mit axialsymmetrischen Volumenelementen ausgeführt. Hierdurch ist es weder möglich den Einfluss einer orthogonal angeordneten Biegebewehrung noch den Einfluss von quadratischen oder rechteckigen Stützenquerschnitten zu untersuchen (baupraktische Standardfälle). Einzig die Modelle von *OZBOLT* und *GASTMEYER* lassen derartige Studien zu.

In den Modellen von *ANDRÄ*, *LOSETH* und *MENÉTREY* entwickelt sich der Stanzkegel jeweils aus Biegerissen. Demgegenüber zeigt dass Modell von *OZBOLT* eine Stanzkegelbildung oberhalb der Beton-Druckzone unabhängig von der Biegerissbildung. Widersprüchlich ist zudem, dass im Modell von *MENÉTREY* die Betondruckfestigkeit den Durchstanzwiderstand nicht beeinflusst, wohingegen *HALLGREN* die Druckfestigkeit als maßgeblichen Einflussparameter beschreibt. Nach *OZBOLT* wiederum hat die Bruchenergie einen höheren Einfluss als die Betondruck – oder Zugfestigkeit. Schon diese unvollständige Auflistung der Modellunterschiede verdeutlicht, dass bei den numerischen Modellen noch kein allgemein anerkanntes Modell des Durchstanzens vorliegt, so dass weitere Untersuchungen notwendig sind. Wesentlich wird es sein, ein Materialmodell zu erarbeiten, dass sowohl die lokale Rissbildung in der Druck- und Zugzone als auch ein wirklichkeitsnahes Schubtragverhalten unter mehraxialen Beanspruchungen erfasst. Aus der Sicht des Autors ist derzeit *OZBOLT´S* Modell (Programm MASA) auf diesem Weg am weitesten entwickelt.

Zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung

Die Beschreibung des Durchstanzens mit Durchstanzbewehrung setzt voraus, dass ein Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung rechnerisch zutreffend erfasst wurde. Daher gelten die Anmerkungen des vorigen Abschnittes auch für das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung. Zudem ist das Verankerungstragverhalten der Durchstanzbewehrung zu erfassen. Dieses ist grundsätzlich möglich, erfordert jedoch Elementabmessungen in der Größenordnung des Stabdurchmessers der Schubbewehrung. Dieses überschreitet im Zusammenhang mit Bauteilanalysen die derzeitigen Kapazitätsgrenzen von Hochleistungs-Personalcomputern. Daher ist es schon aufgrund der jeweiligen FE-Diskretisierung nicht verwunderlich, dass insbesondere das Tragverhalten der Durchstanzbewehrung rechnerisch sehr unterschiedlich bewertet wird.

Zusammenfassend ist daher festzustellen, dass es derzeit keine Modelle vorliegen, die das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung numerisch vollständig zutreffend erfassen.

2.4.3 Grundlagen eigener Finite-Elemente Berechnungen

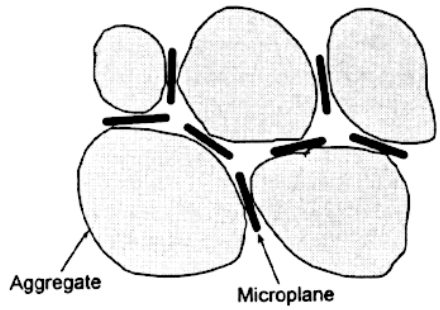
Aufgrund des hochentwickelten Materialmodells wurden die eigenen Finite-Elemente-Berechnungen hautsächlich mit den Programmen „MASA“ [195] durchgeführt (vgl. Tabelle 2-4, Seite 37). Zum Vergleich und zur Standortbestimmung wurden ergänzende Berechnungen mit dem am Institut für Massivbau der RWTH Aachen entwickelten Programm „LIMFES“ [144] durchgeführt. Die Berechnungsgrundlagen dieser Programme werden nachfolgend aus der Sicht eines „Programm-Anwenders“ kurz vorgestellt.

MASA

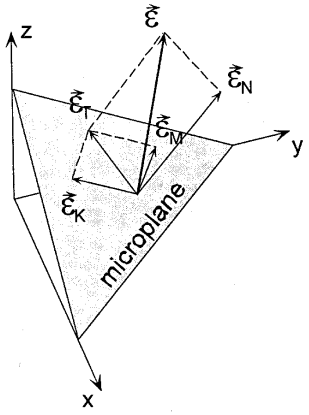
Das FE-Programm „MASA“ wurde am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart entwickelt und dem Autor für numerische Simulationen zum Durchstanzen zur Verfügung gestellt. MASA wurde von *OZBOLT* [195] speziell für zwei- und dreidimensionale, lineare sowie nichtlineare Berechnungen von Konstruktionen aus quasispröden Materialien, insbesondere aus Konstruktionsbeton entwickelt. In dieser Arbeit wurde das Programm MASA zur dreidimensionalen Simulation ausgewählter Durchstanzversuche sowie für Parameterstudien verwendet. Der Beton wurde mit 8-Knoten Volumenelementen und der Betonstahl mit 2-Knoten Fachwerkelementen diskretisiert. Zwischen Beton und Betonstahl wurde ein vollständiger Verbund abgebildet.

Das Materialmodell für Beton basiert auf dem „Microplane“-Modell und einer verschmierten Rissmodellierung. Als Lokalisierungsbegrenzer konnten wahlweise die übliche oder die von *OZBOLT* [196] verbesserte Rissbandmethode eingesetzt werden. Im „Microplane“-Modell sind die Materialeigenschaften von Kontaktflächen getrennt auf unterschiedlichen Ausrichtungen des Materials definiert (Bild 2-18a). Auf jeder „Mikroplane“ stehen die Normaldehnungen ε_N und Schubdehnungen ε_T senkrecht zueinander (Bild 2-18b). Die Materialeigenschaften werden vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder „Mikroplane“ sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung beschrieben. Von den Dehnungsebenen auf den „Mikroplanes“ wird angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt (Methode der kinematischen Bindungen), so dass sich bei Kenntnis der Spannungs-Dehnungsgesetze jeder Komponente der „Microplane“ die makroskopische Steifigkeit sowie der Spannungstensor berechnen lassen. Hierzu wird eine numerische Integration der Spannungskomponenten auf der Mikroebene über alle Richtungen durchgeführt. Eine detailliertere Beschreibung des Microplane-Betonmodells ist *OZBOLT ET AL* [197] zu entnehmen. Als Iterationsmethoden werden das Modifizierte-Newton-Raphson-Verfahren und die Methode der Sekantensteifigkeit eingesetzt. Die graphische Erstel-

lung der Eingabedaten und die Analyse der Berechnungsergebnisse erfolgt mit dem kommerziellen Pre- und Postprozessor FEMAP® [30].



a) Kontaktflächen (Microplanes) zwischen Zuschlag und Zementmatrix



b) Dehnungskomponenten der Mikro ebenen

Bild 2-18 Das Konzept des „Microplane"-Modells: (a) Kontaktflächen zwischen Zuschlag und Zementmatrix und (b) Dehnungskomponenten je „Microplane" [195]

LIMFES

Das FE-Programm „LIMFES" wurde am Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen entwickelt. LIMFES kann ebenfalls für zwei- und dreidimensionale, lineare und nichtlineare Berechnungen von Bauteilen aus Konstruktionsbeton eingesetzt werden. In dieser Arbeit werden mit LIMFES dreidimensionale Simulationen ausgewählter Durchstanzversuche sowie nichtlineare Untersuchungen von Deckensystemen durchgeführt. Der Beton wurde jeweils mit quaderförmigen 8-Knoten Volumenelementen diskretisiert, der Betonstahl mit 2-Knoten Stabelementen abgebildet. Zwischen Beton und Betonstahl wurde entweder ein vollständiger Verbund als auch ein verschieblicher Verbund über spezielle Interface- und Gap-Elemente abgebildet.

Das Materialmodell für Beton basiert auf dem Hypoelestischen Materialmodell nach *OTTOSEN* [144], einer verschmierten Rissmodellierung und einer *BOLTZMANN-´SCHEN* Beschreibung des zeitabhängigen Betonverhaltens. Als Lokalisierungsbegrenzer wurde die normale Rissbandmethode eingesetzt, als Iterationsmethode das Modifizierte-Newton-Raphson-Verfahren. Die graphische Erstellung der Eingabedaten und die Analyse der Berechnungsergebnisse erfolgte mit dem integrierten Pre- und Postprozessor.

2.5 Empirische und halbempirische Berechnungsansätze

2.5.1 Allgemeines

Die Vielzahl der in der Literatur dokumentierten Durchstanzmodelle und deren ständige Weiterentwicklung (vgl. Abschnitt 2.3) verdeutlichen, dass derzeit kein allgemein anerkanntes theoretisches Modell zum Durchstanzen vorliegt. Daher wurden für die Baupraxis empirische oder halbempirische Durchstanzmodelle unentbehrlich. Die nachfolgende Zusammenstellung zeigt den Entwicklungsstand dieser empirischen Modelle am Beispiel von nationalen Regelwerken. Ein statistischer Vergleich der rechnerischen Durchstanzlasten mit den Traglasten der repräsentativen Datenbank wird tabellarisch im Abschnitt 2.6 angegeben. Für die einzelnen Bemessungsansätze ist aus Versuchsnachrechnungen eine graphische Trendanalyse einzelner Einflussparameter im Anhang B zusammengestellt. Die empirischen und halbempirischen Durchstanzmodelle in den Regelwerken unterscheiden folgende Versagensarten (vgl. Gleichung 2.9, Bild 1-4):

(a) Betonversagen am Stützenanschnitt: Diese Versagensart wird dem oberen Grenzwert des Durchstanzwiderstandes $V_{Rd,max}$ zugeordnet. Diese Maximalwerte werden maßgeblich vom Typ der Durchstanzbewehrung bestimmt.

(b) Versagen im Bereich der Durchstanzbewehrung: Der Durchstanzwiderstand im Bereich der Durchstanzbewehrung $V_{Rd,sy}$ setzt sich meist zusammen aus einem Betontraganteil V_c und dem Traganteil der Durchstanzbewehrung V_s. Der Betontraganteil fasst die Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone, die Dübelwirkung der Längs- und der Durchstanzbewehrung sowie den Traganteil infolge Rissverzahnung zusammen.

(c) Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung: Hierbei tritt ein Schubversagen außerhalb des schubverstärkten Bereiches auf. Der zugehörige Durchstanzwiderstand wird nachfolgend mit $V_{Rd,cta}$ bezeichnet.

$$\beta \cdot V_{Ed} \le V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,sy} = \dfrac{V_c}{\gamma_c} + \dfrac{V_s}{\gamma_s} \\ V_{Rd,cta} = \dfrac{V_{cta}}{\gamma_c} \\ V_{Rd,\max} = \dfrac{V_{c,\max}}{\gamma_c} \end{cases} \tag{2.9}$$

$$V_c = \eta \cdot \tau_c \cdot k \cdot \mathrm{f}(\rho_l) \cdot u \cdot d \tag{2.10}$$

$$V_s = \sum A_{sw} \cdot \kappa_s \cdot f_y \cdot \sin(\alpha) \tag{2.11}$$

$$V_{cta} = \frac{V_{ct}}{\gamma_c} = \frac{\tau_c \cdot k \cdot \mathrm{f}(\rho_l) \cdot \kappa_a \cdot u \cdot d}{\gamma_c} \tag{2.12}$$

$$V_{c,\max} = \alpha_{\max} \cdot \tau_c \cdot k \cdot \mathrm{f}(\rho_l) \cdot u \cdot d \tag{2.13}$$

hierin sind:

β Beiwert zur Berücksichtigung lokaler Spannungsspitzen, da die Nachweise vom Mittelwert der Deckenquerkraftbeanspruchung ausgehen
V_{Ed} Einwirkende Deckenquerkraft
V_{Rd} maßgebender Durchstanzwiderstand
$V_{Rd,sy}$ Widerstand der Durchstanzbewehrung
$V_{Rd,cta}$ Durchstanz- bzw. Querkraftwiderstand außerhalb der Durchstanzbewehrung
$V_{Rd,max}$ Oberer Bemessungswert des Durchstanzwiderstandes
V_{ct} Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung
V_c Betontraganteil
V_s Traganteil der Durchstanzbewehrung
γ_c Teilsicherheitsbeiwert eines Betonversagens
γ_s Teilsicherheitsbeiwert eines Betonstahlversagens
η Beiwert des Betontraganteils der jeweiligen Durchstanzbewehrung
τ_c Grundwert der Beton-Querkrafttragfähigkeit
k Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Maßstabseffektes der Plattendicke
f(ρ_l) Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des geometrischen Längsbewehrungsgrades
u Umfang des jeweiligen Nachweisschnittes
d mittlere statische Nutzhöhe
ΣA_{sw} Summe der Durchstanzbewehrung im jeweiligen Nachweisschnitt
κ_s Beiwert der Effektivität der Durchstanzbewehrung gegenüber der Nennfestigkeit der Streckgrenze
α Neigung der Durchstanzbewehrung gegenüber der Plattenschwerachse
κ_a Beiwert zur Berücksichtigung des Überganges vom Durchstanzwiderstand zum kleineren Querkraftwiderstand
α_{max} Beiwert zur Bestimmung der Maximaltragfähigkeit in Abhängigkeit der verwendeten Bewehrungsform

Die Durchstanzbemessung in nationalen Regelwerken geht von unterschiedlichen, aber jeweils fest definierten Nachweisschnitten (Ort und Geometrie) aus. Werden verschiedene Durchstanzversagensarten in einem Nachweisschnitt überprüft, so wird nachfolgend diese Schnittführung als „kritischer Rundschnitt“ bezeichnet (vgl. *EUROCODE 2* [8]). Enthalten die angegebenen Bemessungsgleichungen der jeweilig betrachteten Norm einzelne Einflussparameter nach den Gleichungen 2.9 bis 2.13 nicht, so sind diese zu 1,0 zu setzen.

Zur Berücksichtigung von Zusatzbeanspruchungen bzw. Beanspruchungsspitzen im Durchstanzbereich infolge einer Momentenbelastung, wird in Abhängigkeit des Stützentyps (Innen-, Rand- und Eckstütze) ein Lasterhöhungsfaktor β definiert (vgl. Gleichung 2.9), oder für genauere Nachweise eine Momenten-Querkraftinteraktion berücksichtigt.

Einzelne Bemessungsverfahren berechnen die maximale Durchstanztragfähigkeit V_{max} in Abhängigkeit des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung V_{ct} (z.B. *EUROCODE 2*). Zum besseren Verständnis der Einflussparameter und zur Bewertung der Traglaststeigerung der Durchstanzbewehrung wird die Bemessungsgleichung des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung V_{ct} mitbetrachtet. Alle Vergleiche mit Versuchen in diesem Kapitel werden mit mittleren Betonfestigkeiten auf dem Bruchlastniveau geführt. Ein ausreichend sicherer Bemessungsansatz liegt nach den Kriterien des EC 1 z.B. dann vor, wenn das 5 %-Quantil des Verhältniswertes $\xi_{5\,\%} = V_{Test} / V_{R,u}$ den Grenzwert 1,0 erreicht oder überschreitet.

2.5.2 Bügel, Haken, Schrägstäbe und Schubzulagen nach DIN 1045(88)

Nach DIN 1045(88) [7] darf eine Durchstanzbewehrung mit einer Bügel- oder Schrägstabbewehrung sowie mit Haken aus Betonstahl ausgeführt werden. Die Durchstanzbemessung nach DIN 1045(88) wurde im wesentlichen von *FRANZ* auf der Grundlage von Versuchen [94, 158], linearen Simulationsrechnungen sowie spannungsoptischen Analysen [95] entwickelt. Diese ergaben einen unter 30° bis 45° geneigten Stanzkegel. Weitere Schubrisse außerhalb eines Abstandes von *1,2 d* zum Stützenanschnitt wurden nicht berücksichtigt (Bild 2-19). Die erforderliche Durchstanzbewehrung wurde mittels Integration der Hauptzugspannungsfelder im Durchstanzbereich für die maximal einwirkende Querkraft festgelegt. Es sei darauf hingewiesen, dass infolge der wechselnden Hauptzugspannungsrichtungen die Bemessung der Durchstanzbewehrung unabhängig von der Neigung der Bewehrungsform gegenüber der Plattenschwerachse formuliert wurde. In späteren Kommentaren zur DIN 1045(88) (z.B. *NÖLTING* [147]) wurde aus dem Gleichgewicht der vertikalen Kräfte der Faktor $sin(\alpha)$ bei der Bemessung der Durchstanzbewehrung für Schrägstäbe zusätzlich eingeführt (vgl. Bestimmung von V_s nach Eurocode 2, Teil 1).

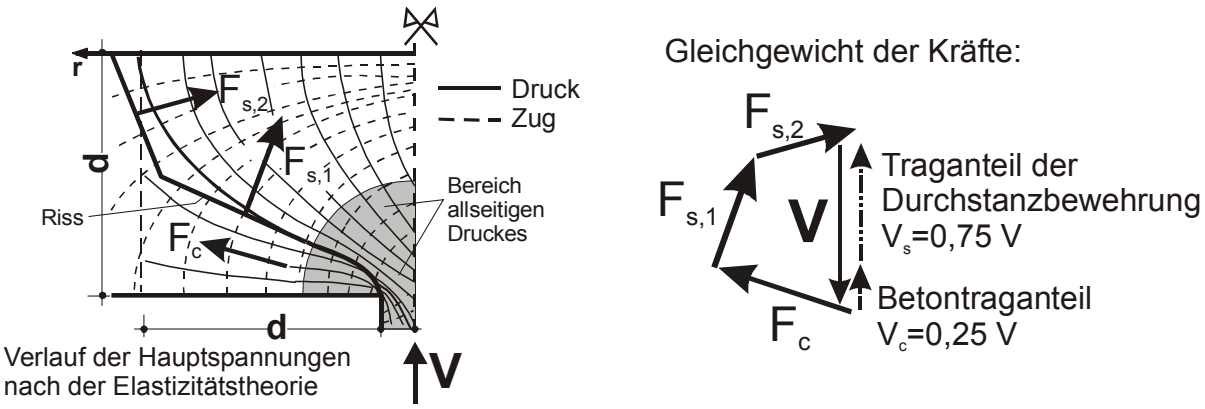


Bild 2-19 Bemessungsmodell für eine Bügel- und Schrägstabbewehrung nach DIN 1045 (88)

Durchstanzbemessung nach DIN 1045(88) [7]:

Sicherheitsbeiwerte: $\gamma_{c,\,global} = 2{,}1;\ \gamma_{s,global} = 1{,}75$

ohne Durchstanzbewehrung: $\tau_c = \gamma_{c,global} \cdot \tau_{011};\ \tau_{011} \cong 0{,}056 \cdot f_{c,200}{}^{2/3};$

$f(\rho_l) = 1{,}3 \cdot \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g};\ \alpha_s \cong 0{,}7 \cdot (1 + f_y / 500) \le 1{,}4;\ 0{,}5 \le \mu_g \le 25 \cdot f_{c,cube\,200} / f_y \le 1{,}5\%$

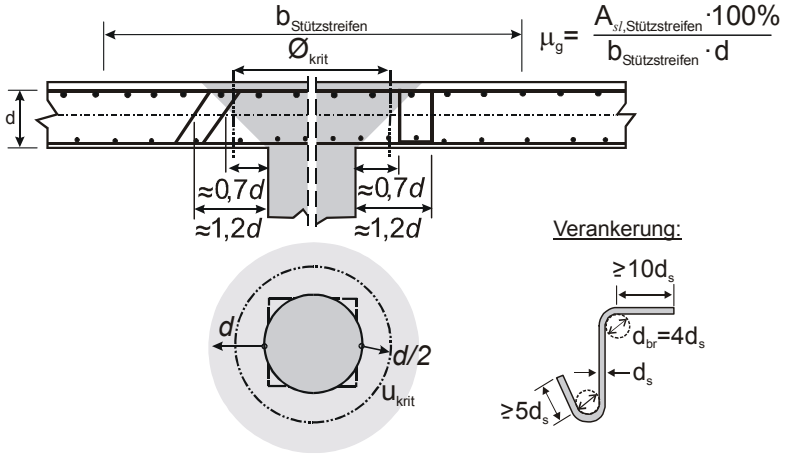
außerhalb der Durchstanzbewehrung:

V_{max} beschränkt die Belastung im äußeren Nachweisschnitt

maximale Tragfähigkeit: $V_{\max} = \gamma_{c,global} \cdot \kappa_2 \cdot \tau_{02} \cdot u_{krit} \cdot d$

$\tau_{02} \cong 0{,}21 \cdot f_{c,cube\,200}{}^{2/3};\ \kappa_2 = \alpha_s \cdot 0{,}45 \cdot \sqrt{\mu_g}$

Bügel / Schrägstäbe: $V_c = 0{,}25 \cdot V_{Ru};\ V_s = A_{sw} \cdot f_y$ bzw. $V_s = A_{sw} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha)$



Ein Lasterhöhungsfaktor wird indirekt nur bei Rand- und Eckstützen berücksichtigt.
Rechteckige Stützen mit einem Seitenverhältnis a/b ≤ 1,5 dürfen als flächengleiche kreisförmige Stützen betrachtet werden.

Bügel müssen eine obere und untere Lage der Zug- und Druckbewehrung umfassen.

Die Mindestplattendicke beträgt 150 mm.

Bild 2-20 Bemessungsgleichungen für Bügel und Schrägstäbe nach DIN 1045 (88)
(τ_{011}: Grundwert der Schubspannung ohne Durchstanzbewehrung,
τ_{02} : Oberer Grenzwert der Schubspannung mit Durchstanzbewehrung,
κ_2 : Einfluss des geometrischen Längsbewehrungsgrades,
μ_g : geometrischer Längsbewehrungsgrad)

2.5.3 Gitterträger nach DIN 1045(88) [22]

Gitterträger bestehen aus gebogenen glatten Drähten (f_y = 500 MPa), die mit jeweils einem Obergurt und zwei Untergurten kraftschlüssig verschweißt werden (Bild 2-21). Die Trägerhöhe variiert je nach Deckenstärke zwischen 80 und 280 mm. Die Durchstanzbemessung für Gitterträger wurde in Deutschland in der Zulassung Nr. Z-15.1-93 sowohl für Ortbeton- als auch für Elementdecken geregelt [22]. Hiernach sind sowohl die Drähte als auch die Maximaltragfähigkeit nach DIN 1045(88) zu bemessen. Werden die Gitterträger sternförmig um die Stütze angeordnet, so können sowohl die Vertikal- als auch die Diagonalstäbe vollständig als Durchstanzbewehrung angerechnet werden. Liegt eine tangentiale Anordnung um die Stütze vor, wirken nur die Vertikalstäbe als Durchstanzbewehrung. Für Anordnungen zwischen diesen Grenzfällen darf die Anzahl der anrechenbaren Diagonalstäbe interpoliert werden. Allerdings wird in [154] empfohlen, nur die Vertikalstäbe rechnerisch zu berücksichtigen.

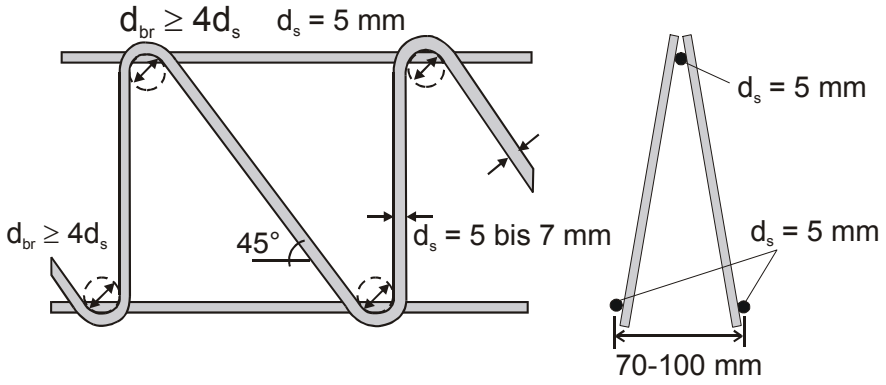


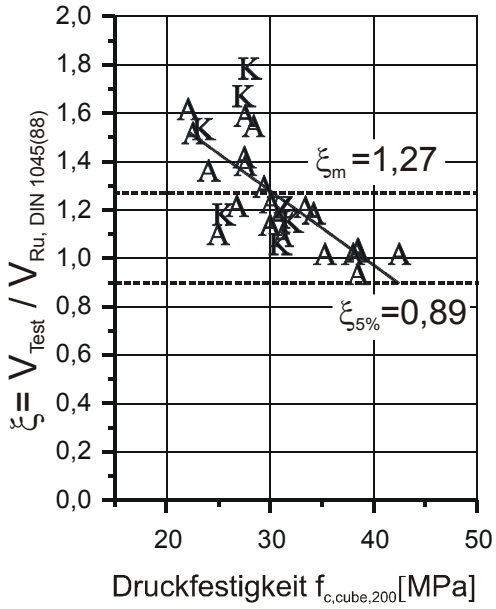
Bild 2-21 Konstruktive Durchbildung von Gitterträgern nach Zulassung Nr. Z-19.1-93 (Filigran-Gitterträger-Typ EQ)

2.5.3.1 Überprüfung der Durchstanzbemessung nach DIN 1045(88) auf Grundlage von Versuchen

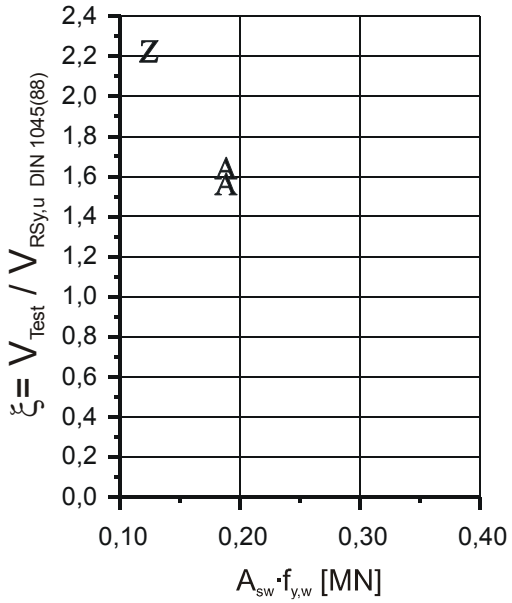
Unter Berücksichtigung der konstruktiven Durchbildung der Durchstanzbewehrung und der Betonfestigkeitsklassen nach DIN 1045(88) können 21 von 71 Versuche mit einer Bügelbewehrung, 2 von 6 Versuchen mit Haken, 8 von 27 Versuchen mit Schrägstäben sowie 2 von 22 Versuchen mit Schubzulagen ausgewertet werden (Bild 2-22). Diese Datenreduktion ergab sich vor allem durch experimentell größere schubbewehrte Bereiche l_w als nach den Konstruktionsrichtlinien von DIN 1045(88) gefordert (Bügel: $l_w \leq 1{,}2 \cdot d$; Schrägstäbe: $l_w \leq 1{,}5 \cdot d$).

Die graphische Darstellung der Ergebnisse verdeutlicht, dass mit steigender Betonfestigkeit die Tragsicherheit gegenüber der rechnerischen Maximallast abnimmt (Bild 2-22a). Die Zielsicherheit des Bruchlastniveaus von $\xi = 1{,}0$ wird im Einzelwert nur

geringfügig unterschritten, allerdings unterschreitet das 5 %-Quantil ($\xi_{5\,\%} = 0{,}89$) diesen Zielwert deutlich.



a) Maximaler Durchstanzwiderstand: Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der mittleren Betonfestigkeit



b) Durchstanzwiderstand der Bügelbewehrung: Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der Tragkraft der Durchstanzbewehrung

c) Zusammenstellung der statistischen Kennwerte jeder betrachteten Bewehrungsform

rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. V_c+V_s			
Bew. Form		Anzahl der Vers.	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$	Anzahl der Vers.	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$
A	Bügel	24	1,26	0,17	0,91	2	1,60	-	-
K	Schrägstäbe	6	1,40	0,20	0,94	2	1,10	-	-
Z	Schubzulagen	2	1,72	-	-	1	2,22	-	-
alle Versuche		32	1,27	0,18	0,89	5	1,81	0,16	1,33

Bild 2-22 Auswertung[1] von 32 Durchstanzversuchen nach DIN 1045(88)

Aufgrund der geringen Versuchsanzahl mit einem Bügel- oder Schrägstabversagen werden diese Versuche statistisch nicht bewertet. Insgesamt bestimmt der obere Grenzwert der Durchstanztragfähigkeit die Tragsicherheit nach DIN 1045(88), so dass die erforderliche Tragsicherheit von $\gamma = 2{,}1$ für Bügel, Schrägstäbe und Schubzulagen nicht erreicht wird (Bild 2-22c, Spalte 6: $\xi_{5\,\%}$=0,89 < 1,0). Diese Auswertung bestätigt die kritische Stellungnahme zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung nach DIN 1045(88) des Koordinierungsausschusses der Prüfämter und Prüfingenieure für Baustatik des Landes Hessen [27]. Dieser Ausschuss regte bereits 1992 an, dass bei Flach-

[1] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach DIN 1045(88) entspricht.

decken mit großen Stützen oder ungleichmäßigen Stützweitenverhältnissen neben dem Durchstanznachweis auch die Querkrafttragfähigkeit der Platte nachzuweisen ist. Dieser Nachweis führt unabhängig von der Bewehrungsform auch bei größeren Stützen zu einem sicheren Bemessungsniveau, da hierdurch meist der Querkraftwiderstand außerhalb der Durchstanzbewehrung maßgebend wird (Bild 2-23a).

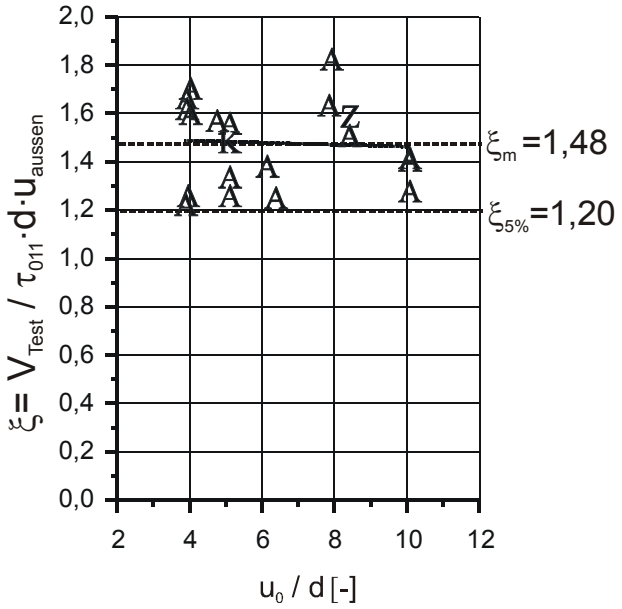
Eine wirtschaftlichere und ausreichend sichere Bemessung liegt vor, wenn der schubbewehrte Bereich vergrößert und ein zusätzlicher Querkraftnachweis außerhalb der Durchstanzbewehrung in Analogie zum Nachweis des äußeren Rundschnittes für Dübelleisten und Doppelkopfanker (Bild 2-24) eingeführt wird (Bild 2-23b, Tabelle 2-1). Allerdings wird durch Vergrößerung des Bereiches mit Schubbewehrung l_w eine erhöhte Bewehrungsmenge erforderlich.

Tabelle 2-1 Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnungen[2] einer modifizierten Durchstanzbemessung nach DIN 1045(88)

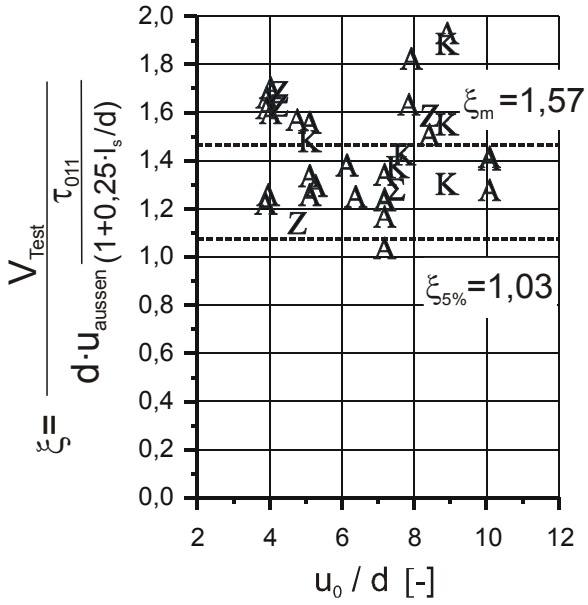
rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. V_c+V_s		außerhalb der Durchstanzbewehrung nach Zulassung Z-15.1-84 [Halfen_2] V_{cta}			
Bew. Form		n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$	n	ξ_m	n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$
A	Bügel	23	1,27	0,13	1,00	12	2,17	25	1,43	0,15	1,07
B	Schrägstäbe + Bügel	1	2,05	-	-	-	-	-	-	-	-
K	Schrägstäbe	7	1,49	0,13	1,17	3	1,40	6	1,50	0,13	1,18
Φ	Gitterträger	-	-	-	-	2	1,50	7	1,65	0,21	1,08
H	Haken	1	2,02	-	-	3	4,52	2	1,33	-	-
Σ	Shear-Links	-	-	-	-	4	1,57	1	1,28	-	-
Z	Schubzulagen	16	1,26	0,15	0,95	2	2,16	4	1,51	0,15	1,14

Zur Tabelle 2-1 und allen nachfolgenden Tabellen in diesem Abschnitt sei angemerkt, dass für ein Versagen im Bereich der Durchstanzbewehrung große Streuungen vorliegen, da in der Literatur die Effektivität der jeweiligen Bewehrungsform sehr unterschiedlich bewertet wird (vgl. Tabelle 1-1. für Bügel und Schrägstäbe) sowie die Größe des schubbewehrten Bereiches im Versuch meist mit der Anforderung der jeweiligen Bemessungsvorschrift nicht übereinstimmt (siehe Datenreduktion im Abschnitt 2.5.3.1). Es ist daher nicht sinnvoll charakteristische Werte zu ermitteln, wenn der Mittelwert dieses Bemessungswiderstandes nur unzutreffend erfasst ist.

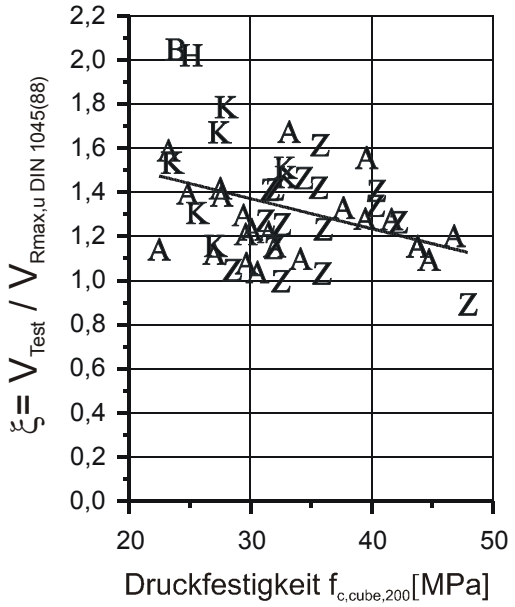
[2] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach DIN 1045(88) entspricht.



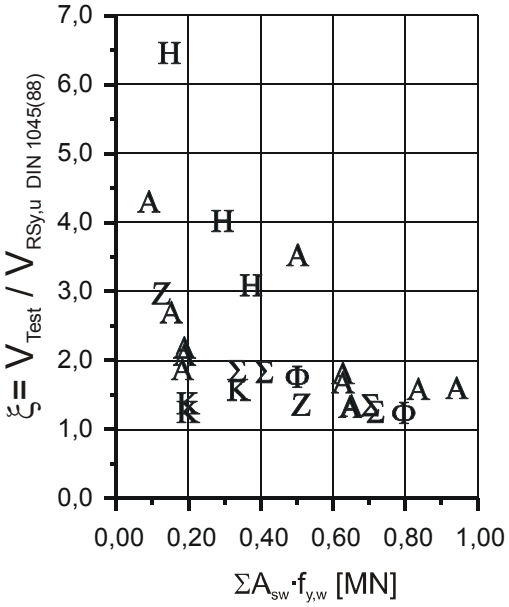
a) Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung – Regelung der Prüfingenieure in Hessen [27]: Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfangs u_0 / d



b) Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung – Bemessung nach der Zulassung für Dübelleisten und Doppelkopfanker: Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfangs u_0 / d



c) Maximaler Durchstanzwiderstand nach DIN 1045(88): Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit



d) Durchstanzen im Bereich der Durchstanzbewehrung nach DIN 1045(88): Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit der Tragkraft der Durchstanzbewehrung

Bild 2-23 Auswertung von Durchstanzversuchen nach DIN 1045(88) unter Berücksichtigung ergänzender Bemessungsregeln für die Bewehrungsformen nach Tabelle 2-1

2.5.3.2 Dübelleisten und Doppelkopfanker nach DIN 1045(88)

Dübelleisten und Doppelkopfanker sind traglast- und einbauoptimierte Durchstanz-Bewehrungsformen, deren Bemessung in Deutschland auf Grundlage von DIN 1045(88) nach den jeweiligen Zulassungen des Deutschen Institutes für Bautechnik [z.B. 20, 21, 23] geregelt ist. Die Bolzen und Anker werden sowohl mit gerippter als auch mit glatter Oberfläche ausgeführt. Im Fall von glatten Dübeln auf Leisten beträgt die Nennfestigkeit der Streckgrenze f_{yk} = 260 MPa. Für den Fall gerippter Anker oder Dübel beträgt die Nennfestigkeit der Streckgrenze f_{yk} = 500 MPa.

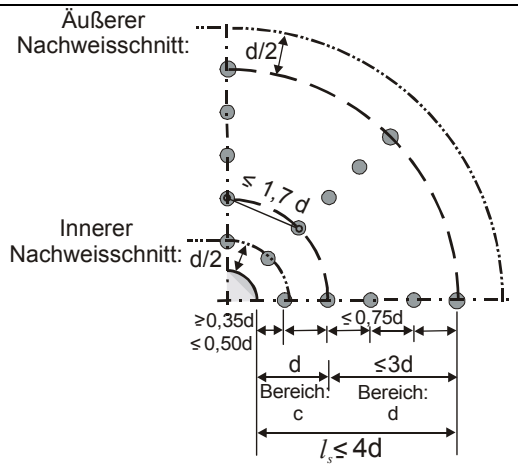
Regelungen für Dübelleisten [20] **und Doppelkopfanker mit $d_k = 3\ d_s$** [21 ,23]

maximale Tragfähigkeit: $V_{\max} = \gamma_{c,global} \cdot \kappa_2 \cdot \tau_{02} \cdot u_{krit} \cdot d$

Dübelleiste: $\kappa_2 = \alpha_s \cdot 0{,}9 \cdot \sqrt{\mu_g} \le 1$ Doppelkopfanker: $\kappa_2 = \alpha_s \cdot 0{,}7 \cdot \sqrt{\mu_g} \le 1$

außerhalb der Durchstanzbewehrung: $V_{cta} = \frac{\gamma_{c,global}}{1 + 0{,}25 \cdot l_s / d} \cdot \kappa_1 \cdot \tau_{011} \cdot u \cdot d \ge \tau_{011} \cdot u \cdot d$

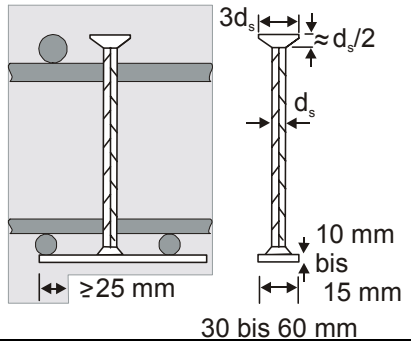
Dübel / Doppelkopfanker:
Bereich c: $1{,}0\ d \le l_s$ $V_c = 0$; $V_s = \Sigma A_{sw} \cdot f_y$



Dübelleiste:

gerippte Bolzen: $d_k = 3{,}0\ d_s$

glatte Bolzen: $d_k = 2{,}5\ d_s$



Doppelkopfanker (gerippte Anker):

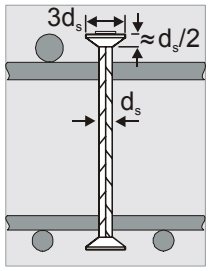
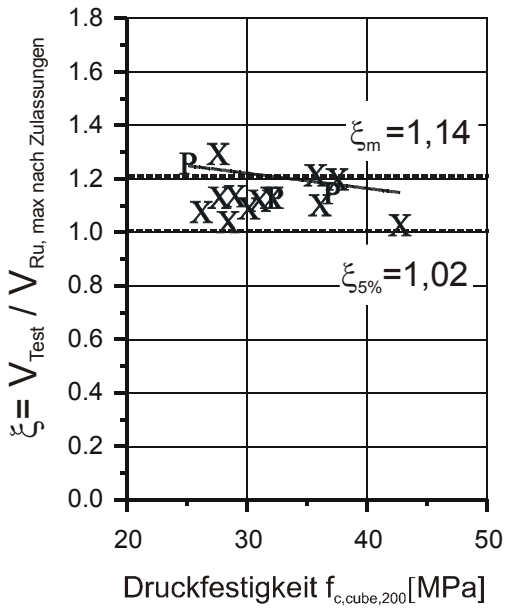
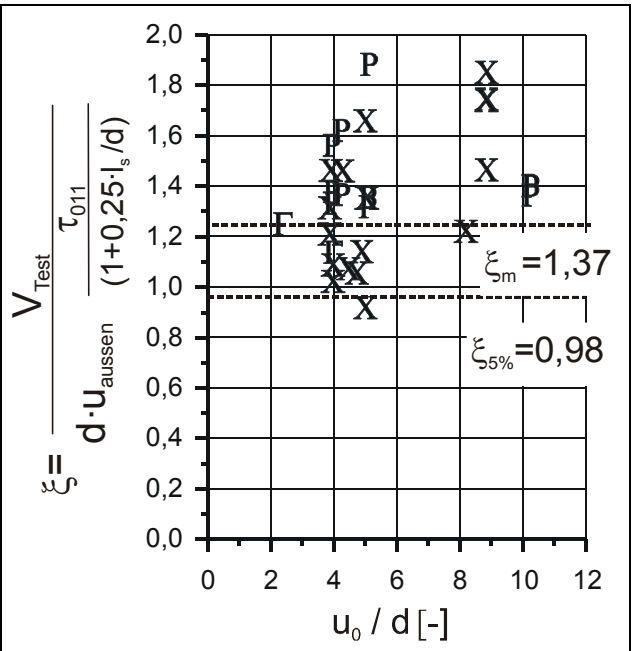


Bild 2-24 Durchstanzbemessung und konstruktive Durchbildung für Doppelkopfanker und Dübelleisten nach deutschen Zulassungen (τ_{011}, τ_{02}, κ_1 nach DIN 1045(88) vgl. Bild 2-20)

Abweichend zur DIN 1045(88) werden Dübelleisten und Doppelkopfanker mit einem Fachwerkmodell nach *ANDRÄ* [44 bis 50] bemessen (vgl. Bild 2-12d). Im Lasteinleitungsbereich c (Bild 2-24), wirkt die Durchstanzbewehrung ausschließlich als Aufhängebewehrung, ein Betontraganteil ist nicht wirksam. Im Bereich d außerhalb des Lasteinleitungsbereiches wird der Ankerdurchmesser des Bereiches c beibehalten. Eine ausreichende Tragfähigkeit im Bereich d wird ohne Nachweis allein über Abstandsregeln sichergestellt. Außerhalb der Doppelkopfanker ist die Querkraftrag fähigkeit ohne Querkraftbewehrung nachzuweisen, wobei entsprechend der Leisten- bzw. Elementlänge zwischen dem Durchstanzwiderstand und dem Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten zu interpolieren ist.



a) Maximaler Durchstanzwiderstand: Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit



b) Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung: Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfangs

c) statistische Kennwerte

rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. $V_s + V_c$		außerhalb der Durchstanzbewehrung V_{cta}			
Bew. Form		n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$	n	ξ_m	n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$
X	Doppelkopfanker	12	1,13	0,07	1,00	6	1,64	17	1,34	0,21	0,89
P	Dübelleisten	3	1,18	0,05	1,08	4	1,55	11	1,45	0,11	1,19
Γ	Rippen-Dübelleiste	-	-	-	-	-	-	2	1,19	-	-
alle Versuche		15	1,14	0,06	1,02	10	1,60	30	1,37	0,18	0,96

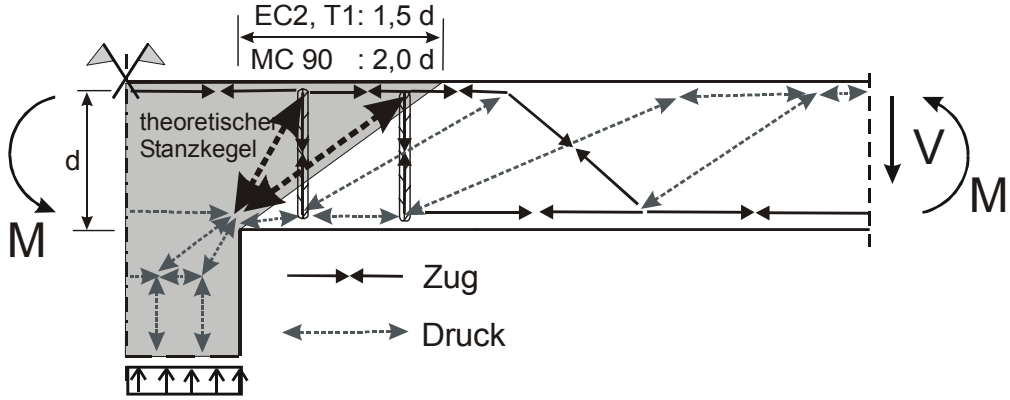
Bild 2-25 Auswertung[3] von Durchstanzversuchen mit Dübelleisten und Doppelkopfanker nach Zulassungen des DIBt (k_n = 1,645)

Die Versuchsnachrechnungen in Bild 2-25(c) belegen, dass für alle Versagensarten eine ausreichend sichere Bemessung vorliegt. Der erhöhte Variationskoeffizient im Fall eines rechnerischen Versagens außerhalb der Durchstanzbewehrung ist infolge der Betrachtung von Deckenausschnitten, auf lokale Störungen im Lasteinleitungsbereich am Plattenrand zurückzuführen. Da der äußere Versagensriss mit steigender Länge des Bereiches mit Durchstanzbewehrung l_s bzw. l_w in die Lastausbreitungszone am Plattenrand hineinreicht (vgl. Bild 7-17).

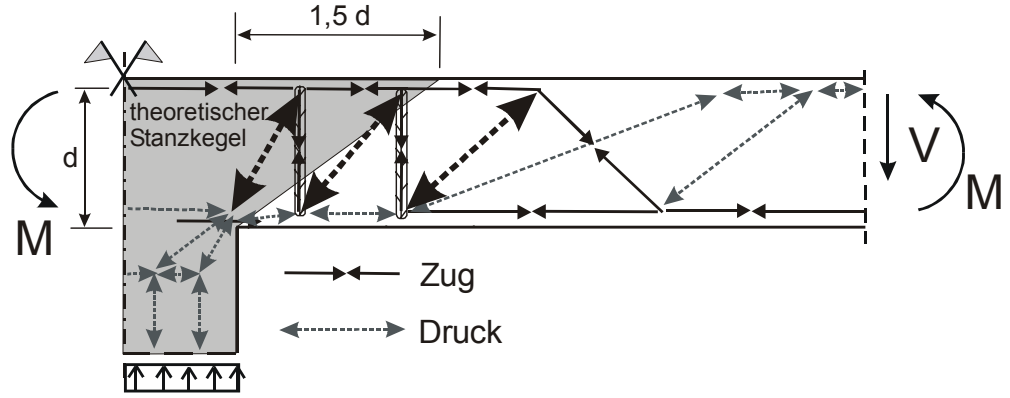
[3] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach DIN 1045(88) entspricht.

2.5.4 Bügel, Haken und Schrägstäbe nach Eurocode 2 sowie Model Code 90

Die Durchstanzbemessung nach Eurocode 2, Teil 1 und Model Code 90 berücksichtigt zur Dimensionierung der Durchstanzbewehrung eine Aufhänge-Fachwerktragwirkung (Bild 2-26a) einschließlich eines Betontraganteiles. Allerdings werden die Grundwerte der Schubspannung sowie die Parameterfunktionen in diesen Regelwerken unterschiedlich definiert.



a) Bemessungsmodell nach Eurocode 2, Teil 1 und Model Code 90



b) Modifiziertes Bemessungsmodell nach Eurocode 2, Teil 1 sowie deutschen Anwendungsrichtlinie.

Bild 2-26 Bemessungsmodelle nach Model Code 90 sowie nach Eurocode 2, Teil 1

Die Bemessung nach Eurocode 2, Teil 1 war in Deutschland ausschließlich in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument [9] zulässig. Diese Anwendungsrichtlinie berücksichtigt Forschungsergebnisse von *KORDINA* [149], indem sowohl der Grundwert der Schubspannung τ_c modifiziert wurde als auch die Effektivität der Durchstanzbewehrung um 50 % reduziert wurde. Auf Grundlage des Bemessungsmodells (Bild 2-26a) kann diese verminderte Effektivität der Durchstanzbewehrung sowohl als eine systematische Unterschreitung der Nennfestigkeit der Streckgrenze im Bruchzustand interpretiert werden als auch mit einem zweifachen „Hochhängen“ der Plattenquerkraft nach Bild 2-26b erklärt werden.

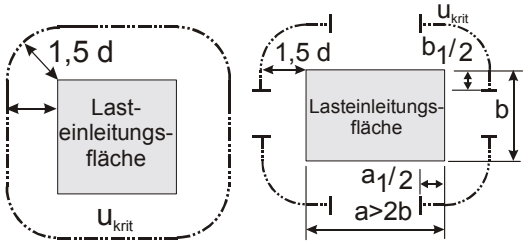
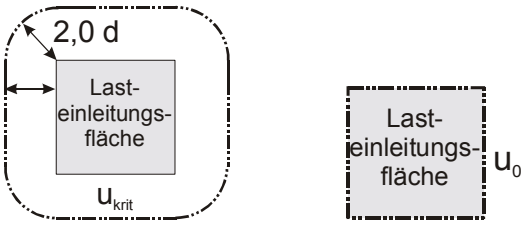
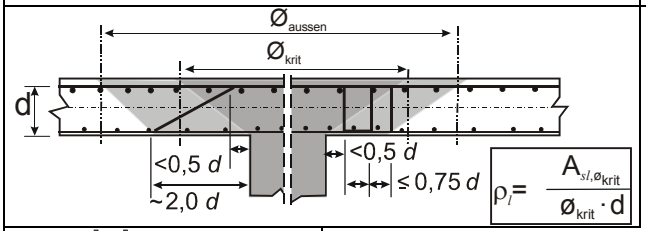
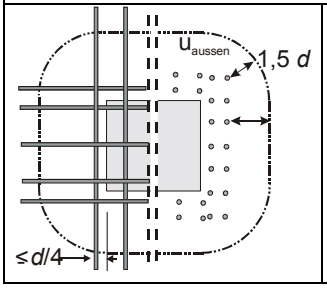
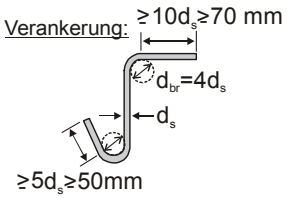
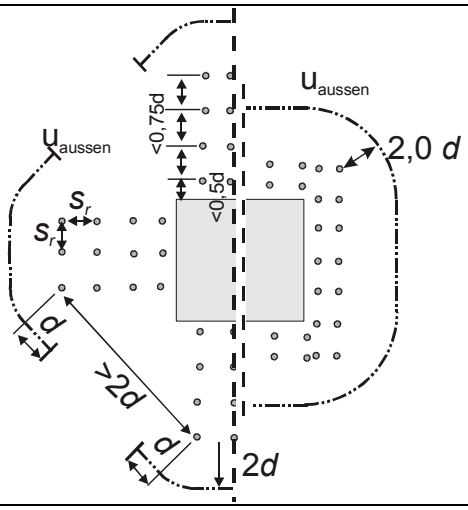
Durchstanzbemessung nach Eurocode 2, Teil 1 [8] und deutscher Anwendungsrichtlinie [9]	Durchstanzbemessung nach Model Code 90 [13] und FIP Recommendations 1996 [14]
Sicherheitsbeiwerte des Materialwiderstandes:	
$\gamma_c = 1{,}5$; $\gamma_s = 1{,}15$	$\gamma_c = 1{,}5$; $\gamma_s = 1{,}15$
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung: V_{ct}	
EC 2, Teil 1: $\tau_c = \gamma_c \cdot 0{,}035 \cdot f_c^{2/3}$; $k = 1{,}6 - d \geq 1$; $f(\rho_l) = 1{,}2 + 40 \cdot \rho_l$ mit $\rho_l \leq 1{,}5$ % a_l=min (a, 2b, 5,6d-b_l); b_l= min (b, 2,8d) **Anwendungsrichtlinie:** $\tau_c = \gamma_c \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}09 \cdot f_c^{1/3}$ 	**MC 90:** $\tau_c = \gamma_c \cdot 0{,}12 \cdot f_c^{1/3}$; $k = 1 + \sqrt{200/d}$; $f(\rho_l) = \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l}$ **FIP-Recommendations :** $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2{,}0$ 
Widerstand außerhalb der Durchstanzbewehrung: V_{cta}	
EC 2, Teil 1: Siehe Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung V_{ct}. **Anwendungsrichtlinie:** $\tau_c = \gamma_c \cdot 0{,}09 \cdot f_c^{1/3}$	**MC90/ FIP-Recommendations:** Siehe Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung V_{ct}.
Maximale Tragfähigkeit: V_{max}	
EC 2, Teil 1 und Anwendungsrichtlinie: $V_{max} = 1{,}6 \cdot V_{ct}$	**MC 90:** $V_{max} = 0{,}5 \cdot 0{,}6 \cdot (1 - f_c/250) \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d$ **FIP-Recommendations:** $V_{max} = 0{,}5 \cdot 0{,}85 \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d$
Durchstanzwiderstand mit Bügeln / Schrägstäben: V_c+V_s	
EC 2, Teil 1: $V_c = V_{ct}$; $Vs = \sum A_{sw} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha)$; $h \geq 200$ mm $\min A_{sw} = 0{,}6 \cdot (0{,}11 \text{ bis } 0{,}13\,\%) \cdot (A_{krit} - A_{load}) / \sin(\alpha)$ **Anwendungsrichtlinie:** $V_c = V_{ct}$; $V_s = (0{,}5 \text{ bis } 0{,}6) \cdot \sum A_{sw} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha)$	**MC 90 / FIP-Recommendations:** $V_c = 0{,}75 \cdot V_{ct}$; $V_s = 1{,}5 \cdot d / s_r \cdot A_{sw} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha)$ $f_y \leq 345$ MPa $\min A_{sw}/s_r = 0{,}03 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \cdot \frac{u_{krit}}{1{,}5 \cdot f_y \cdot \sin(\alpha)}$
  	

Bild 2-27 Durchstanzbemessung und konstruktive Durchbildung nach Model Code und Eurocode 2, Teil 1(s_r: Bügelabstand, $A_{sl,Økrit}$: Längsbewehrung im kritischen Rundschnitt)

Die Nachrechnung von Versuchen in den Anwendungsgrenzen von Eurocode 2, Teil 1 ergibt, dass rechnerisch ein Durchstanzen im äußeren Rundschnitt überwiegt, gefolgt von einem Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit (Tabelle 2-2, Zeilen 1 bis 4). Berücksichtigt man Versuche mit einem größeren schubbewehrten Bereich als $l_w = 1{,}5$ bis $2{,}0\,d$, so wird meist das Niveau der Maximaltragfähigkeit maßgebend (Tabelle 2-2, Zeilen 6 bis 11). Insgesamt liegt nach Eurocode 2, Teil 1 ein nach Eurocode 1 ausreichend sicheres Bemessungsniveau vor, das auf einem niedrigeren Widerstandsniveau als nach DIN 1045(88) liegt (vgl. die Mittel- und 5 %-Quantilwerte der Tabellen 2-1 und 2-2).

Tabelle 2-2 Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnungen[4] nach EC 2, Teil 1

rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. $V_s + V_c$		außerhalb der Durchstanzbewehrung V_{cta}			
Bew. Form		n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$	n	ξ_m	n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$
Eurocode 2, Teil 1 unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen											
1	Bügel	5	1,57	0,11	1,28	1	1,48	21	1,53	0,21	1,19
2	Schrägstäbe	9	1,41	0,15	1,07	-	-	4	1,41	-	-
3	Haken	-	-	-	-	-	-	2	2,04	0,20	1,70
4	Shear-Links	-	-	-	-	-	-	2	1,83	0,15	1,58
5	Schubzulagen	3	1,46	0,12	1,18	-	-	2	2,01	0,21	1,66
Eurocode 2, Teil 1 ohne Berücksichtigung der Vorgabe zur konstruktiven Durchbildung											
6	Bügel	27	1,51	0,16	1,12	1	1,48	21	1,53	0,14	1,19
7	Bügel + Schrägstäbe	1	2,49	-	-	-	-	-	-	-	-
8	Schrägstäbe	15	1,42	0,13	1,11	-	-	3	1,39	0,09	1,18
9	Haken	3	2,46	0,05	2,26	1	2,08	2	2,04	-	-
10	Shear-Links	5	1,58	0,16	1,16	-	-	-	-	-	-
11	Schubzulagen	20	1,57	0,13	1,22		2	2	2,01		

Bei Berücksichtigung des deutschen Anwendungsdokumentes zum EC 2, Teil 1 wird in den Versuchsnachrechnungen ausschließlich das Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung maßgebend (Tabelle 2-3, Zeilen 1 bis 5). Hierdurch steigt das Sicherheitsniveau gegenüber EC 2, Teil 1 an. Ein Versagen der Durchstanzbewehrung wurde nur in zwei von 101 Versuchen rechnerisch maßgebend, was nicht der Häufigkeitsverteilung der beobachteten Versagensarten entspricht (Bild 2-5f). In Verbindung mit dem relativ hohen Sicherheitsniveau kann daher festgestellt werden, dass nach EC 2 die Traglastkapazität der Durchstanzbewehrung nicht vollständig ausgeschöpft

[4] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach Eurocode 2 entspricht.

wird. Auch nach Model Code 90 tritt überwiegend ein Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung auf. Infolge der rechnerischen Begrenzung der anrechenbaren Stahlspannung wurde allerdings häufiger ein Versagen im Bereich der Durchstanzbewehrung maßgebend, wenn der Bereich l_w mit Durchstanzbewehrung größer als 1,5 d ausgeführt wurde.

Tabelle 2-3 Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnungen[5] nach EC 2, Teil 1 in Verbindung mit dem deutschen Anwendungsdokument

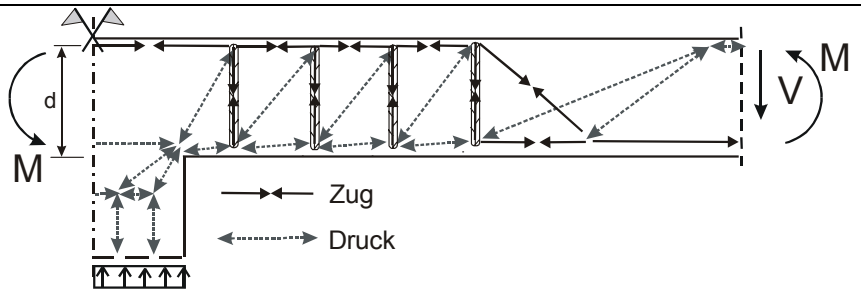
rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. $V_s + V_c$		außerhalb der Durchstanzbewehrung V_{cta}			
Bew. Form		n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ k_n = 1,645	n	ξ_m	n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ k_n = 1,645
Eurocode 2, Teil 1 unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen											
1	Bügel	-	-	-	-	-	-	27	1,77	0,12	1,41
2	Schrägstäbe	-	-	-	-	-	-	13	1,63	0,20	1,09
3	Haken	-	-	-	-	-	-	2	2,68	-	-
4	Shear-Links	-	-	-	-	-	-	2	2,05	-	-
5	Schubzulagen	-	-	-	-	-	-	5	1,86	0,20	1,25
Eurocode 2, Teil 1 ohne Berücksichtigung der Vorgabe zur konstruktiven Durchbildung											
6	Bügel	18	1,55	0,17	1,11	1	2,11	30	1,73	0,13	1,36
7	Bügel + Schrägstäbe	1	2,66	-	-	-	-	-	-	-	-
8	Schrägstäbe	4	1,70	0,17	1,22	-	-	14	1,60	0,20	1,07
9	Haken	3	2,24	0,04	2,09	1	1,81	2	2,68	-	-
10	Shear-Links	2	1,48	-	-	-	-	3	1,96	0,10	1,64
11	Schubzulagen	16	1,63	0,12	1,31	-	-	6	1,77	0,22	1,13

[5] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach Eurocode 2 entspricht.

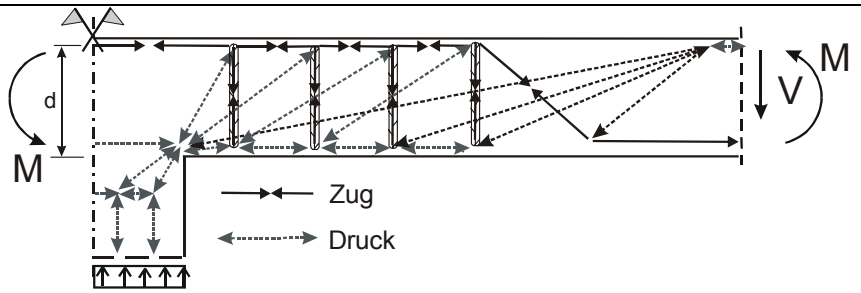
2.5.5 Bügel, Haken und Schrägstäbe nach British Standard 8110, Part 1, 1997

Die Neufassung des British Standard 8110, Part 1, 1997 [6] berücksichtigt nach experimentellen Untersuchungen von *CHANA* und *DESAI* [68, 69] erstmals eine günstig wirkende Platten-Membrantragwirkung. Diese Membrantragwirkung wird sowohl bei der Maximaltragfähigkeit als auch in der Abstufung Durchstanzbewehrung implizit berücksichtigt. Hierdurch wird gegenüber der Bemessung nach dem British Standard von 1985 (Bild 2-28b) die Durchstanzbewehrung um bis zu 50 % reduziert !

Nach Auffassung des Autors ist die Berücksichtigung von Membrantragwirkungen kritisch zu hinterfragen, da ein Großversuch von *LADNER, SCHAEIDT* und *GUT* [152] zeigte, dass neben den günstig wirkenden Membran-Druckkräften auch ungünstig wirkende Membran-Zugkräfte entstehen können. *LADNER, SCHAEIDT* und *GUT* empfahlen daher die Platten-Membrankräfte zu vernachlässigen. In eigene nichtlinearen Simulationsrechnungen mit Flachdecken-Systemen wird in Kapitel 4 der Wirkungsweise von Membrankräften weitergehend nachgegangen.



a) Fachwerkmodell im Durchstanzbereich nach British Standard 8110, Part 1, 1985



b) Fachwerkmodell im Durchstanzbereich nach British Standard 8110, Part 1, 1997

Bild 2-28 Fachwerkmodelle im Durchstanzbereich nach British Standard 8110, Part 1 (1985) und der Neufassung von 1997

Durchstanzbemessung nach British Standard 8110. Part 1(97) [6]
Sicherheitsbeiwerte des Materialwiderstandes:
$\gamma_c = 1{,}25$; $\gamma_s = 1{,}15$
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung: V_{ct}
$\tau_c = \frac{1{,}5 \cdot d}{a_v} \cdot 0{,}27 \cdot f_{c,cube}^{1/3}$; $k = \sqrt[4]{400/d}$; $f(\rho_l) = (100 \cdot \rho_l)^{1/3}$ und $\rho_l \le 3{,}0$ % a_v: Abstand zum Stützenanschnitt; d in mm, $f_{c\,cube} \le 40$ MPa
Widerstand außerhalb der Durchstanzbewehrung: V_{cta}
Siehe Widerstand ohne Durchstanzbewehrung V_{ct}.
Maximale Tragfähigkeit: V_{max}
$V_{max} = 2{,}0 \cdot V_{ct} \le u_0 \cdot d \cdot \min(6{,}25;\ \sqrt{f_{c,cube}})$
Durchstanzwiderstand mit einer Bügel- oder Schrägstabbewehrung: V_c+V_s
$v \le 1{,}6 \cdot v_{ct}$: $V_c = V_{ct}$; $Vs = 0{,}95 \cdot \sum A_{sw} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha)$; $f_y \le 460$ MPa
$1{,}6 \cdot v_{ct} < v \le 2{,}0 \cdot v_{ct}$: $V_c = 1{,}42 \cdot V_{ct}$; $Vs = 0{,}27 \cdot \sum A_{sw} \cdot f_y \cdot \sin(\alpha)$; $f_y \le 460$ MPa
und: $\min \sum A_{sw} \sin(\alpha) \ge 0{,}4 \cdot u \cdot d / (0{,}95 \cdot f_y)$; $h \ge 200$ mm

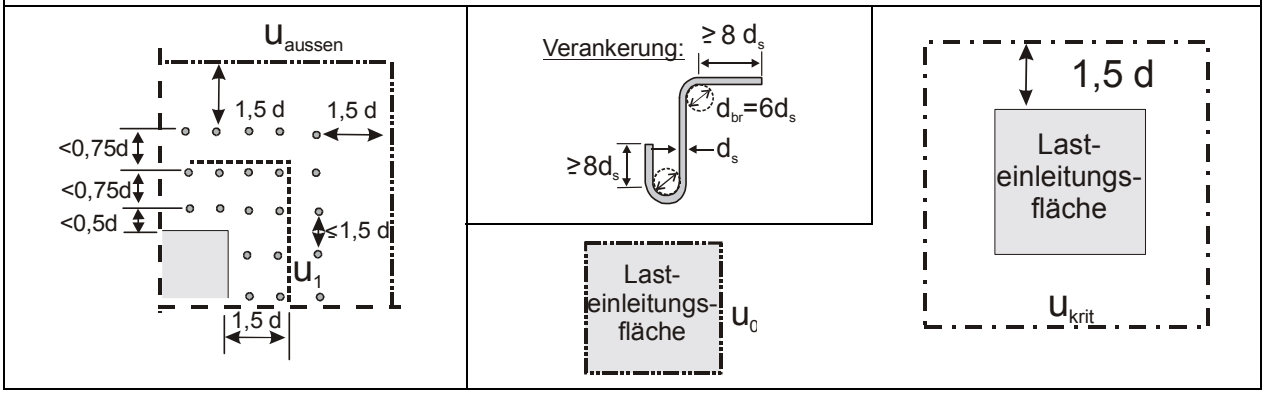


Bild 2-29 Durchstanzbemessung und konstruktive Durchbildung nach British Standard 8110, Part 1(1997)

Ein Vergleich der statistischen Kennwerte der Versuchsnachrechnungen nach BS 8110-97 (Tabelle 2-4, Zeile 1 bis 6) mit BS 8110-85 (Tabelle 2-4, Zeile 7 bis 12) zeigt, dass nach BS 8110-97 ein Versagen der Durchstanzbewehrung weniger häufig auftritt. Insgesamt erscheint die Bemessung an Mittelwerten und nicht an Quantilwerten orientiert zu sein, so dass die erforderlichen Tragsicherheiten nach Eurocode 1 deutlich unterschritten werden. Insgesamt liegt daher ein progressiveres Bemessungsverfahren vor, als nach Eurocode 1 (weniger Durchstanzbewehrung, kleinere Tragsicherheiten).

Tabelle 2-4 Statistische Kennwerte von Versuchsnachrechnungen[6] nach BS 8110

rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. $V_s + V_c$		außerhalb der Durchstanzbewehrung V_{cta}			
Bew. Form		n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$	n	ξ_m	n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$
Stand: BS 8110-97											
1	Bügel	18	0,84	0,19	0,58	18	0,94	24	0,80	0,16	0,59
2	Bügel + Schrägstäbe	1	1,10	-	-	-	-	-	-	-	-
3	Schrägstäbe	8	0,77	0,21	0,50	1	0,86	8	0,83	0,13	0,65
4	Haken	2	1,90	-	-	1	1,31	8	0,83	0,13	0,65
5	Shear-Links	1	0,91	-	-	2	1,06	-	-	-	-
6	Schubzulagen	19	1,11	0,16	0,82	-	-	2	1,11	-	-
Stand BS 8110-85											
7	Bügel	14	0,89	0,15	0,67	27	1,05	19	0,82	0,14	0,63
8	Bügel + Schrägstäbe	-	-	-	-	1	2,19	-	-	-	-
9	Schrägstäbe	6	0,69	0,11	0,57	6	1,18	5	0,87	0,11	0,71
10	Haken	2	1,90	-	-	4	2,13	-	-	-	-
11	Shear-Links	-	-	-	-	-	-	3	1,43	0,25	0,84
12	Schubzulagen	17	1,13	0,15	0,85	2	0,93	2	1,11	-	-

2.5.5.1 Neuvorschläge zur Durchstanzbemessung für unterschiedliche Bewehrungsformen auf Grundlage von BS 8110-97

REGAN [219] veröffentlichte in 2000 Versuchauswertungen zu unterschiedlichen Durchstanzbewehrungsformen und gab für alle untersuchten Bewehrungsformen empirische Bemessungsvorschläge auf dem charakteristischen Niveau nach BS 8110 (97) an (Bild 2-30). Zum Vergleich wurden die Ergebnisse eigener Vergleichsrechnungen mit einer größeren Datenbasis als in [219] in Tabelle 2-5 zusammengestellt. Aus Tabelle 2-5 (Spalten 5, 7 und 11) ist für Dübelleisten, Doppelkopfanker, I-Trägerscheiben und Haken zu entnehmen, dass das Sicherheitsniveau nach Eurocode 1 erreicht wird. Einzig für ein Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung wurde das erforderliche Sicherheitsniveau ($\xi_{5\,\%} \geq 1$) bereichsweise unterschritten. Für eine Bügel- und Schrägstabbewehrung sowie für Schubzulagen ergibt sich hingegen ein systematisch niedrigeres Sicherheitsniveau, d.h. für diese Formen werden die Durchstanzkapazitäten überschätzt. Hierzu ist anzumerken, dass die Unterschiede zur Datenbank von *REGAN* im wesentlichen im Bereich der Bügel- und Schrägstabbewehrung zu finden sind.

[6] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach BS 8110 entspricht.

Tabelle 2-5 Statistische Kennwerte von Versuchsnachrechnungen[6] nach *REGAN* [219]

rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. $V_s + V_c$		außerhalb der Durchstanzbewehrung V_{cta}			
Bew. Form		n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ k_n = *1,645*	n	ξ_m	n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ k_n = *1,645*
Stand: BS 8110-97											
1	Bügel	6	0,92	0,19	0,63	17	1,10	37	1,08	0,32	0,51
2	Bügel + Schrägstäbe	-	-	-	-	-	-	1	1,04	-	-
3	Schrägstäbe	6	1,73	0,42	0,53	2	0,74	10	1,51	0,19	1,03
4	Haken	3	1,66	0,22	1,06	3	1,58	-	-	-	-
5	Shear-Links	-	-	-	-	2	1,31	1	2,12	-	-
6	Doppelkopfanker	27	1,45	0,17	1,04	-	-	10	1,12	0,12	0,90
7	Dübelleisten	11	1,46	0,19	1,00	-	-	8	1,82	0,24	1,10
8	I-Trägerscheiben	3	1,41	0,05	1,29	2	1,19	10	1,30	0,21	0,85

Bewehrungsformen	Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung
Nachweisform: $V_{R,uk} = \alpha \cdot V_c + V_s$	
Bügel	$f_y \le 345$ MPa , $\alpha = 0{,}75$
Schrägstäbe	$f_y \le 345$ MPa , $\alpha = \underline{0{,}8}$ bis 1,0
Haken	$f_y \le 345$ MPa , $\alpha = 0{,}80$
Doppelkopfanker ($d_k = 3 \cdot d_s$)	$f_y \le 345$ MPa , $\alpha = \underline{0{,}75}$ bis 0,80
Dübelleisten	$f_y \le 345$ MPa , $\alpha = 1{,}0$
Doppel-T-Trägerscheiben	$f_y \le 345$ MPa , $\alpha = 1{,}0$
Schubzulagen (Schubleitern)	$V_{\max} = 0{,}18$ bis $0{,}23 \cdot \frac{f_{c,cube}^{2/3}}{u \cdot d}$
Nachweisschnitte:	u_1 = Stützenumfang + $12 \cdot d$ u_n = Umfang der äußersten Bewehrungsreihe + $12 \cdot d_e$ $u_{n,eff}$ = effektiver Umfang der äußersten Bewehrungsreihe + $12 \cdot d_e$

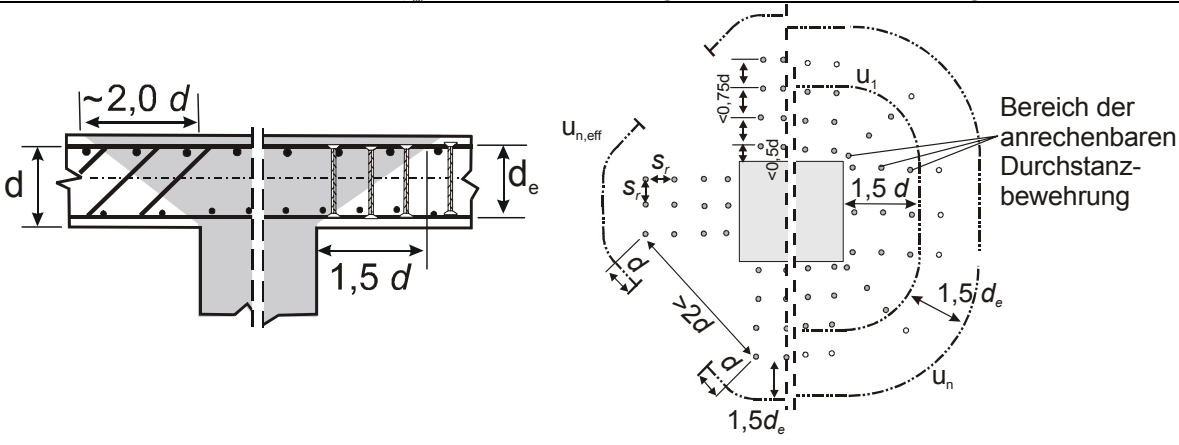


Bild 2-30 *REGAN*: Vorschläge zur Durchstanzbemessung für unterschiedliche Bewehrungsformen nach British Standard 8110, Part 1(1997)

2.5.6 Bügel und Dübelleisten nach ACI 318-95

In der Neufassung von ACI 318-95 [5] wurde die Durchstanzbemessung gegenüber dem ACI 318-89 nicht verändert. Allerdings zeigten *DILGER* und *GHALI* [3] anhand von Versuchen in der Beratungsphase der Norm, dass die Durchstanztragfähigkeit von schubbewehrten Flachdecken mit steigendem Verhältnis *u/d* nach ACI 318-89 überschätzt wird (Versuche von *VANDERBILT* [241]). Eine Veränderung der Durchstanzbemessung fand im ACI-Komitee 318 jedoch keine Mehrheit, da nach Auffassung des Komitees die geringere Querkrafttragfähigkeit außerhalb der Durchstanzbewehrung mit dem Querkraftwiderstand von liniengelagerten Platten ($V_c = 0{,}167 \cdot f_c^{1/2}\ u\ d$) ausreichend genau erfasst wird.

Nach Versuchen zur konstruktiven Durchbildung [66] zeigten *GHALI* und *ELGABRY* [3], dass Bügel bei Plattendicken kleiner als 190 mm nur dann bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden, wenn sie als geschlossene Bügel ausgeführt werden, sodass Biegezug- und Biegedruckbewehrung vollständig umfasst wird. Daher wurde diese Form der Bügelverankerung bereits im ACI 318-89 vorgeschrieben. *DILGER* [3] wies alternativ auf eine günstige Verankerung der Durchstanzbewehrung mit Ankerplatten bzw. aufgestauchten Köpfen hin. Diese Form der Verankerung wurde vom Komitee 318 akzeptiert, jedoch aufgrund einer geringen Anzahl von Versuchen noch nicht in den ACI 318-89 aufgenommen. Allerdings veröffentlichte das ACI-Komitee 412 [4] 1992 Bemessungsregeln für Dübelleisten, so dass auch diese Bewehrungsform als Durchstanzbewehrung nach ACI 318-95 zulässig ist.

Eine wirklichkeitsnähere Erfassung der Biegemomente im Übergangsbereich von Flachdecken-Stützenverbindungen regten *GHALI* und *ELGABRY* in [83, 84] an, was sowohl zu einer Veränderung der Nachweisschnitt-Geometrie als auch zu einer Modifikation der Momenten-Querkraft-Interaktion führen würde. Derartige Entwicklungen im Bereich von Rand- und Eckstützen sind jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit und werden daher nicht weiter verfolgt.

Die eigenen Versuchsnachrechnungen nach ACI 318-95 ergaben ein relativ ausgeglichenes Sicherheitsniveau für alle Versagensarten (Tabelle 2-6, Zeilen 1 bis 8). Im Gegensatz zu den bisher vorgestellten Bemessungsverfahren wird häufig die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung oder die Maximaltragfähigkeit maßgebend. Trotz Vernachlässigung des Einflusses des Längsbewehrungsgrades liegt eine gute Approximation der Versuchsbruchlasten vor. Die Änderungsvorschläge nach *GHALI* und *DILGER* [2] veränderten das statistische Ergebnis der Versuchsnachrechnungen nicht signifikant, so dass auf eine Darstellung der Ergebnisse verzichtet wurde.

Durchstanzbemessung nach ACI 318-95 [5]

Sicherheitsbeiwerte des Materialwiderstandes:

$\gamma_c = \gamma_s = 1{,}176$

Widerstand ohne Durchstanzbewehrung: V_{ct}

$$\tau_c = \min\left\{0{,}33\cdot\sqrt{f_c};\quad 0{,}083\cdot\sqrt{f_c}\cdot\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right);\quad 0{,}083\cdot\sqrt{f_c}\cdot\left(2+\frac{\alpha_0\cdot d}{u\ bzw.\ u_0}\right)\cdot\right\}$$

mit: $\alpha_0 = 40$ bei Innenstützen; β_c = Verhältnis der Seitenlängen des Stützenquerschnittes ≥ 1

Widerstand außerhalb der Durchstanzbewehrung: V_{cta}

Siehe Widerstand ohne Durchstanzbewehrung.

Neuvorschläge zur Bemessung außerhalb der Durchstanzbewehrung [ACI_318_1]:

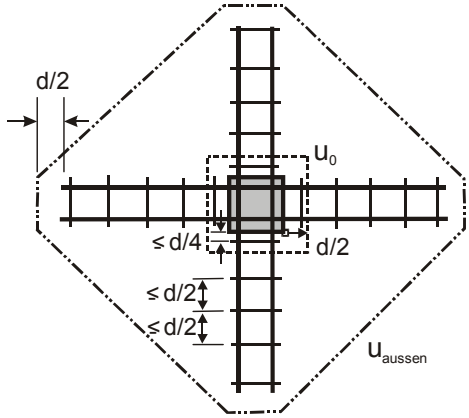
Dilger: $$\tau_c = \min\left\{0{,}33\cdot\sqrt{f_c};\quad 0{,}083\cdot\sqrt{f_c}\cdot\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right);\quad 0{,}083\cdot\sqrt{f_c}\cdot\left(2\cdot\frac{\alpha_0\cdot d}{u\ bzw.\ u_0}\right)\cdot\right\};$$

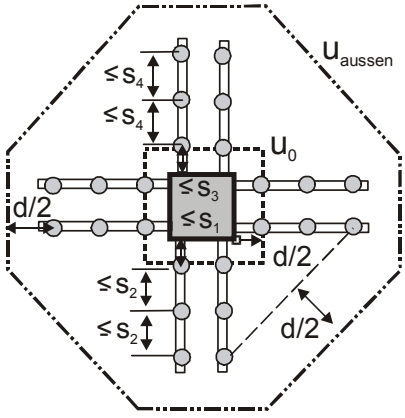
mit: $\alpha_0 = 40$ bei Innenstützen

Ghali: $$\tau_c = \min\left\{0{,}33\cdot\sqrt{f_c};\quad 0{,}083\cdot\sqrt{f_c}\cdot\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right);\quad 0{,}083\cdot\sqrt{f_c}\cdot\left(1{,}6+\alpha_0\cdot\left[\frac{d}{u\ bzw.\ u_0}\right]^2\right)\cdot\right\}$$

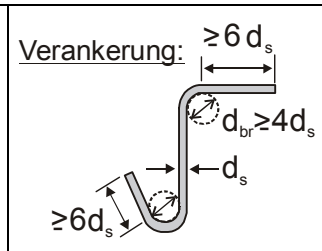
mit: $\alpha_0 = 1000$ bei Innenstützen

Maximale Tragfähigkeit - Bügel: V_{max}	**Maximale Tragfähigkeit - Dübelleiste: V_{max}**
$V_{\max} = 0{,}5\sqrt{f_c}\cdot u_0\cdot d$	$V_{\max} = 0{,}67\sqrt{f_c}\cdot u_0\cdot d$
Durchstanzwiderstand - Bügel: V_c+V_s	**Durchstanzwiderstand - Dübelleiste: V_c+V_s**
$V_c = 0{,}167\cdot\sqrt{f_c}\cdot u\cdot d\ ;\ Vs = A_{sw}\cdot f_y\ ;\ f_y \le 414$ MPa	





Durchstanzbewehrung ist mit einer geschlossenen Bügelbewehrung auszuführen.



$$\frac{V}{\gamma\cdot u_o\cdot d} \le 6\cdot\sqrt{f_c}:$$

$s_1 \le 0{,}5d\ ;\ s_2 \le 0{,}75d$

$$\frac{V}{\gamma\cdot u_o\cdot d} > 6\cdot\sqrt{f_c}:$$

$s_3 \le 0{,}35d\ ;\ s_4 \le 0{,}5d$

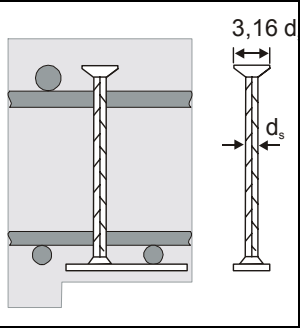


Bild 2-31 Durchstanzbemessung und konstruktive Durchbildung nach ACI 318-95

Tabelle 2-6 Statistische Kennwerte für Versuchsnachrechnungen[7] nach ACI 318-95

rechn. Versagensart		Maximaltragfähigkeit V_{max}				im Bereich der Durchstanzbew. $V_s + V_c$		außerhalb der Durchstanzbewehrung V_{cta}			
Bew. Form		n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$	n	ξ_m	n	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ $k_n = 1{,}645$
1	Bügel	23	0,97	0,21	0,63	34	1,29	4	1,34	0,17	0,96
2	Bügel + Schrägstäbe	1	1,37	-	-	-	-	-	-	-	-
3	Schrägstäbe	6	1,12	0,17	0,81	8	1,17	2	1,13	-	-
4	Haken	3	1,68	0,12	1,35	3	1,83				
6	Schubzulagen	16	1,17	0,07	1,04	3	0,91	1	1,52		
7	Doppelkopfanker	15	1,06	0,13	0,83	19	1,19	5	1,18	0,13	0,92
8	Dübelleisten	7	1,21	0,09	1,03	12	1,10	4	1,01	0,10	0,84

2.6 Versuchsnachrechnungen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

In Tabelle 2-7 sind zu den vorgestellten Regelwerken die statistischen Kennwerte der eigenen Versuchsnachrechnungen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung zusammengestellt. Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

DIN 1045 (88)

Für DIN 1045(88) wird deutlich, dass die 5 %-Quantile der bezogenen Durchstanzlasten selbst bei günstiger Auswertung (Tabelle 2-7, Zeile 4) die Zielsicherheit von $\gamma = 2{,}1$ um mindestens 18 % unterschreitet. Dies ist zurückzuführen auf eine Überschätzung des Einflusses des Längsbewehrungsgrades (Anhang B, Bild B-1b), auf eine überhöhte zulässige Betonschubspannung τ_{011} für Betone oberhalb der Betonfestigkeitsklasse B 25 (Anhang B, Bild B-1c) sowie den unberücksichtigten Einflüssen einer verminderten Tragfähigkeit bei großen Verhältniswerten von Stützenumfang zur statischen Nutzhöhe (Anhang B, Bild B-1c).

[7] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach ACI entspricht. Zudem wurde der geom. Längsbewehrungsgrad auf 2% begrenzt.

Eurocode 2, Teil 1

Je nach Eingrenzung der Datenbasis und Ansatz der Betonfestigkeit (Mittelwert oder charakteristischer Wert) wird der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1{,}5$ im 5 %-Quantil bzw. die erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 10^{-6}$ erreicht oder unterschritten (Tabelle 2-7, Zeile 5 bis 10). Die graphische Darstellung der Ergebnisse (Anhang B, Bilder B-2(a) bis (d)) verdeutlicht, dass mit steigender Betonfestigkeit die Durchstanztragfähigkeit überschätzt und mit steigendem Verhältnis des Stützenumfanges zur statischen Nutzhöhe die Tragfähigkeit unterschätzt wird. Zudem ergibt sich bei zunehmender Plattendicke eine rechnerische Unterschätzung der Durchstanztragfähigkeit. Die Modifikation des Einflusses der Betonfestigkeit nach *KORDINA* im deutschen Anwendungsdokument zum EC 2 [149] führt auf Grundlage der Versagenswahrscheinlichkeit (vgl. Anhang C) sowie unter Berücksichtigung aller Versuche der Datenbank (einschließlich der Versuche mit Hochfestem Beton) zu einer ausreichend sicheren Durchstanzbemessung.

Model Code 90

Nach Model Code 90 wird der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung für die gesamte Datenbasis von 194 Versuchen nahezu trendfrei beschrieben (Anhang B, Bilder B-3(a) bis (d)). Infolge des gegenüber Eurocode 2 vergrößerten kritischen Rundschnittes ist der Einfluss der Stützengeometrie gering. Die Begrenzung des Maßstabseffektes der Plattendicke nach den FIP-Recommendations führte zu einer erhöhten Tragsicherheit im Bereich kleiner und mittlerer Plattendicken (Anhang B, Bild B-3a, $h < 200$ mm). Die erforderliche Tragsicherheit nach Eurocode 1 wird nahezu erreicht, wenn der Maßstabseffekt für kleine Plattendicken begrenzt wird sowie die charakteristische Betonfestigkeit berücksichtigt und das Modell statistisch nach der Methode der Versagenswahrscheinlichkeit (vgl. Anhang C) ausgewertet wird (Tabelle 2-7, Zeile 14).

BS 8110-97

Die Auswertungen nach British Standard 8110-97 ergaben eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen (Bilder B-4(a) bis (d)). Die Trendanalysen ergaben geringfügige Abweichungen vom Sollwert in Abhängigkeit der Plattendicke und des Längsbewehrungsgrades. Dies erklärt auch den erhöhten Variationskoeffizienten gegenüber Model Code 90. Der nach Eurocode 1 erforderliche Sicherheitsbeiwert wird weder im 5 %-Quantilwert noch nach der Methode der Versagenswahrscheinlichkeit erreicht (Tabelle 2-7, Zeile 15).

ACI 318-95

Die Auswertungen nach ACI 318-95 zeigen das weder im 5%-Quantilwert noch nach der Methode der Versagenswahrscheinlichkeit das Sicherheitsniveau nach Eurocode erreicht wird (Tabelle 2-7, Zeile 16). Die graphische Auswertung in Anhang B (Bilder B-5(a) bis (d)) veranschaulichen, dass mit steigendem Längsbewehrungsgrad der Durchstanzwiderstand nach ACI 318-97 unterschätzt wird. Dieses ist verständlich, da der Einfluss des Längsbewehrungsgrades in der Bemessung unberücksichtigt bleibt. Eine Steigerung der Tragsicherheit mit zunehmenden Längsbewehrungsgrad ist sicherheitstechnisch nicht unbegründet, da mit zunehmenden Längsbewehrungsgrad experimentell eine Versprödung des Durchstanzens zu beobachten ist. Zudem wird bei großen Verhältniswerten von Stützenumfang zur statischen Nutzhöhe der Durchstanzwiderstand tendenziell überschätzt, was grundsätzlich die Überlegungen von *GHALI* und *DILGER* [3] zum Einfluss des Rundschnittumfangs bestätigt.

Tabelle 2-7 Zusammenstellung der statistischen Kennwerte der Versuchsnachrechnungen[8] zum Durchstanzen ohne Querkraftbewehrung

Regelwerk	berücksichtigte Betonfestigkeit	Versuche n_{rep} : 248	statistische Kennwerte			
		n_0: 194 [1]	ξ_m	v	$\xi_{5\,\%}$ k_n = 1,645	ξ_{pf} [8]
DIN 1045(88) (Würfel: 200 mm Kantenlänge)	$f_{c\,cube,Test}$	n = 147 [2]	1,10	0,29	0,58	-
	$f_{c\,cube,\,k} = f_{c\,cube,\,Test}$-5	n = 147 [2]	1,24	0,30	0,63	-
	$f_{c\,cube,Test}$ [7]	n = 89 [2,3]	1,20	0,23	0,75	-
	$f_{c\,cube,\,k} = f_{c\,cube,\,Test}$-5	n = 89 [2,3]	1,35	0,24	0,82	-
Eurocode 2, Teil 1	$f_{c\,Test}$	n = 157 [4]	1,24	0,17	0,90	0,91
	[9] $f_{ck} = f_{c\,Test}$-8	n = 157 [4]	1,57	0,23	1,00	0,75
	$f_{c\,Test}$ [7]	n = 105 [4,5]	1,27	0,16	0,94	1,00
	$f_{ck} = f_{c\,Test}$-8	n = 105 [4,5]	1,63	0,21	1,06	0,86
mit deut. NAD	$f_{c\,Test}$	$n = n_0$	1,18	0,19	0,80	0,98
	$f_{ck} = f_{c\,Test}$-8	$n = n_0$	1,47	0,27	0,82	1,11
Model-Code 90	$f_{c\,Test}$	$n = n_0$	0,98	0,15	0,74	0,80
	$f_{ck} = f_{c\,Test}$-8	$n = n_0$	1,08	0,15	0,81	0,86
FIP-Rec.	$f_{c\,Test}$ [7]	$n = n_0$	1,11	0,15	0,84	0,91
	$f_{ck} = f_{c\,Test}$-8	$n = n_0$	1,23	0,15	0,92	0,99
BS 8110-97	$f_{c\,cube,Test}$ [7] (Würfel: 150 mm Kantenl.)	n = 104 [6]	1,25	0,18	0,87	0,80
ACI 318-95	$f_{c\,Test}$ [7]	n = 105 [5]	1,33	0,19	0,93	0,68

1) 17 Versuche zeigten in allen Versuchsnachrechnungen systematische Abweichungen, 37 Versuche wurden mit einer Ringbewehrung ausgeführt, bzw. die Bewehrungsführung war nicht angegeben.

2) 37 Versuche überschritten den oberen Grenzwert der Betonfestigkeit ($f_{c,cube}$ > 60 MPa), 10 Versuche unterschritten den unteren Grenzwert der Betonfestigkeit ($f_{c,cube}$ < 20 MPa)

3) 58 Versuche außerhalb des Kern-Anwendungsbereiches mit 0,5 > μ_g > 1,5 %

4) 37 Versuche überschritten den oberen Grenzwert der Betonfestigkeit (f_c > 60 MPa)

5) 52 Versuche außerhalb des Kern-Anwendungsbereiches mit ρ_l > 1,5 %

6) 90 Versuche außerhalb des Kern-Anwendungsbereiches mit $f_{c,cube}$ > 40 MPa und ρ_l > 3 %

7) graphische Darstellung der Einzelergebnisse im Anhang B

8) $\xi_{pf} = \xi_m \cdot (1 - 0{,}8 \cdot 3{,}8 \cdot \mathrm{v})$

9) Die charakteristische Betonfestigkeit ermittelt sich aus dem Mittelwert abzüglich eines Vorhaltemaßes (5 oder 8 MPa)

8 Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach den angegebenen Normen entspricht.

3 Forschungsbedarf

Die eigene Literaturstudie sowie die Analysen zum Durchstanzen im Bereich von Innenstützen in Abschnitt 2 ergaben folgenden Stand der Kenntnisse:

(a) Die theoretischen Modelle zum Durchstanzen mit und ohne Durchstanzbewehrung gehen von sehr unterschiedlichen Versagensursachen aus. Die Modellbildungen auf Grundlage von Plattensegmenten sowie Fachwerkmodellen führen das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung auf ein Betonversagen im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich der Stütze zurück. Als Versagenskriterien für diese Stanzmodelle wurden sowohl Spannungs-, Dehnungs- als auch Verformungskriterien entwickelt.
Im Gegensatz hierzu gehen *POLÓNYI*, *BOLLINGER* [56] und *GÖRICKE* [115] von einem stabilen Betonkegel im Durchstanzbereich aus. Die Kegelschale versagt nicht auf Druck, sondern durch eine Störung des stabilen Membranspannungszustandes der Kegelschale infolge von Biegerissen. Als rissauslösende Ursache werden von *POLÓNYI* und *BOLLINGER* die radial ausgerichteten Umlenkkräften der Biegezugbewehrung im Durchstanzbereich angegeben. Sie empfehlen daher die erforderliche Biegebewehrung ringförmig und außerhalb des Durchstanzbereiches zu konzentrieren. Auf eine Durchstanzbewehrung kann nach *POLÓNYI* und *BOLLINGER* bei dieser Bewehrungsführung verzichtet werden.
ALEXANDER und *SIMMONDS* [39] beschreiben das Durchstanzen als ein Verbundversagen der Biegezugbewehrung und belegen dies mit Versuchsergebnissen.
DIETERLE [73] beobachtete bei Fundamenten ebenfalls ein Verbundversagen, klassifizierte dies jedoch nicht als ein Durchstanzen, sondern führte dieses Bruchbild auf Bewehrungskonzentrationen mit relativ großen Stabdurchmessern zurück. Die bruchmechanischen Modelle führen einen Maßstabfaktor der Plattendicke ein, der grundsätzlich anerkannt ist, jedoch quantitativ unterschiedlich bewertet wird.

(b) Numerische Modelle bestätigen grundsätzlich die Ausbildung von Druck- und Zugstreben im Durchstanzbereich (Fachwerktragwirkung). Allerdings ist hierbei zu beachten, dass in allen Fällen von einem vollständigen Verbund zwischen Betonstahl und Beton ausgegangen wurde, was einer optimalen Verankerung der Biege- und Durchstanzbewehrung entspricht. Daher liegen für Bügelverankerungen, die einen signifikanten Endverankerungsschlupf aufweisen, keine befriedigenden Simulationsergebnisse vor. In numerischen Modellen wurden als Versagensursache des Durchstanzens ohne Durchstanzbewehrung sowohl ein Betonversagen auf Zug als auch ein Versagen auf Druck angegeben. Beim Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung wurde als Versagensursache meist ein Versagen der Betondruckzone im Bereich des Stützenanschnittes als maßgebende Bruchursache identifiziert.

(c) Empirische Modelle und Bemessungsverfahren liegen in der Literatur in großer Anzahl vor. Am Beispiel der deutschen Zulassungen für Dübelleisten [20] und Doppelkopfanker [z.B. 21] sowie der Bemessungsmodelle nach *REGAN* [219] konnte gezeigt werden, dass für gut verankerte Bewehrungsformen zuverlässige Bemessungsansätze vorliegen. Allerdings ist eine Abstufung der Durchstanzbewehrung in diesen Modellen nicht vorgesehen. Große Unterschiede liegen in der Beurteilung der Traglaststeigerung und in der konstruktiven Durchbildung einer Bügel- oder Schrägstabbewehrung im Durchstanzbereich vor. Nach den eigenen Auswertungen kann das Tragverhalten einer Bügel- oder Schrägstabbewehrung im Übergangsbereich vom Durchstanzen zum Plattenschub mit dem Durchstanzmodell der deutschen Zulassungen für Dübelleisten und Doppelkopfanker beschrieben werden. Allerdings sind weitere Untersuchungen zum inneren Tragmodell (erforderliche Bewehrungsmenge, Abstufung und konstruktiven Durchbildung der Durchstanzbewehrung) erforderlich. Zudem sind die bestehende Modelle nationaler Normen (z.B. EC 2, Teil 1; Model Code 90; BS 8110-97; ACI 318-95) zu optimieren, da die eigenen Versuchsnachrechnungen sowohl Unterschreitungen zum nach EC 1 erforderlichen Sicherheitsniveau als auch in der Übereinstimmung der rechnerischen und experimentellen Versagensart aufwiesen.

(d) Die Auswertung der eigenen Datenbanken verdeutlichten, dass insbesondere im Fall des Durchstanzens mit Durchstanzbewehrung Versuche mit einer Bügel- oder Schrägstabbewehrung im Bereich von praxisnahen Plattendicken fehlen ($h \geq 200$ mm, Bild 2-5a). Die im Abschnitt 1.2 und 1.3 kurz angerissenen Problemstellungen und Zielsetzungen können daher durch die folgenden Fragestellungen präzisiert werden:

(1) Können die aufgezeigten Unterschiede der beschriebenen mechanischen Modellen aufgelöst bzw. zusammengeführt werden ?

(2) Welchen Einfluss haben Form, Lage, Verankerung und Bewehrungsmenge der Durchstanzbewehrung auf den Durchstanzwiderstand ?

(3) Welchen Einfluss haben die Materialkenngrößen sowie die Plattendicke und der Längsbewehrungsgrad auf das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung ?

(4) Ist eine wirtschaftliche Optimierung von Bügelformen im Vergleich zu Dübelleisten und Doppelkopfankern möglich ?

(5) Kann ein dreidimensionales numerisches Modell für eine Bügelbewehrung entwickelt werden, welches die Bügeltragfähigkeit zutreffend erfasst ?

Zur Klärung der Fragestellungen wurde ein Durchstanzversuch ohne Durchstanzbewehrung als Anschlussversuch zu den experimentellen Ergebnissen der Literatur durchgeführt. Zudem wurden 10 Durchstanzversuche mit einer Bügelbewehrung, 10 Durchstanzversuche mit Doppelkopfankern, 1 Durchstanzversuch mit einem Geilinger-Stahlpilz sowie numerische und empirische Untersuchungen durchgeführt, die in den folgenden Abschnitten erläutert werden.

4 Biege- und Querkrafttragwirkung von Flachdeckensystemen

Allen vorgestellten theoretischen, empirischen und numerischen Modellen zum Durchstanzen im Bereich von Innenstützen ist gemeinsam, dass sie das Tragverhalten an Deckenausschnitten (vgl. Bild 2-1) untersuchen und meist sogar von einer ideal rotationssymmetrischen Belastung, Biegebeanspruchung und Querkraftverteilung ausgehen. Im Gegensatz hierzu geben *LEONHARDT* und *MÖNNIG* [157] eine Verteilung der Querkräfte im Durchstanzbereich auf Grundlage von Lasteinzugsflächen an, die eine achssymmetrische aber keine rotationssymmetrische Beanspruchung des Durchstanzbereiches ergibt (Bild 4-1). In diesem Abschnitt wird daher das Tragverhalten von Flachdeckensystemen im Durchstanzbereich auf Grundlage von theoretischen Überlegungen, linear elastischen sowie nichtlinearen Systemberechnungen analysiert.

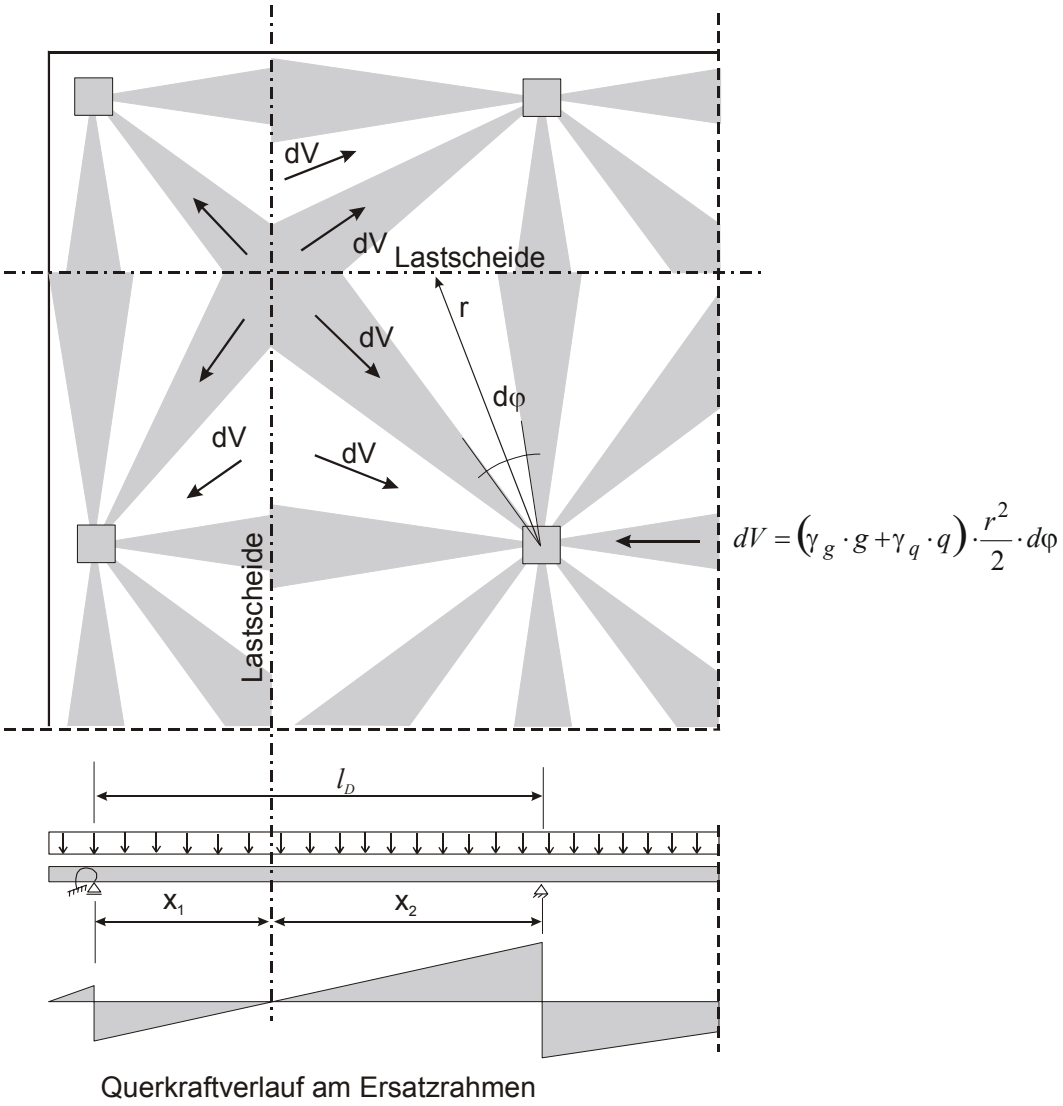


Bild 4-1 Verteilung der Querkräfte im Durchstanzbereich von Flachdeckensystemen nach *LEONHARDT* und *MÖNNIG* [157]

4.1 Biegetragwirkung

Nach eigenen Vergleichsrechnungen an horizontal ausgesteiften Tragwerken mit einem regelmäßigen Stützenraster unter vorwiegend lotrechter Belastung ist es zulässig, die Momentenbeanspruchung mit Gurt- und Feldstreifen nach der Ersatzrahmenmethode des Heftes 240 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [118] (Bild 4-2) zu bestimmen. Allerdings sind hierbei die Einspanngrade der Flachdecke in die Stützen zu beachten (Bild 4-3). Es sei angemerkt, dass nichtlineare Methoden zur Schnittkraftermittlung aus folgenden Gründen in der Regel bei Flachdecken in Deutschland bisher nicht angewendet werden dürfen [z.B. 27]:

(a) Bemessungs-Schnittkraftverteilungen unter Berücksichtigung von Momentenumlagerungen führen baupraktisch bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu anwachsenden Durchbiegungen (frühzeitiger Übergang der Stützbereiche in den Zustand II). Dies kann je nach Nutzung zu einer Überschreitung der Grenzdurchbiegung führen, zumal oft eine Verformungsbegrenzung die Plattendicke bestimmt.

(b) Schnittkraftumlagerungen infolge von lokalen plastischen Verformungen setzen im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine ausreichende Rotationsfähigkeit der Druckzone im Lasteinleitungsbereich der Stütze voraus. Hierzu liegen jedoch nur Grenzwertbetrachtungen von *MUTTONI* und *SCHWARTZ* [188] sowie von *HERZOG* [138] vor, so dass dieser Punkt die besondere Aufmerksamkeit des Planers erfordert.

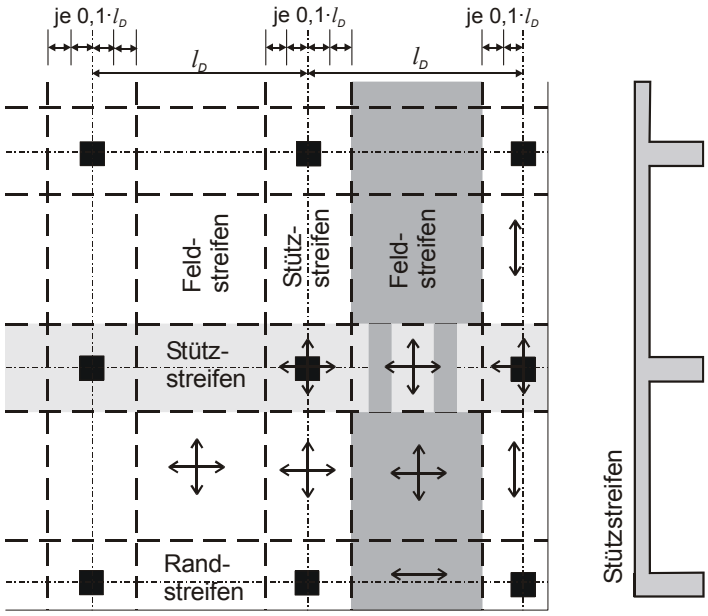


Bild 4-2 Aufteilung einer Flachdecke in Feld- und Stützstreifen zur Anwendung der Ersatzrahmenmethode

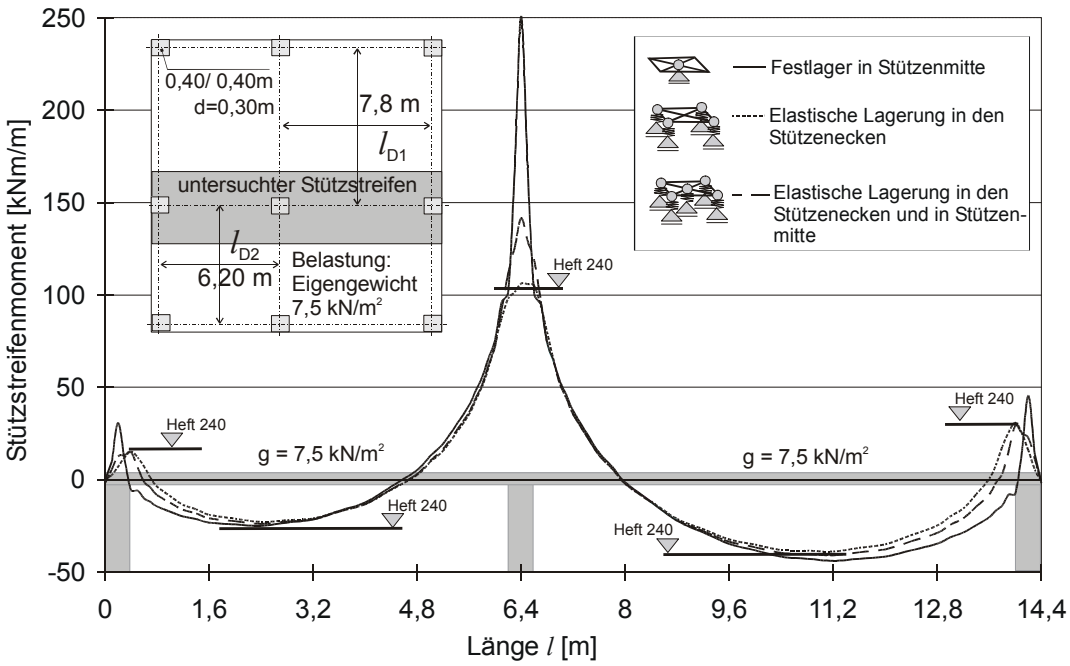


Bild 4-3: Vergleich der Feld- und Stützmomente für unterschiedliche Modellierungen der Auflagerbedingungen im Vergleich zu den Bemessungsschnittgrößen nach Heft 240 [118]

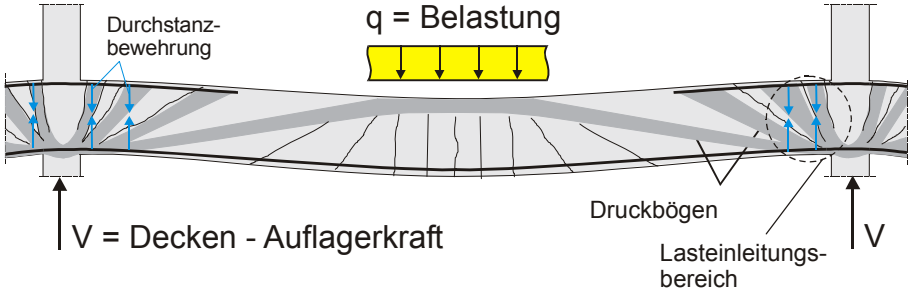
Die in der Literatur vorliegenden Ansätze zur Biegebemessung von Flachdecken nach der Bruchlinientheorie (z.B. *HERZOG* [137, 138]) berücksichtigen die Verformungsbegrenzung nur indirekt, indem die unterstellten Bruchlinien keinen Fächermechanismus im Bereich der Stützen aufweisen. Somit wird nicht das Maximum inneren Arbeit in der Energiebilanz berücksichtigt, d.h. die Lösung liegt tendenziell auf der sicheren Seite.

4.2 Querkrafttragwirkung

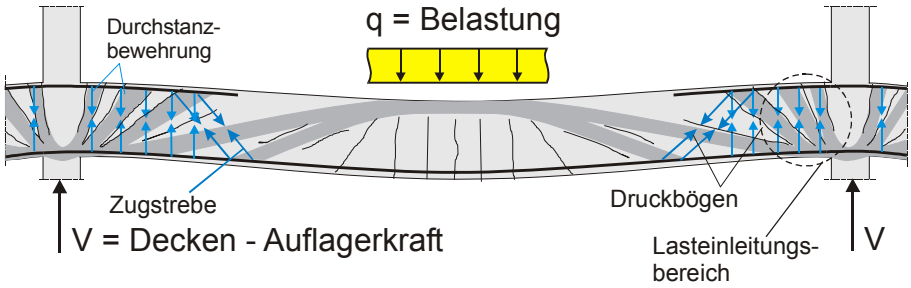
4.2.1 Gewölbetragwirkung in Flachdeckensystemen

Theoretische Untersuchungen von *SCHLAICH* [225] oder *FUJII* [99] und Versuche von *MORLEY* und *KUANG* [150] sowie von *LADNER*, *SCHAEIDT* und *GUT* [152] zum Tragverhalten von Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung lassen erhebliche Traglastreserven sowie ein relativ steifes Verformungsverhalten infolge einer Gewölbetragwirkung erkennen. *MORLEY* und *KUANG* [150] begrenzten diesen Tragmechanismus allerdings auf einen geometrischen Längsbewehrungsgrad von $\rho_l \leq 1$ %, da oberhalb dieses Grenzwertes ein Betonversagen der Druckzone maßgebend war. Zusätzliche Druckspannungen infolge flach geneigter Druckstreben bzw. Gewölbetragwirkungen (Bild 4-4) können daher oberhalb dieses Grenzwertes nicht aufgenommen werden. *CHANA* und *DESAI* [69] beobachten in Versuchen mit Durchstanzbewehrung und einer Gewölbetragwirkung, dass sich flachere Stanzkegel einstellten als ohne eine

Gewölbetragwirkung. Sie entwickelten daraufhin für den Britisch Standard BS 8110-97 ein empirisches Durchstanzmodell mit relativ flach geneigten Druckstreben (Abschnitt 2.5.5, Bild 2-28), welches konsequenterweise eine relativ geringe erforderliche Durchstanz-Bewehrungsmenge ausweist.



a) Tragmodell mit einer ausgeprägten Gewölbebildung: Ein Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung kann praktisch nicht auftreten, da sich das Plattengewölbe im direkten Lasteinleitungsbereich der Stütze abstützt.



b) Tragmodell mit gering ausgeprägten Gewölbebildung: Ein Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung wird möglich, da das vertikale Gleichgewicht einzelner Druckbögen nur über Beton-Zugstreben möglich ist. Zudem ist die Durchstanzbewehrung weiter in das Feld zu führen und eine Abstufung der Durchstanzbewehrung ist nur eingeschränkt möglich.

Bild 4-4 Zwei Prinzipskizzen zur Ausbildung einer Gewölbetragwirkung im Innenfeld eines Flachdeckensystems

Baupraktisch liegt der geom. Längsbewehrungsgrad von Flachdecken im Bereich von Innenstützen meist in der Größenordnung von $\rho_l \geq 1$ %, sodass sich nach *MORLEY* und *KUANG* im Stützbereich kein flaches Druckkegelgewölbe ausbilden kann, sondern ein fächerförmiges Rissbild mit Druckstrebenneigungen zwischen 30° bis 60° entwickelt. Im Feldbereich sind hingegen die geom. Längsbewehrungsgrade geringer, wonach sich eine ausgeprägte Gewölbetragwirkung einstellen kann (Bild 4-4). Die Tragfähigkeit dieser Gewölbe wird meist durch die aufnehmbare Zugkraft der Biegezugbewehrung (Zugband) begrenzt. Zum besseren Verständnis des Einflusses einer Gewölbetragwirkung auf das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung (vgl. Bilder 4-3a und 4-3b) wird nachfolgend die Geometrie und die Tragwirkung dieser Gewölbe

nach der Stützlinien-Theorie beschrieben. Die Stützlinien sind so geformt, dass unter Gleichlasten keine Biegemomente im Tragwerk entstehen (Bild 4-5).

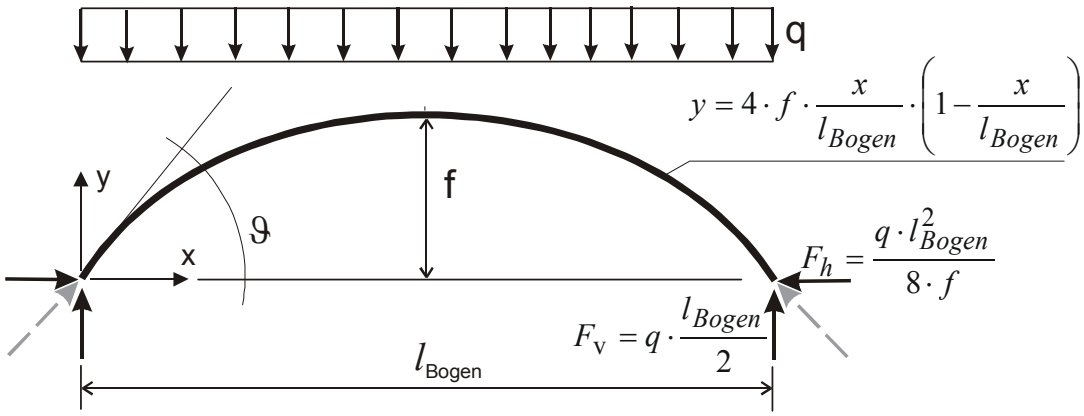


Bild 4-5 Stützbogen :Geometrie und Auflagerkräfte

Ausgehend von den Bemessungsmomenten unter Gleichlasten der Feldbereiche nach Heft 240 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [118] werden in Tabelle 4-1 die Bogenlängen in Abhängigkeit verschiedener Decken-Schlankheiten $\lambda = l_D / h$ bestimmt. Bild 4-6 veranschaulicht den grundsätzlichen internen Lastabtrag für zwei unterschiedliche Decken-Schlankheiten. Nach eigenen Vergleichsrechnungen (Tabelle 4-1) ergibt sich für die berechneten Verhältniswerte von Bogenlänge l_{Bogen} zur Stützweite l_D sowohl in den Rand- als auch in den Stützstreifen nahezu konstante Werte unter Gleichlasten. Eine durchgehende Feld-Bewehrung (dimensioniert für feldweise wirkende Verkehrslasten) ist daher in der Lage, den horizontalen Bogenschub unter Volllast aufzunehmen, wenn die Bogenenden in etwa mit den Momentennullpunkten der Flachdecke zusammenfallen. Flachere Druckbögen (von Stütze zu Stütze) sind grundsätzlich vorstellbar, allerdings ist dies baupraktisch infolge von ungleichen Stützweiten sowie einer abgestuften Feld- und Stützbewehrung auf Sonderfälle begrenzt. Für Flachdecken unter Einzellasten stellen sich aus Gleichgewichtsgründen wesentlich steiler geneigte Druckbögen ein, so dass in diesen Fällen für die Durchstanz- und Querkraftbemessung von einem fachwerkartigen Tragverhalten auszugehen ist.

Tabelle 4-1 Ermittlung der Stützweiten von internen Druckbögen für zwei Flachdeckenbereiche unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit

λ_{Platte}	h	g	p/ g	k_g	k_p	m_u	f	l_{Bogen}	l_{Bogen} / l_D
[-]	[m]	[kN/ m²]	[-]	[-]	[-]	[kNm/ m]	[m]	[m]	[-]
Innenfeld-Stützstreifen									
15	0,47	11,7	0,64	0,041	0,083	77,4	0,38	4,79	0,68
20	0,35	8,8	0,86			69,5	0,27	4,91	0,70
25	0,28	7,0	1,07			64,7	0,21	5,00	0,71
30	0,23	5,8	1,29			61,6	0,17	5,08	0,72
35	0,20	5,0	1,50			59,3	0,14	5,13	0,73
Randfeld – Gurtstreifen									
15	0,47	11,7	0,64	0,063	0,097	102,1	0,38	5,50	0,79
20	0,35	8,8	0,86			89,9	0,27	5,59	0,80
25	0,28	7,0	1,07			82,6	0,21	5,65	0,81
30	0,23	5,8	1,29			77,8	0,17	5,70	0,81
35	0,20	5,0	1,50			74,3	0,14	5,75	0,82

Stützweite: $l_D = 7{,}00$ m; Schlankheit der Platte: $\lambda_{Platte} = l_D / h$; Pfeilhöhe des Bogens: f; Bogenlänge: l_{Bogen}; Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_g = 1{,}35$ und $\gamma_p = 1{,}50$; Bemessungsmoment: $m_u = \left(\gamma_g \cdot g \cdot k_g + \gamma_p \cdot p \cdot k_p\right) \cdot l_D^2$

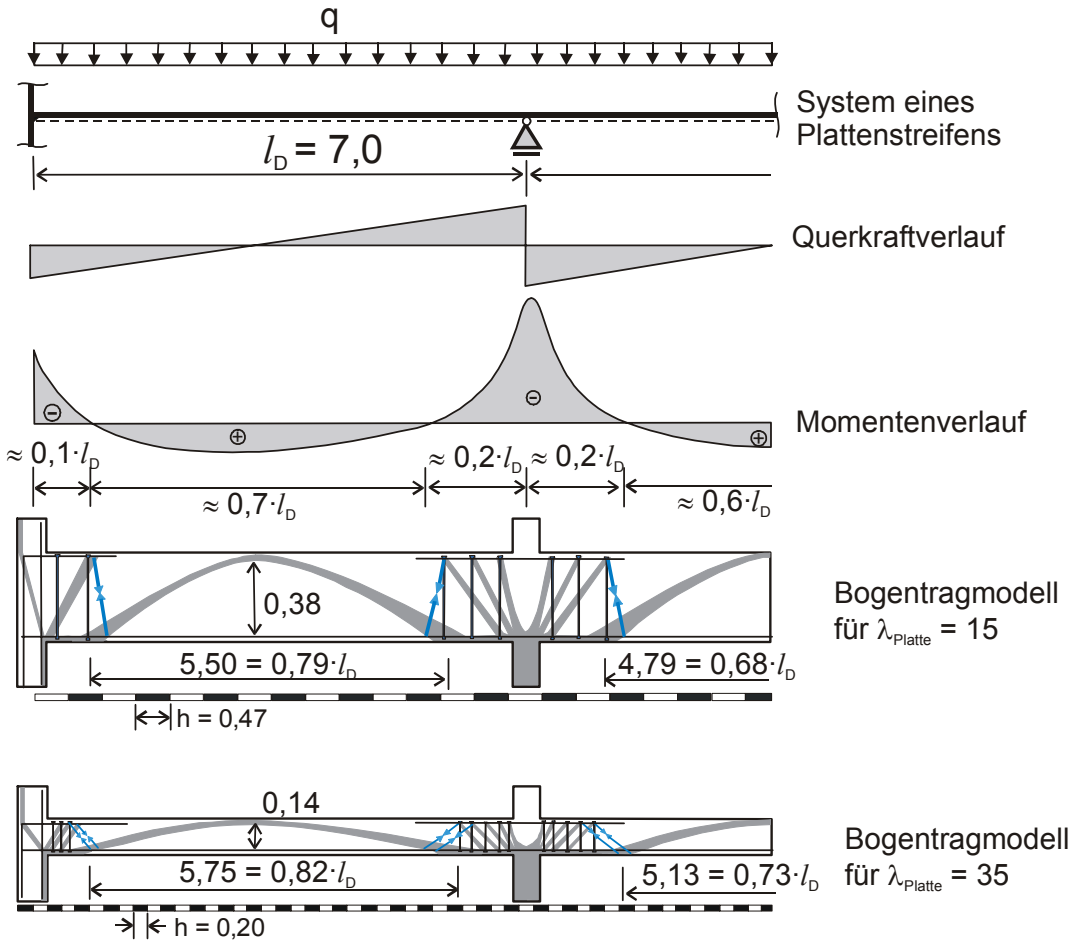


Bild 4-6 Gewölbetragwirkung für zwei unterschiedliche Plattenschlankheiten

4.2.2 Numerische Verifikation der Gewölbetragwirkung

SPECHT und *SCHOLZ* [232] entwickelten ein Querkraftmodell für schlanke Bauteile auf Basis einer Bogen- bzw. Gewölbetragwirkung. Im Gegensatz zur Gewölbetragwirkung nach Abschnitt 4.2 gingen sie davon aus, dass ein gekoppeltes System von Stützlinien entsteht, wenn bei steigender Beanspruchung der immer flacher werdende Bogen seine Stabilität verliert. Abschließend stellt sich ein kombiniertes System aus Bogenabschnitten und Betonzugstreben ein. Aus Querkraftversuchen an schlanken Trägern wurde die Grenzneigung der Druck-Bögen zu $\vartheta \approx 30°$ an ihren Auflagern bestimmt. Dies entspricht einer Bogenstützweite von etwa der siebenfachen Pfeilhöhe *f*. Da die im Abschnitt 4.1 beschriebenen Bögen im Auflagerbereich wesentlich flacher geneigt sind, ist die angenommene Bogengeometrie nach Bild 4-4 zu überprüfen.

Zur Überprüfung der vorgestellten Modellbildung wurden Durchstanzversuche an Deckensystemen untersucht. Leider standen hierzu aus der Literatur nur neun Durchstanzversuche an Deckensystemen zur Verfügung. Für keinen dieser Versuche lag ein Sägeschnitt vor, um anhand der Rissbildung im Plattenquerschnitt die Gewölbetragwirkung qualitativ zu beurteilen. Zudem war die Anzahl der Dehnungsmesspunkte auf der Biegezugbewehrung zu gering, um zwischen Biege- und Bogentragwirkung zu unterscheiden. Daher wurde eine numerische Verifikation der Gewölbetragwirkung nach Abschnitt 4.2 auf Grundlage der Nachrechnung von System-Durchstanzversuchen durchgeführt.

Nach Durchsicht der Versuchsberichte erschien zur Überprüfung der Gewölbetragwirkung nur das von *LADNER*, *SCHAEIDT* und *GUT* [152] untersuchte Deckensystem geeignet. Das von *GURALNIK* und *LA FRAUGH* [119] untersuchte Deckensystem wurde mit einem Randunterzug ausgeführt, welcher die Bogentragwirkung verstärkte und eine objektive Bewertung der Bogentragwirkung nicht erwarten ließ. Die Längenänderungen der fünf Versuchskörper von *CHANA* und *DESAI* [69] waren am Rand durch Reibungskräfte behindert. Leider wurden weder die Auflagerkräfte gemessen, noch die Reibbeiwerte angegeben, die eine numerische Simulation der Versuche mit überprüfbaren Randbedingungen ermöglichen würden. Die zwei Versuche von *SHERIF* [230] bildeten Deckenstreifen ab, deren Schnittkanten in komplexen Stahlrahmen eingespannt waren. Auf eine wirklichkeitsnahe Abbildung dieser Stahlkonstruktion wurde verzichtet, da für die eigenen numerischen Untersuchungen auf den Versuch von *LADNER*, *SCHAEIDT* und *GUT* [152] ausgewichen werden konnte (Bild 4-7).

LADNER, *SCHAEIDT* und *GUT* untersuchten eine Flachdecke ohne Durchstanzbewehrung bestehend aus neun Deckenfeldern mit einer Schlankheit von $\lambda_{Platte} = 21{,}8$. Da das System über 65 Tage belastet wurde, konnte das zeitabhängige Materialverhalten in der nichtlinearen Simulation mit dem Programm LIMFES nicht vernachlässigt werden. Ein Vergleich der Plattenverformungen zeigt, dass die Simulation das Tragverhalten der Platte gut erfasst. Die Verformungsunterschiede im Lastbereich zwischen 20 und 40 kN/m^2 sind weitgehend auf die in der Simulation vereinfachte Lastgeschichte zurückzuführen. Das Rissbild zeigt den Durchstanzkegel im Bereich der Randstütze und lässt eine flache Bogentragwirkung entsprechend der vorgestellten Gewölbetragwirkung erkennen. Demnach kann bei horizontal ausgesteiften Flachdecken die Grenzneigung von $\vartheta \approx 30°$ nach *SPECHT* und *SCHOLZ* [232] unterschritten werden. Die Versuchsnachrechnung bestätigt somit grundsätzlich die in Abschnitt 4.2 angegebene Bogentragwirkung.

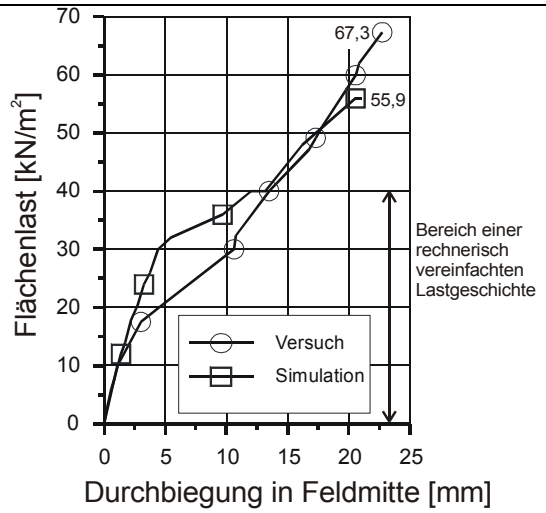
Diese Bogentragwirkung beeinflusst die Bemessung der Durchstanzbewehrung zweifach:

(1) Bei Systemen geringer Schlankheit reichen die Druckbögen nahezu von Stütze zu Stütze (vgl. Bild 4-6, $\lambda = 15$). Hierdurch wirkt die Durchstanzbewehrung entsprechend dem Modell von *ANDRÄ* (vgl. Bild 2-13 d) als Aufhängebewehrung, so dass sich eine Fachwerktragwirkung von Anker zu Anker (vgl. Bild 2-26b) nicht einstellen kann. Zudem ergibt sich ein relativ kleiner schubbewehrter Bereich, wie z.B. nach DIN 1045 (88) vorgesehen.

(2) Bei schlanken System liegt der Momentennullpunkt in einem größeren Abstand zur Stütze, so dass der Druckbogen in etwa im Abstand von 4 bis 5 d vor der Stütze endet (vgl. Bild 4-6, $\lambda = 35$). In diesen Fällen ist die Querkraftbeanspruchung über eine Fachwerktragwirkung über einen relativ großen schubbewehrten Bereich in die Stütze einzuleiten.

In beiden Fällen wird die Querkraft über Betonzugstreben „hochgehängt“, so dass eine Überprüfung der Tragfähigkeit außerhalb der Durchstanzbewehrung notwendig ist.

In künftigen Forschungsarbeiten sollte die Grenzen der Gewölbetragwirkung für schubbewehrte Flachdecken numerisch und experimentell noch genauer untersucht werden, um eine optimierte Bemessung zu ermöglichen. Für den eigenen Bemessungsansatz wird die Gewölbetragwirkung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt (vgl. Abschnitt 9).



a) Plattendurchbiegung

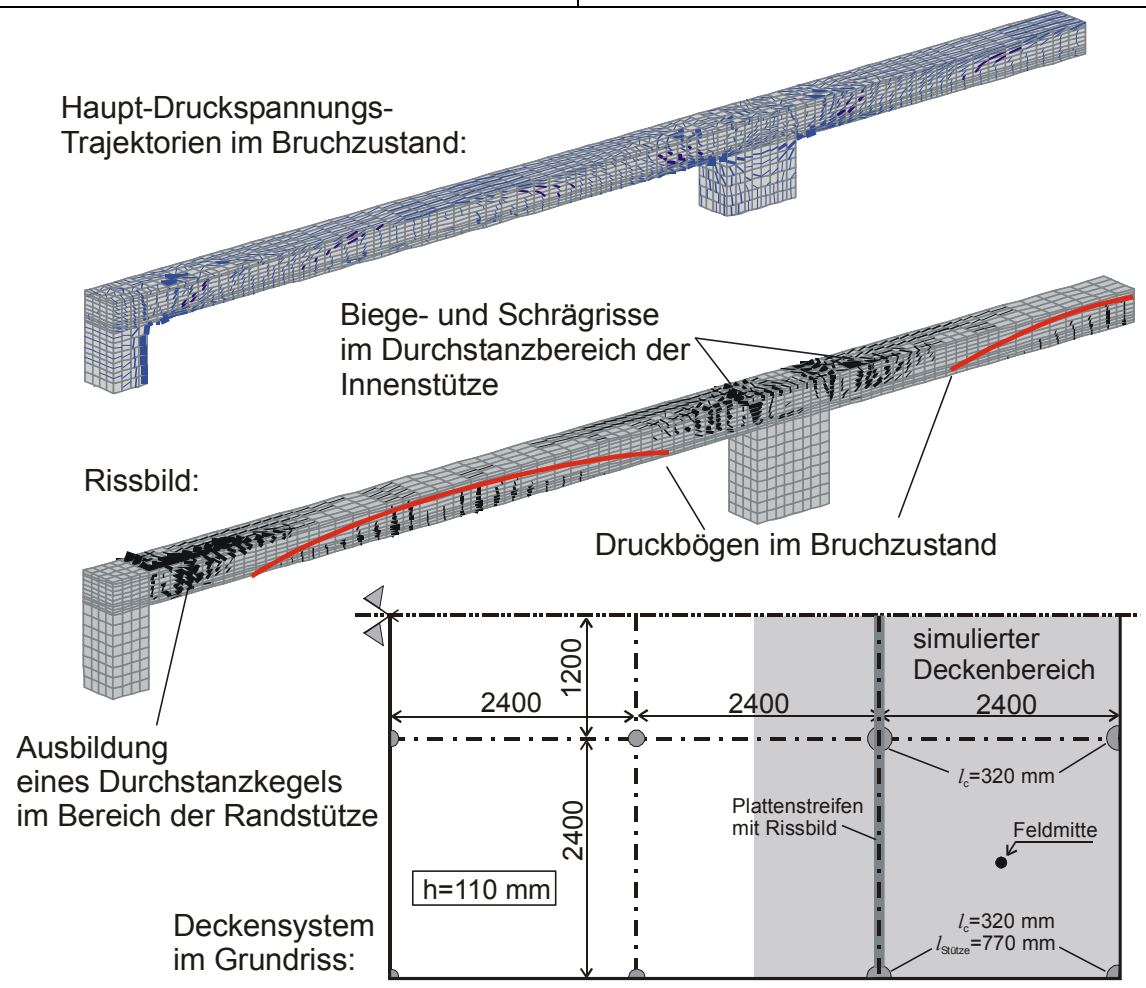
Beton:	f_c = 38,2	MPa	
	f_{ct} = 3,4	MPa	
	E_c = 33,6	GPa	
	G_f = 100	N/m	
Betonstahl:	f_y = 550	MPa	
	f_t = 550	MPa	
	E_s = 210	GPa	

(X = Messwerte der Materialprüfungen)

Die zeitabhängige Entwicklung der Materialkennwerte wurde nach Eurocode 2, Teil1 berücksichtigt.

Belastungsbeginn t_0 = 5 Tage

b) Materialkennwerte



c) Rechnerisches Rissbild im Stützstreifen zwischen Rand- und Innenstütze sowie Darstellung des Deckensystems im Grundriss

Bild 4-7 Materialkennwerte und Simulationsergebnisse (LIMFES) des Durchstanzversuches von *LADNER*, *SCHAEIDT* und *GUT* [152]

4.2.3 Querkraftverlauf in Flachdeckensystemen

In nationalen Regelwerken werden die Lasterhöhungsfaktoren β zur Berücksichtigung von Beanspruchungsspitzen gegenüber der mittleren Querkraftbeanspruchung meist pauschal in Abhängigkeit des Stützenortes (z.B. EC 2, Teil1: Innenstützen $\beta = 1{,}15$, Randstützen: $\beta = 1{,}4$ und Eckstützen $\beta = 1{,}5$). Alternativ werden z.B. nach British Standard BS 8110 (97) oder Model Code 90 Zusatzbeanspruchungen infolge des nach der Ersatzrahmenmethode ermittelten Stützen-Knotenmomentes ermittelt. DIN 1045-1 verfolgt aufgrund der Konformität zum Eurocode 2 das Konzept der Lasterhöhungsfaktoren (β-Faktoren), sodass sich die Frage stellt: Welche Grenzwerte der Stützweitenverhältnissen sind einzuhalten, damit ein pauschaler Lasterhöhungsfaktor verwendet werden darf ?

Nach den Empfehlungen des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton in Heft 240 [118] liegen bei horizontal ausgesteiften Deckensystemen mit Stützweitenverhältnisse von $l_{D1} / l_{D2} < 0{,}74$ bzw. $l_{D1} / l_{D2} > 1{,}35$ ausreichend homogene Schnittkraftverläufe vor, so dass sowohl die Ersatzrahmenmethode als auch konstante Lasterhöhungsfaktoren verwendet werden dürfen. *KORDINA* und *NÖLTING* [147] ermittelten auf Grundlage von Versuchen den Lasterhöhungsfaktor β für Innen-, Rand- und Eckstützenbereiche in Abhängigkeit der Knoten-Momentenbeanspruchung der Stütze nach Gleichung (4.1).

$$\beta = 1 + \frac{M_{Ed,Knoten} / V_{Ed}}{l_c} \tag{4.1}$$

Für Flachdecken in mehrgeschossigen Bürotrakten sind sowohl regelmäßige Stützenraster (Bild 4-8, Typ C) oder Zweibundkonstruktion (Bild 4-8, Typen A und B) charakteristisch. Infolge der notwendigen Verkehrsflächen für eine Büronutzung, ergeben sich für die Flachdecken ungleiche Spannweitenverhältnisse. Dies führt für alle Stützen zu ungleichförmigen Querkraftbelastungen, die über einen Lasterhöhungsfaktor zu berücksichtigen sind, da sowohl für den Fall ohne Durchstanzbewehrung als mit einer Bügel- oder Schrägstabbewehrung bei Ausnutzung der jeweiligen Maximaltragfähigkeit keine baupraktisch nutzbaren plastischen Verformungskapazitäten zur Verfügung stehen (vgl. Abschnitt 9.7.1)

In der Praxis wird der Decken-Stützenanschluss in statischer Hinsicht oft als frei drehbar angenommen, so dass auch bewehrungstechnisch kein biegesteifer Anschluss (Rahmenecke) ausgeführt wird. Im Bereich von Rand- und Eckstützen widerspricht eine solche konstruktive Durchbildung sowohl DIN 1045(88) als auch DIN 1045-1. Im Bereich von Innenstützen ist bei geringen Stützen-Auflasten davon auszugehen, dass im Bereich der Arbeitsfuge (Decke / Stütze) Risse auftreten können. Bei höheren Auflasten in den Erdgeschossbereichen bleibt die Arbeitsfuge Decke-Stütze überdrückt

und spannt die Decke in die Stütze ein, was zu lokal erhöhten Durchstanzbeanspruchungen führt.

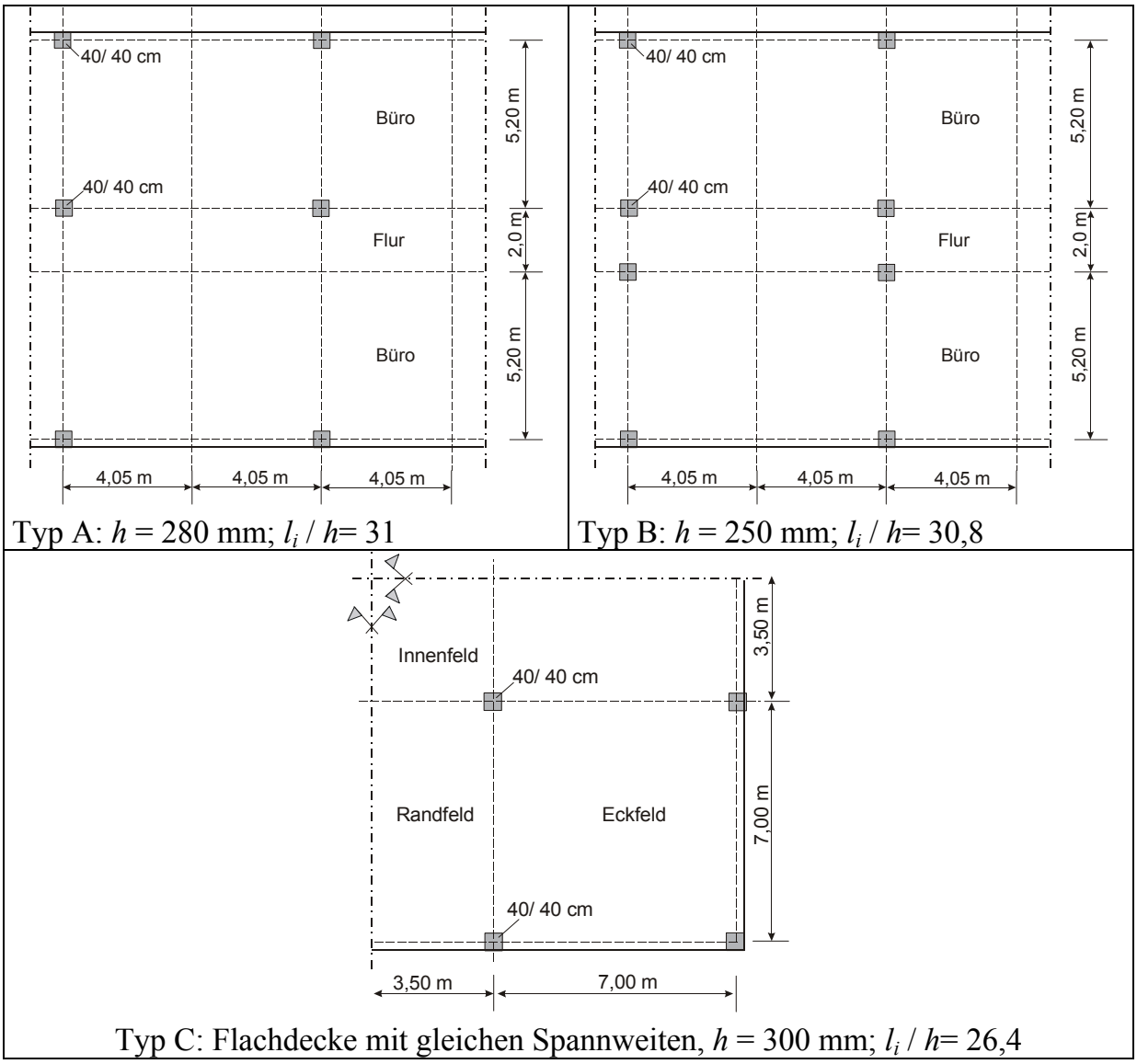


Bild 4-8 Charakteristische Stützenstellungen von Flachdecken in Bürogebäuden

Häufig werden die Grundrisssituationen der Typen A und B (Bild 4-8) in Bürogebäuden eingesetzt, diese verdeutlichen, dass die zulässigen Stützweitenverhältnisse nach Heft 240 DAfSTb [118] unter- oder überschritten werden, sodass eine pauschale Beurteilung des erforderlichen Lasterhöhungsbeiwert schwer fällt.

Zur Ableitung einer Bemessungshilfe wurden eigene lineare und nichtlineare Simulationsrechnungen zur Durchstanzbeanspruchung in horizontal ausgesteiften Deckensystem durchgeführt. In den elastischen Systemberechnungen wurde der Lasteinleitungsbereich mit elastischen Federn abgebildet, die keine Zugkräfte aufnehmen können. Als Belastung wurde das Deckeneigengewicht zuzüglich einer feldweisen Verkehrslast von 5 kN/ m^2 berücksichtigt. Infolge der physikalischen Nichtlinearität (veränderliche

Lasteinleitungsfläche bei Zugbeanspruchungen innerhalb des Stützenquerschnittes) wurden alle maßgebenden Verkehrslaststellungen einzeln berechnet.

4.2.3.1 Querkraftverteilung nach der Elastizitätstheorie

Zur Ermittlung der Querkraftverteilung wurden die Querkräfte nach Plattentheorie v_x und v_y zu resultierenden Querkräften v_r nach Gleichung (4.1) zusammengefasst.

$$v_r = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \tag{4.2}$$

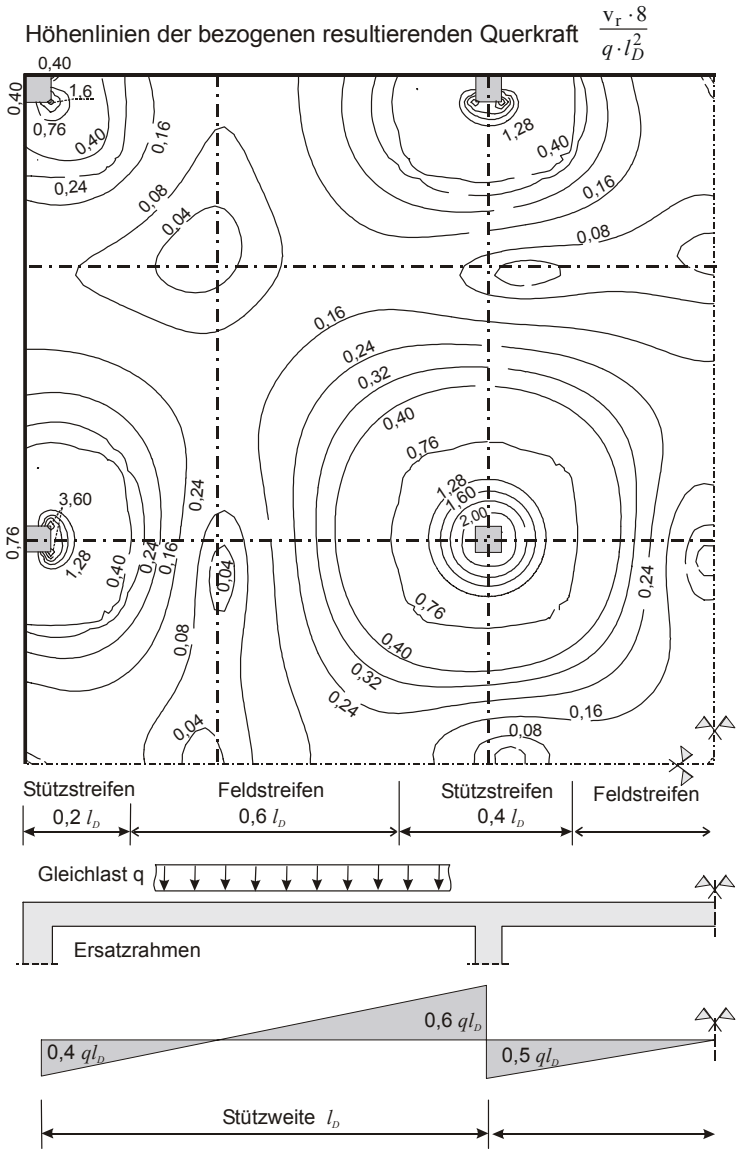


Bild 4-9 Höhenlinien der resultierenden bezogenen Querkraft für das Deckensystem Typ C nach der Elastizitätstheorie

Bild 4-9 zeigt beispielhaft den Verlauf der resultierenden Querkraft v_r für ein Flachdeckensystem mit gleichen Spannweiten (System C). Die Höhenlinien gleicher Querkraftbeanspruchungen streben konzentrischen Kreisen um den jeweiligen Stützenmit-

telpunkt zu. Dies entspricht einer sektorweisen Querkraftableitung zu den Stützen nach dem Modell von *KINNUNEN* und *NYLANDER* des Abschnittes 2.3.2. Dieser Querkraftverlauf kann für Gleichlasten auf Grundlage von Lasteinzugsflächen nach der Ersatzrahmenmethode mathematisch zutreffend beschrieben werden, wie der nachfolgende Abschnitt zeigt.

4.2.3.2 Beschreibung eines Sektormodells auf Grundlage von Lasteinzugsflächen

Die Lasteinzugsflächen sind auf Grundlage von statischen Berechnungen an Ersatzrahmensystemen auf Basis der Querkraftnullpunkte festzulegen. Ausgehend von den jeweiligen Stützenmittelpunkten kann eine Einteilung in Querkraftsektoren vorgenommen werden. Hierbei strebt die Querkraft jeweils auf dem kürzesten Weg der Stütze zu. Belastungsflächen, die außerhalb der Sektorflächen liegen, werden als Randlast im Sektormodell berücksichtigt (Bild 4-10).

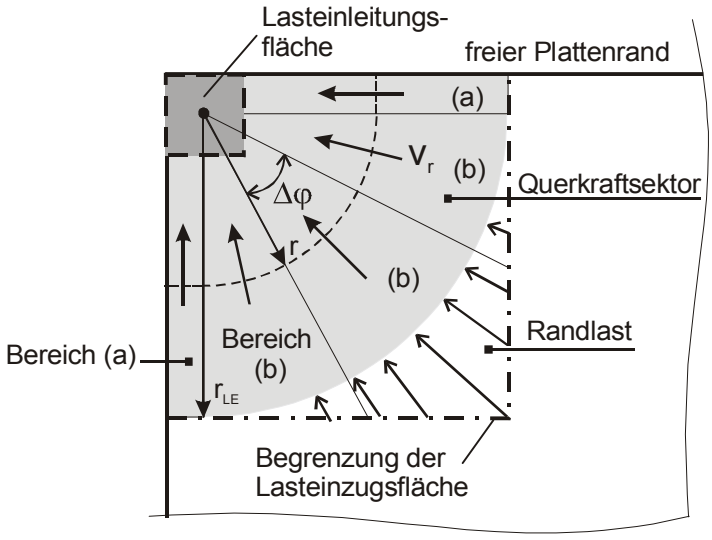


Bild 4-10 Sektormodell am Beispiel einer Eckstütze

In unmittelbarer Nähe des freien Plattenrandes (Bereich a) wird die Querkraft auf einem Plattenstreifen konstanter Breite in die Stütze eingeleitet. In den Bereichen (b) findet die Querkrafteinleitung über einen Kreissektor statt. Aufgrund der Querverteilung der Platte darf die Randlast als Linienlast für $\Delta\varphi = 90°$ berechnet werden.

Bild 4-11 zeigt hinsichtlich des Querkraftverlaufes und der Beanspruchungshöhe eine gute Übereinstimmung des vorgestellten Sektormodells mit linearelastischen Finite-Elemente Berechnungen.

Randlasten

Eckstütze:
$$q_r = q \cdot \frac{r_{LE}^2}{r} \cdot \left(\frac{1 - \frac{\pi}{4}}{\Delta\varphi} \right) \quad \text{[kN/m]} \qquad (4.3)$$

Innen- und Randstütze:
$$q_r = q \cdot \frac{r_{LE,1}^2}{r} \cdot \left(\frac{\frac{r_{LE,2}}{r_{LE,1}} - \frac{\pi}{4}}{\Delta\varphi} \right) \quad \text{[kN/m]} \qquad (4.4)$$

mit: $r_{LE,1} \leq r_{LE,2}$ und $\Delta\varphi = 90° = \pi/2$

Querkräfte

Bereich (a):
$$v_{r,a} = q \cdot (r_{LE} - r) + q_r \quad \text{[kN/m]} \qquad (4.5)$$

Bereich (b):
$$v_{r,b} = \frac{q \cdot r_{LE}^2 \cdot 0{,}5 \cdot \left[1 - \left(\frac{r}{r_{LE}} \right)^2 \right] + q_r \cdot r_{LE}}{r} \quad \text{[kN/m]} \qquad (4.6)$$

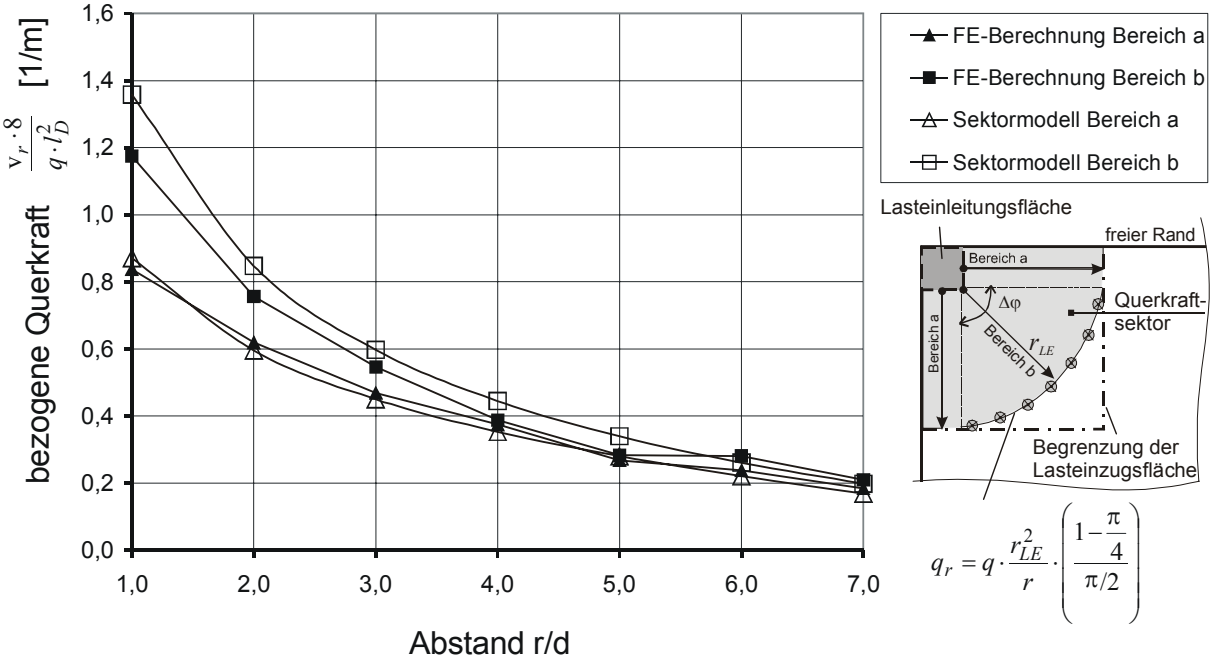


Bild 4-11 Bezogene resultierende Querkräfte in zwei Bauteilachsen nach einem Sektormodell und einem FE-Modell im Bereich von Eckstützen

Vergleichbare Übereinstimmungen ergeben sich auch im Bereich von Rand- und Innenstützen, die graphische Darstellung der Ergebnisse befindet sich im Anhang D. Zur

Erläuterung der bezogenen Querkraft im Bild 4-14 ist anzumerken, dass der Bezugswert $q \cdot l_D^2/8$ der Querkraft der Lasteinzugsfläche eines 45° Sektors entspricht im Bereich von Innenstützen entspricht ($0{,}5 \cdot l_D \cdot 0{,}5 \cdot l_D$ / 2).

4.2.3.3 Zur nichtlinearen Verteilung der Querkraftbeanspruchung

Nach dem zuvor beschriebenen Sektormodell ergeben sich für ein System mit gleichen Stützweiten die folgenden Lasterhöhungsfaktoren β: Innenstütze: $\beta = 1{,}0$; Randstütze: $\beta = 1{,}5$; Eckstütze: $\beta = 1{,}5$. Diese Werte entsprechen in etwa den Festlegungen nach British Standard BS 8110 oder nach EC 2, Teil1. Es ist jedoch zu überprüfen, ob diese Basiswerte mit zunehmender Rissbildung abklingen, so dass sich infolge einer querverteilenden Wirkung der Platte lokale Spannungsspitzen abbauen.
Definiert man den erforderlichen Lasterhöhungsfaktor β nach Gleichung (4.7), so wird eine numerische Verifikation möglich.

$$\beta = \frac{\max \mathrm{v}_{\mathrm{Ed,i}}}{\overline{\mathrm{v}}_{\mathrm{Ed,i}}} = \frac{\max \mathrm{v}_{\mathrm{Ed,i}} \cdot u_i}{V_{Ed} - q \cdot \left(A_i - A_{load}\right)} \tag{4.7}$$

hierin sind:

i	Nummer des betrachteten Nachweisschnittes
$\max \mathrm{v}_{Ed,i}$	maximale Platten-Querkraftbeanspruchung im betrachteten Nachweisschnitt
$\overline{\mathrm{v}}_{Ed,i}$	mittlere Platten-Querkraftbeanspruchung im betrachteten Nachweisschnitt
u_i	Umfang des betrachteten Nachweisschnittes
q	Gleichlastbeanspruchung
V_{Ed}	Gleichlastbeanspruchung
A_i	Fläche innerhalb des betrachteten Rundschnittes
A_{load}	Lasteinleitungsfläche (Stützenquerschnitt)

Bild 4-14 veranschaulicht, dass im Bereich von Innenstützen die relativen Beanspruchungsspitzen mit zunehmenden Abstand zur Stütze nicht abklingen, sodass ein Lasterhöhungsfaktor unabhängig von der Lage des Nachweisschnittes zum Stützenanschnitt gerechtfertigt ist. Im Bereich von Rand- und Eckstützen zeigte sich hingegen ein Abklingverhalten entsprechend den experimentellen und numerischen Untersuchungen von *VOCKE* [243]. Dieses unterschiedliche Verhalten des Lasterhöhungsfaktors β ist plausibel, da im Gegensatz zu Rand- und Eckstützen die Momentenbeanspruchung im Stützstreifen der Innenstütze langsamer abklingt (vgl. Bild 4-3).

Die relative Querkraftbeanspruchung ist zudem unabhängig von der absoluten Beanspruchung, so dass sich infolge einer Biegerissbildung lokale Querkraft-Beanspruchungsspitzen nicht abbauen. Dieses Tragverhalten entspricht den eigenen Versuchsbeobachtungen an Deckenausschnitten (vgl. Bild 8-1). Nach Auffassung des

Autors liegt der Grund hierfür in der Sektorrissbildung des Durchstanzbereiches. Das Rissbild im Sägeschnitt des eigenen Versuchskörpers V4 (Bild 4-13) verdeutlicht, dass die Sektorrisse die Platte auf einer nahezu konstanten Plattenhöhe durchtrennen und eine im Vergleich zur Plattendicke nur eine geringe Druckzonenhöhe verbleibt. Diese ist kaum in der Lage Querkräfte in Umfangsrichtung zu verteilen (vgl. auch Abschnitt 8.3, Versuch P2-II).

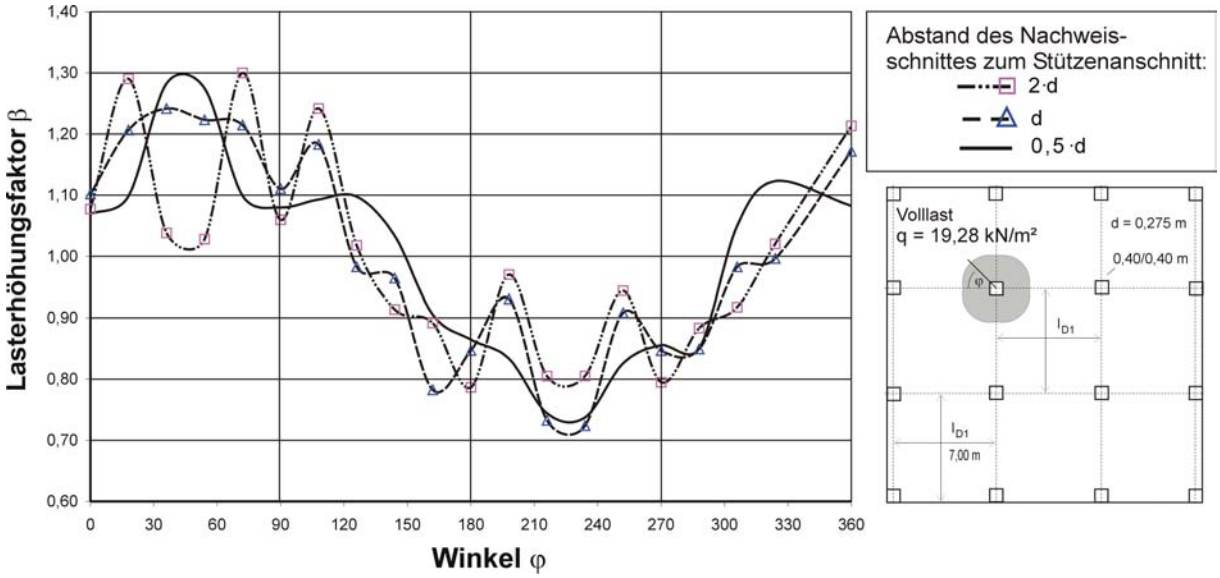


Bild 4-12 Typischer Verlauf des Lasterhöhungsfaktors β in im Bereich von Innenstützen bei Variation des Abstandes zur Stütze für die eigenen nichtlinearen Systemberechnungen mit LIMFES

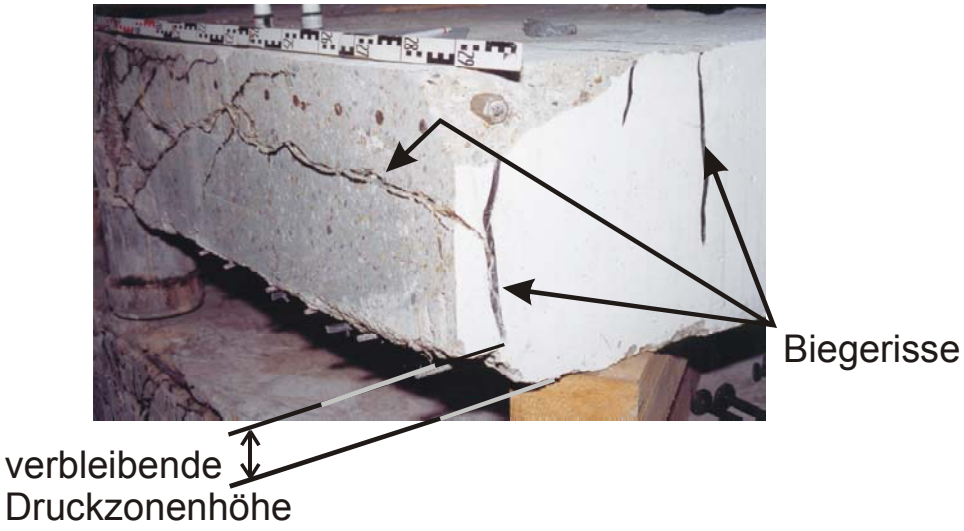


Bild 4-13 Rissbild im Sägeschnitt und an den Seitenflächen des eigenen Versuchskörpers V4

Dennoch war in den Versuchen der Serie P eine interne tangentiale Lastverteilung festzustellen. Die Bügelbeanspruchung der einzelnen Sektoren verhielt sich proportional zum Bügelquerschnitt und die Beanspruchungsspitzen in den Abspannungen waren

nicht erkennbar (vgl. Bilder 8-1 mit 8-20). Dieses kann nur mit dem nahezu ungerissenen umlaufenden Betonring außerhalb der Durchstanzbewehrung im Bereich des Momentennullpunktes der Platte erklärt werden. Infolge der geringen Biegebeanspruchung dieses Plattenabschnittes sind auch im Bruchzustand die Rissbreiten klein, sodass eine ausreichende Steifigkeit vorliegt, um lastverteilend zu wirken. Konsequenterweise ist dieses nur im Bereich von Innenstützen denkbar, da im Bereich von Rand- und Eckstützen dieser „Ringbalken" eine Torsionseinspannung in den Randstreifen erfordert. Da bei einsetzender Rissbildung die Torsionssteifigkeit schnell reduziert wird, sind Rand- und Eckstützenbereiche für die maximale Querkraftbeanspruchung je Sektor zu bemessen.

Tabelle 4-2 Zusammenstellung der maximalen und mittleren Lasterhöhungsfaktoren β für Deckensysteme mit nahezu konstanten Stützweitenverhältnissen

	Innenstütze	Randstütze	Eckstütze
$\beta_{max,\ Simulation}$	1,25	1,25	1,30
$1-\beta_{min.\ Versuch}$ nach Abschnitt 8.1	0,24·(1-1,645·0,09) = 0,20	nicht untersucht	
$\beta_{zul}=1+\beta_{max,Simulation}-\beta_{min,\ Versuch}$	1,05	1,25	1,30
β nach *VOCKE* [Vocke_1] (für ausgesteifte Systeme)	-	≈1,25	≈1,25
β_{zul} nach *NÖLTING* Gleichung (4.1)	1,05	1,40	2,0
$\beta_{DIN\ 1045-1}$ Maximaltragfähigkeit und Versagen der Durchstanzbewehrung	1,05	1,40	1,40
$\beta_{DIN\ 1045-1}$ Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung		1,25	1,25

Ein Vergleich der eigenen Simulationsergebnisse mit den von *VOCKE* ermittelten Lasterhöhungsfaktoren für Rand- und Eckstützen bei einem Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung, bestätigt die beschriebene Sichtweise (Tabelle 4-2). Zudem ergibt auch eine Auswertung nach *NÖLTING* (Gleichung 4.1) im Bereich von Innenstützen ein Lasterhöhungsfaktor β in gleicher Größenordnung. Im Bereich von Rand- und Eckstützen ergeben sich nach *NÖLTING* größere Lasterhöhungsfaktoren. Dieses ist verständlich, da *NÖLTING* bei größeren Decken-Knotenmomenten den Einfluss der Randstreifen-Torsionsmomente überschätzt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die von *NÖLTING* ausgewerteten Versuche vorwiegend als in Stützen eingespannte Kragplatten geprüft wurden. Hierdurch ist eine Torsionseinspannung der Randstreifen in die Stütze aus Gleichgewichtsgründen zwingend erforderlich. In den eigenen Simulationen sowie in den Simulationen und Versuchen von *VOCKE* hingegen ist sind Randstreifen-Torsionsmomente aus Gleichgewichtsgründen nicht erforderlich. Da *VOCKE*

ausschließlich Bemessungsvorschläge für den äußeren Rundschnitt angibt und die laufende Versuchsreihe zur Beanspruchung der Bügel im Bereich von Randstützen am Institut für Massivbau der RWTH Aachen [238] noch nicht abgeschlossen sind, werden für DIN 1045-1 zur Bemessung der Bügelbewehrung sowie der Maximaltragfähigkeit konservative β-Faktoren im Bereich Rand- und Eckstützen vorgeschlagen (Tabelle 4-2).

4.2.4 Lasterhöhungsbeiwert β bei ungleichen Stützweitenverhältnissen

Aus der guten Übereinstimmung der Querkraftverläufe von Finite-Elemente-Berechnungen an Deckensystemen und Sektormodellen ist zu schließen, dass die Querkräfte den Stützen weitgehend polar zulaufen. Ungleichmäßige Verteilungen der Querkraftbeanspruchungen entstehen in Abhängigkeit der Geometrie der Lasteinleitungsflächen (Querkraftkonzentrationen im Bereich der Stützenecken) sowie bei ungleichen Stützweitenverhältnissen (Bild 4-14). In der Regel wird in der Praxis die einwirkende Durchstanzbeanspruchung aus der Auflagerkraft des betrachteten Stützenbereiches bestimmt. Dies entspricht einer Bemessung für die mittlere Querkraftbeanspruchung im Nachweisschnitt. Durch zusätzliche Lasterhöhungsfaktoren (β-Faktoren) sind daher Beanspruchungsspitzen infolge einer Momententragwirkung oder aus der Geometrie der Lasteinleitungsfläche (Stütze) zu berücksichtigen. Auf Grundlage der Sektormodelle ist es für die vorliegenden Fälle mit ungleichen Stützweiten ($l_{D1} / l_{D2} < 0{,}74$ bzw. $l_{D1} / l_{D2} > 1{,}35$) ratsam, die Innenstützen mit kombinierten β-Faktoren für Innen- und Randstützen nach Gleichung (4.8) zu bemessen (Bild 4-14).

$$V_{Ed} = \beta_{Innenstütze} \cdot \Delta V_{Ed,Innenstütze} + \beta_{Randstütze} \cdot \Delta V_{Ed,Randstütze} \tag{4.8}$$

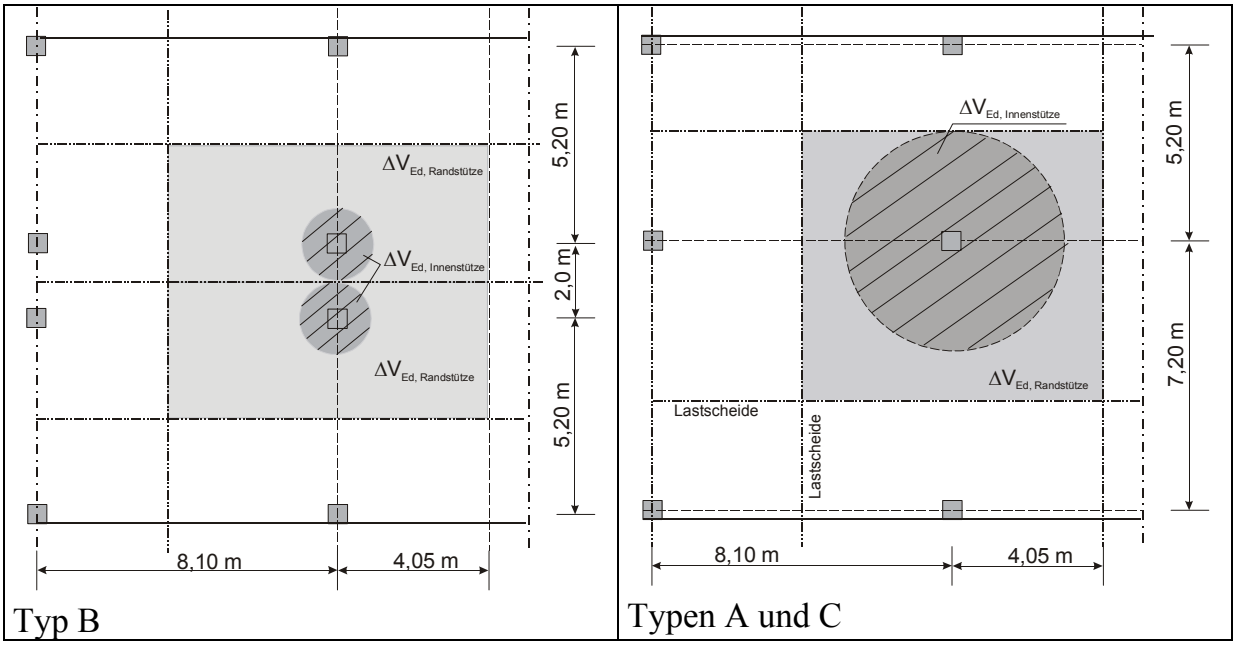


Bild 4-14 Zusammenstellung der Prinzipskizzen der Sektorgeometrie für die betrachteten fünf Grundrisssituationen

5 Anforderungen an effiziente Durchstanzbewehrungen

5.1 Allgemeines

Eine Durchstanzbewehrung ist effizient, wenn folgende Anforderung möglichst gleichzeitig erfüllt werden:

(a) Ausnutzung der Materialfestigkeit,	→ Materialverhalten
(b) verformungsarme Verankerung in der Betondruck- und der Betonzugzone, (c) Verstärkung der Druckzone am Stützenanschnitt, (d) duktiles Tragverhalten,	→ Bauteilverhalten
(e) einfaches und schnelles Verlegen auf der Baustelle, (f) keine gegenseitige Beeinflussung der Bewehrungsanordnung von Biege- und Durchstanzbewehrung (g) geringe Fertigungs- und Materialkosten	→ Arbeits- und Fertigungskosten

Anhand dieser Kriterien werden die baupraktisch üblichen Durchstanzbewehrungen im Abschnitt 5.4 bewertet und zwei Neuentwicklungen vorgestellt.

5.2 Neuere Durchstanz-Bewehrungsformen aus der Literatur

CHANA [70] entwickelte in England das *SHEAR-HOOP*-System (Bild 5-1). Die rechteckigen Bewehrungskörbe des Systems bestehen aus jeweils zwei Montagestäben, die mit einer Bügelbewehrung als Durchstanzbewehrung verschweißt werden. Auf der Bausstelle ergibt sich folgende Verlegereihenfolge: (1) Verlegen der unteren Bewehrungslagen, (2) Aufstellen der *SHEAR-HOOP*-Bewehrung um die Stütze, (3) Einschieben der unteren Lage der oberen Bewehrung unter die 90°-Abbiegungen, (4) Verlegen der zweiten Lage der oberen Bewehrung. Bei der baupraktischen Verwendung der *SHEAR-HOOP*-Bewehrung ist zu beachten, dass für jede Bewehrungsreihe ein Korbdurchmesser auf der Baustelle vorzuhalten ist. Der Einsatz von Betonstahlmatten als obere Bewehrung erfordert eine sorgfältige Abstimmung der Matten-Maschenweite auf die Bügel-Abbiegelänge und den Bügelabstand. Zudem war in [70] nicht ersichtlich, ob die Bügelkörbe seitlich aufgebogen werden, um nach den Bewehrungsarbeiten der aufgehenden Stütze verlegt werden zu können. Günstig für die Verlegearbeiten ist, dass die Biegedruckbewehrung bei diesem System nicht umfasst wird und das die Haken in der Zugzone nur eine Länge von 5 d_s aufweisen. In Versuchen [70] zeigte diese Bewehrungsform ein vergleichbares Traglastniveau wie eine konventionelle Bügelbewehrung nach Bild 1-3a. Dieses Traglastniveau war überraschend hoch, da die End-

verankerungsqualität einer 90°-Abbiegung in der Zugzone schlechter ist als die einer Bügelverankerung (vgl. Bild 5-15a). Dieses günstige Ergebnis wird vom Autor auf die verwendete Versuchseinrichtung zurückgeführt - die eine zusätzliche Membrantragwirkung aktivierte -, da eine Überbemessung der Durchstanzbewehrung nicht vorlag. Aufgrund der Verankerungsqualität in der Zugzone nach Bild 5-15 sowie der relativ kurzen Abbiegungen, wird vom Autor für den Fall ohne Membrantragwirkung, eine etwa 30 % reduzierte Traglast gegenüber einer üblichen Bügelbewehrung erwartet.

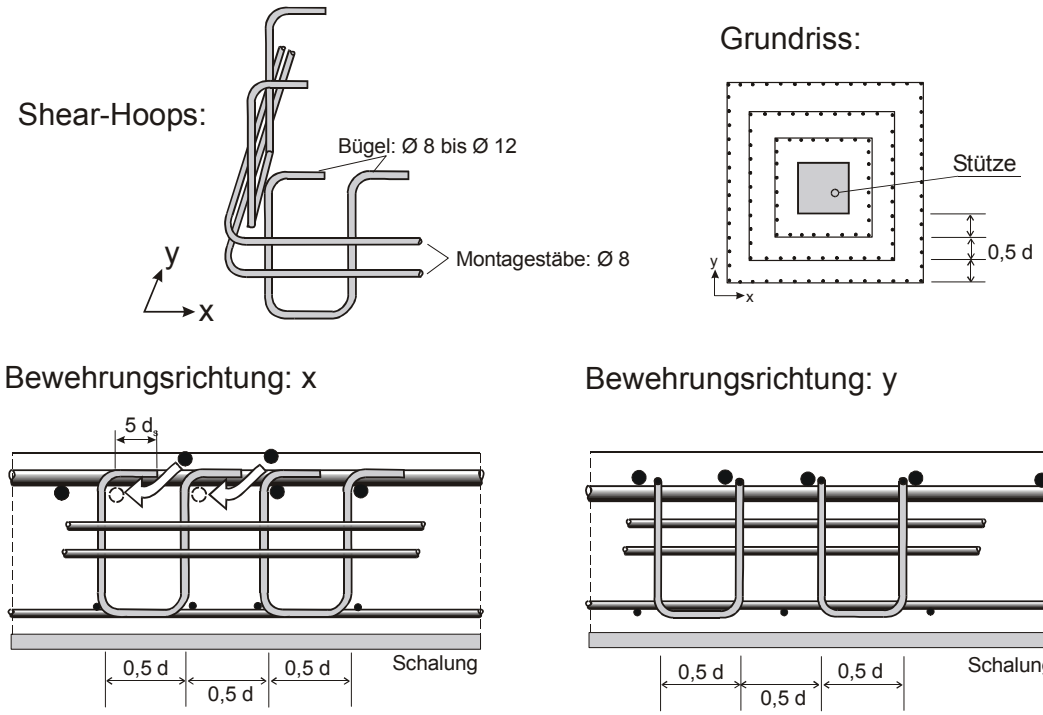


Bild 5-1 Vorgefertigte *SHEAR-HOOP*-Bewehrung nach *CHANA* [70]

Neben der *SHEAR-HOOP*-Bewehrung wurde in England noch das *SHEAR-LADDER*-System entwickelt (Bild 5-2). Die Bewehrungsarbeiten mit diesem System sind sehr einfach, da die *SHEAR-LADDER*-Bewehrung auf die untere Bewehrung gestellt wird und der Montagestab am Schlaufenkopf gleichzeitig als Abstandhalter für die obere Bewehrung dient. Die *SHEAR-LADDER*-Bewehrung weist eine einheitliche Höhe auf, daher kann sie ausschließlich in einer Bewehrungsrichtung verlegt werden. Die Verankerung der Vertikalstäbe erfolgt über Schlaufen. Eine Umfassung der Längsbewehrung durch die *SHEAR-LADDER*-Bewehrung ist nicht vorgesehen. Versuche zur Einschätzung der Tragfähigkeit dieser Bewehrungsform konnten der Literatur nicht entnommen werden.

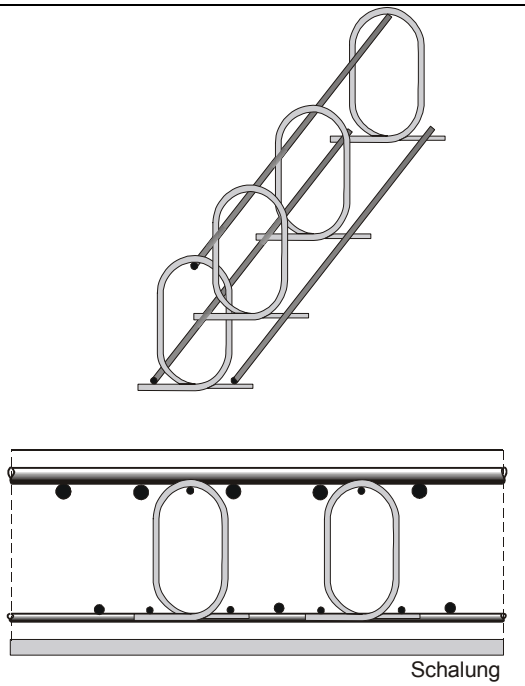


Bild 5-2 Vorgefertigte *SHEAR-LADDER´S* als Durchstanzbewehrung

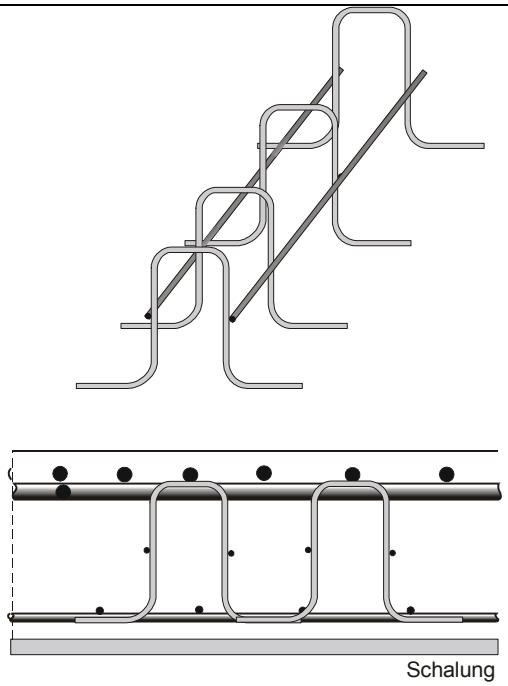


Bild 5-3 *V*orgefertigte *SHEAR-HAT*-Durchstanzbewehrung nach *YAMADA* [247]

Nach Auffassung des Autors ist die Tragfähigkeit der *SHEAR-LADDER*-Bewehrung vergleichbar mit der Tragfähigkeit der *SHEAR-HAT*-Bewehrung nach *YAMADA* [247]. Das Tragverhalten der *SHEAR-HAT*-Bewehrung war in Versuchen durch ein vorzeitiges Abplatzen der Betondeckung auf der Biegezugseite gekennzeichnet [247]. Dieses Versagensbild wurde von *YAMADA* auf die Dübelwirkung der Längsbewehrung zurückgeführt. Gegenüber Vergleichsversuchen mit einer Umfassung der Längsbewehrung ergab sich nach *YAMADA* [247] eine um ca. 40% reduzierte Durchstanztragfähigkeit.

SAMADIAN [223] und *WICKE* [245] untersuchten Schubzulagen nach Bild 1-3d mit relativ kleinen Stabdurchmessern (Ø 6 und Ø 8) in Kombination mit geringen Stababständen der Vertikalstäbe (≈5 cm). In der Regel umfassten diese Schubzulagen die Biegezug- und Biegedruckbewehrung nicht. Allerdings ordnete Wicke zusätzlich einzelne [-förmige Haken an, um ein Abheben der Betondeckung der Biegezugbewehrung infolge der Dübelwirkung der Längsbewehrung zu unterbinden. Alle Versuche ergaben vergleichbare Tragfähigkeiten wie bei einer Bügelbewehrung. Diese Untersuchungen verdeutlichen, dass bei einer engmaschigen Durchstanzbewehrung in Kombination mit angeschweißten Querstäben zumindest teilweise auf eine Umfassung der Längsbewehrung verzichtet werden kann, ohne dass eine Reduktion der Durchstanzlast gegenüber einer Bügelbewehrung auftritt.

Nach Versuchen von *ELIGEHAUSEN* und *VOCKE* [92] kann die Durchstanztragfähigkeit von Gitterträgern deutlich verbessert werden, wenn die Abbiegungen der Gitterträger bis auf die Höhe der äußeren Biegezugbewehrungslage geführt werden (Bild 5-5). Bei hohen Längsbewehrungsgraden ($\rho_l \geq 1\%$) und einem verstärkten Gitterträger konnten erhöhte Traglasten gegenüber einer Bügelbewehrung nachgewiesen werden. Im Vergleich zu Doppelkopfankern stellte sich ein etwas geringeres Tragvermögen ein.

PILAKOUTAS [200] entwickelte als Durchstanzbewehrung das *SHEAR-BAND* aus einem gelochten, hochfestem Bandstahl (f_y = 1100 MPa). Dieses Band wird von oben in die Längsbewehrung eingehängt und umfasst die unterer Bewehrung nicht (Bild 5-4). Infolge der extrem kleinen Biegeradien zeigte diese Bewehrungsform in Versuchen eine verminderte Tragfähigkeit gegenüber einer Bügelbewehrung.

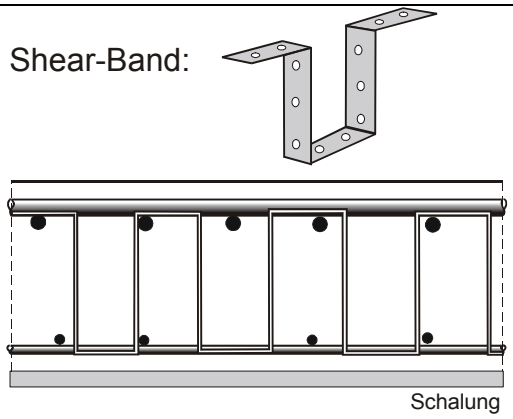


Bild 5-4 *SHEAR-BAND* nach *PILAKOUTAS*

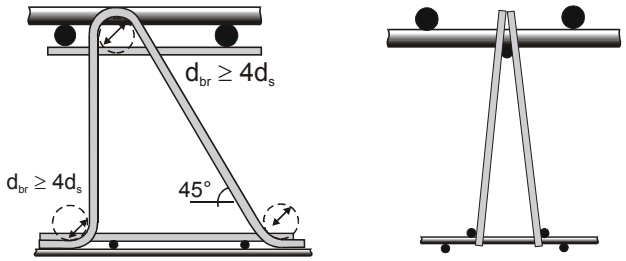


Bild 5-5 Optimierte Gitterträger nach *ELIGEHAUSEN* und *VOCKE*

UFO-Durchstanzbewehrung:

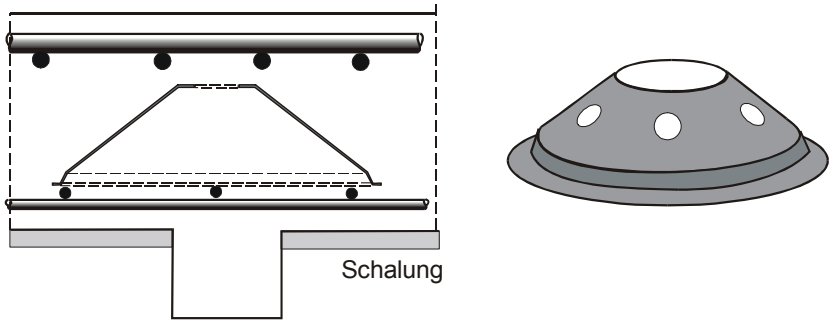


Bild 5-6 UFO-Durchstanzbewehrung nach *ALANDER* [33]

ALANDER entwickelte in Finnland eine UFO-Durchstanzbewehrung, die über der Stütze als interne Stützenkopfverstärkung wirkt. Für diese Bewehrungsform wird meist der Durchstanzwiderstand außerhalb der Ufo-Bewehrung maßgebend. Aufgrund der begrenzten UFO-Durchmesser ist diese Entwicklung im unteren Traglastbereich (Übergang vom Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung zum Durchstanzen mit

Durchstanzbewehrung) einzuordnen. Zusammenfassend ist festzustellen, dass alle Neuentwicklungen das Konzept eines möglichst einfachen Verlegens auf der Baustelle verfolgen. Ein optimierter Materialeinsatzes stand nicht im Vordergrund der Entwicklungen.

5.3 Qualitative Bewertung der Effizienz von Durchstanz-Bewehrungsformen

In Tabelle 5-1 werden die baupraktisch eingesetzten Durchstanz-Bewehrungsformen anhand der Kriterien des Abschnittes 5.1 bewertet. Auf die Beurteilung der Verankerungsqualität der einzelnen Bewehrungstypen wird im Abschnitt 5.5 noch gesondert eingegangen.

Tabelle 5-1 Vor- und Nachteile baupraktisch üblicher Durchstanzbewehrung

Form	Ausnutzung der Materialfestigkeit	Verankerungsqualität	Verstärkung der Druckzone	Einfacher Einbau auf der Baustelle	Beeinflussung der Bewehrungsführung der Biegezugbewehrung	Fertigungs- und Materialkosten	Bemerkungen
geschlossener Bügel (Bild 1-3a)	o	o	-	o*)	-	++	*) Aufwendiges Durchfädeln der Längsbewehrung
Shear-Hoop-Bewehrung (Bild 5-4)	o	o	-	+	o	o	
Schrägstab (Bild 1-3b)	+/o	+/o*)	-	o	o	++	*) je nach Verhältnis von Stabdurchmesser zur Plattendicke
90° Haken	o	o	o	-	+	++	
180° Haken (Bild 1-3c)	+	+	-	--	+	++	
Schubzulage (Bild 1-3d)	o	+	-	++	++	++	
Shear-Ladder (Bild 5-2), Shear-Hat (Bild 5-2)	o	o	-	++	++	+	
Shear-Band (Bild 5-4)	-	-	-	+	+/o	+	
Dübelleisten (Bild 1-3e)	++	++	+	+/o	o	o	
Doppelkopfanker (Bild 1-3f)	++	++	-	+	+	o	
Gitterträger (Bild 5-5)	o	+	o	++	++	+	
Doppel-T-Trägerscheiben (Bild 1-3g)	++	++	-	+/-*)	+/o*)	o	*) Sollte die Längsbewehrung zwischen den Flanschen geführt werden, so ist der Einbau aufwendig.
Stahlkonstruktionen (Bilder 1-3i und 1-3j)	++	++	++	++	++	-	

Bewertung: ++ = sehr gut, + = gut, o = befriedigend, - = ausreichend, -- = mangelhaft
Bei der Bewertung wurde von Platten und Bewehrungsdurchmessern des üblichen Hochbaus ausgegangen (h = 250 – 350 mm, $d_{s,\,Bügel}$ = 8 bis 14 mm)

Die Bewertungen in Tabelle 5-1 verdeutlichen, dass optimierte Durchstanzbewehrungsformen wie z.B. die Dübelleiste oder Doppelkopfanker aufwendiger in der Herstellung sind als übliche Biegeformen aus Betonstahl (z.B. Bügel oder Haken). Wirtschaftliche Vorteile ergeben sich für die Dübelleiste oder für Doppelkopfanker durch einen einfachen Einbau auf der Baustelle und einer höheren Materialeffizienz, so dass sie in Industrieländern häufig als Standardlösung verwendet werden.

5.4 Studie zu möglichen Bügelformen aus Listenmatten

Die eigenen Untersuchungen haben zum Ziel, eine wirtschaftlich optimierte Bügelbewehrung im Durchstanzbereich mit Listenmatten herzustellen. Ein wirtschaftlicher Vorteil im Vergleich zu konventionellen Bügeln und anderen Durchstanzbewehrungen soll hierbei sowohl durch die Vereinfachung und Beschleunigung der Verlegearbeiten als auch durch eine erhöhte Tragfähigkeit erzielt werden, da in Industrieländern die Lohnkosten der Verlegearbeiten die Materialkosten um ein mehrfaches übersteigen. Erhöhte Fertigungskosten sind bei der Herstellung von Bügelmatten nicht zu erwarten, da sie mit üblichen Biegemaschinen hergestellt werden können. Eine Minimierung der Stahlmenge (Maximierung der Materialeffizienz) steht nicht im Vordergrund der Überlegungen, da die Herstellkosten von Bügelmatten sowie der Anteil der Bügelbewehrung an dem Gesamtstahlbedarf einer Flachdecke gering sind.

Nach der eigene Literaturstudie sind Bügelmatten als Durchstanzbewehrung grundsätzlich geeignet. Zudem konnten *ELIGEHAUSEN* et al [87, 221] die Effizienz von Bügelmatten in Balken als Querkraftbewehrung nachweisen. Grundlage der folgenden Variantenstudie sind die Fertigungsvorgaben der deutschen Betonstahlindustrie zur Herstellung einer Bügelbewehrung aus Listenmatten (Tabelle 5-2). Unter Berücksichtigung dieser Vorgaben sind folgende Bügelformen mit Listenmatten im Durchstanzbereich geometrisch möglich:

(a) S-Haken, [-Haken (Bilder 5-7 und 5-8)

(b) Bügel mit einem Übergreifungsstoß (der Stoßbereich kann gerade oder mit einer Schlaufe ausgeführt werden, Bild 5-9)

Bei S-Haken behindern die relativ langen horizontalen Bügel-Schenkel das Einhängen des Bügelkorbes (Bild 5-7). Die Einhaltung der Betondeckung ist bei konstanten Hakenlänge nur in einer Bewehrungsrichtung möglich, d.h. je nach Anordnung der Durchstanzbewehrung im Grundriss können zwei Hakenlängen erforderlich werden. Zudem ist die Endverankerungsqualität in gerissenem Beton vergleichsweise schlecht (vgl. Bild 5-15a) und es besteht nach Versuchsbeobachtungen von *HAWKINS* [127] die Möglichkeit eines frühzeitigen Abspaltens der Betondeckung. Aufgrund dieser

Randbedingungen ist nach Auffassung des Autors bei S-Haken aus Bügelmatten kein wirtschaftlicher Vorteil zu erwarten.

[-Haken könnten seitlich über die Längsbewehrung geschoben werden (Bild 5-8), wenn die Längsbewehrung höhengenau verlegt wird und der Maschenabstand der oberen Längsbewehrung groß genug ist, um die Haken durchzustecken. Da auch bei [-Haken zwei Hakenlängen erforderlich werden können (hohe Verwechselungsgefahr, erhöhter Zeitbedarf bei den Verlegearbeiten) und vergleichbare Randbedingungen vorliegen wie bei S-Haken, ist für diese Form ebenfalls kein wirtschaftlicher Vorteil zu erwarten.

Tabelle 5-2 Vorgaben bei der Herstellung von Listenmatten und Endverankerungen bei Bügeln nach Eurocode 2 und DIN 1045

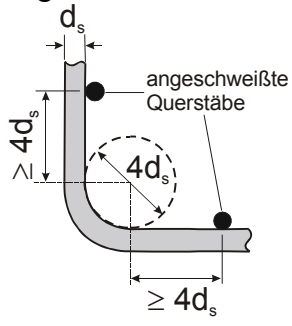
Aufbau:

- Unterschiedliche Stababstände und Durchmesser in Längsrichtung sind möglich.
- Doppelstäbe nur in Längsrichtung.
- Möglichst nur ein Durchmesser in Querrichtung
- Unterschiedliche Stababstände in Querrichtung sind möglich.
- Mattenlängen 3,0 bis 12,0 m, Mattenbreiten von 1,85 bis 3,00 m

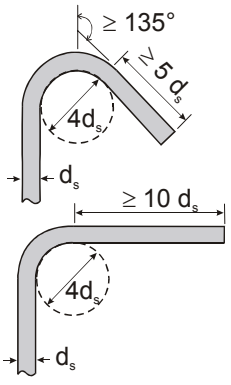
Bewehrungsrichtung	Durchmesser	Abstand	Überstände
Längsrichtung	Einzelstab, Doppelstab von 5,0 bis 12,0 mm, Durchmesserstaffel: von 0,5 mm	Rastermaß: 50 mm, Abstand der Doppelstäbe ≥ 100 mm	Kleinst-/Regelwert: 25 mm
Querrichtung	Nur Einzelstab 5,0 bis 12,0 mm, Durchmesserstaffel: von 0,5 mm	Rastermaß: 25 mm	

Konstruktionsregeln von Bügeln nach Eurocode 2 und DIN 1045(88)

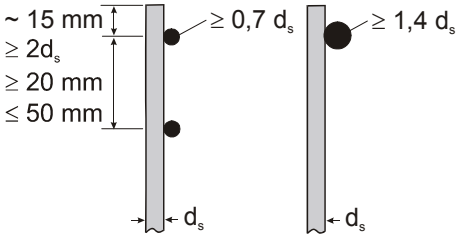
Abstand der Schweißstelle zum Krümmungsbeginn, Biegerollendurchmesser



Haken und Winkelhaken:



Schubzulagen mit Querstäben:



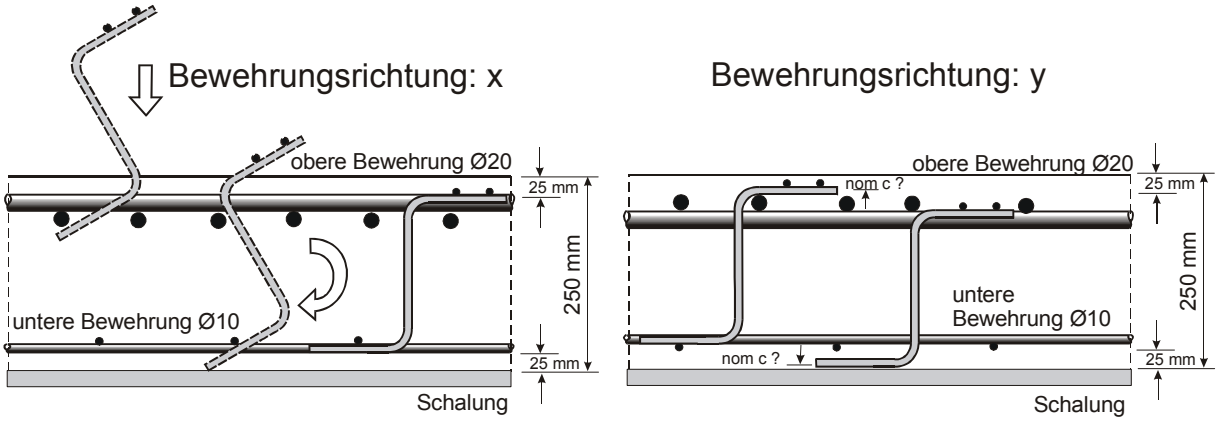


Bild 5-7 S-Haken aus Listenmatten

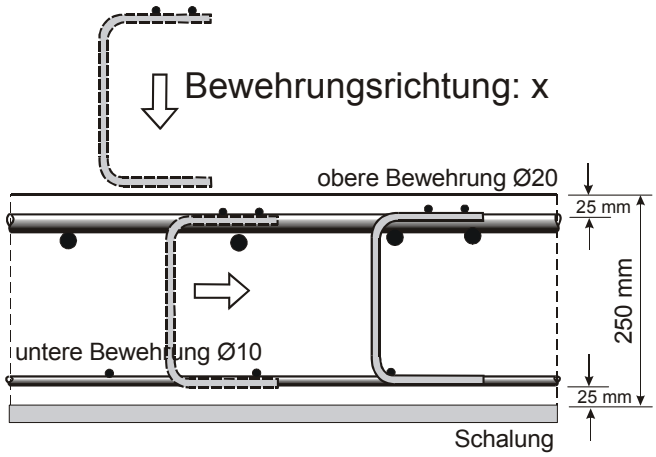


Bild 5-8 [-Haken aus Listenmatten

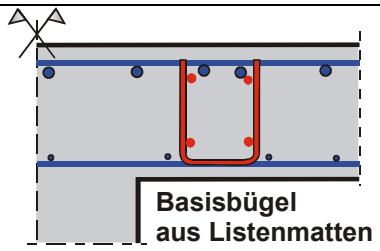
Aufgrund des günstigen Verankerungsverhaltens von angeschweißten Querstäben im gerissenen und ungerissenen Beton (Abschnitt 5.5) und der positiven Erfahrungen mit Schubzulagen bei Balken von *LEONHARDT* [158] und *ELIGEHAUSEN* [221] erscheinen dem Autor Schubzulagen oder Bügel aus Listenmatten, die zwischen die Biegezug- und Biegedruckbewehrung gestellt werden, als erfolgversprechend für eine erhöhte Wirtschaftlichkeit. In einer eigenen Verlegestudie an einem Deckenmodell wurde deutlich, dass bei Umfassung der Biegebewehrung durch die Durchstanzbewehrung unterschiedliche Bügellängen nur bei Vorgabe einer Bewehrungsfolge, oder durch zweiteilige Bügelformen vermieden werden können (Bild 5-9: Formen Ib und III). Andernfalls entsteht ein erhöhter Planungsaufwand sowie eine erhöhte Fehleranfälligkeit auf der Baustelle. Bei zweiteiligen Bewehrungsformen ist allerdings auf ein regelmäßiges Bewehrungsraster der Biegezugbewehrung zu achten, um die Steckbügel im Bereich der Basisbügel von oben einschieben zu können. Für die eigenen Versuche wurde daher eine Durchstanzbewehrung aus Listenmatten nach Bild 5-9 (Schubzulage

Form Ia sowie die zweiteiligen Formen Ib und III) gewählt. Diese Bewehrungsformen ermöglichen folgenden einfachen Ablauf der Verlegearbeiten:

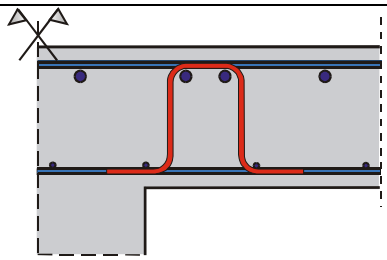
Im Fall der Schubzulage nach Form Ia (Bild 5-9) wird erst die untere Bewehrung verlegt, dann die Basisbügel auf die untere Bewehrung gestellt und nachfolgend die obere Bewehrung aufgelegt. Eine Umfassung der Biegezug- und Biegedruckbewehrung wird nicht ausgeführt. Der Einbau der Bewehrungsform Ib erfolgt analog zur Form Ia, allerdings wird abschließend ein Kappenbügel über die Biegebewehrung gesteckt, der eine Umfassung der Biegezugbewehrung erzeugt.

Bei Form III (Bild 5-9) ist erst der Basisbügel zu stellen, dann die untere Bewehrung zu verlegen, die vom Bügel umfasst wird. Abschließend erfolgt der Einbau des Kappenbügels analog zur Form Ib.

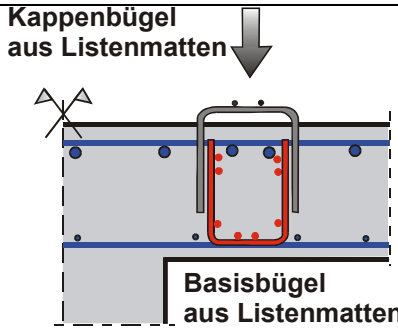
Der vertikale Übergreifungsstoß der Formen Ib und III kann z.B. nach DIN 1045 oder Eurocode 2 für übliche Deckenstärken, Stabdurchmesser und Betonfestigkeiten nur dann nachgewiesen werden, wenn der vorhandene Bügelquerschnitt gegenüber dem erforderlichen um 60% bis 100% erhöht wird. Auf diese Querschnittsvergrößerung wurde bei den eigenen Versuchen verzichtet.



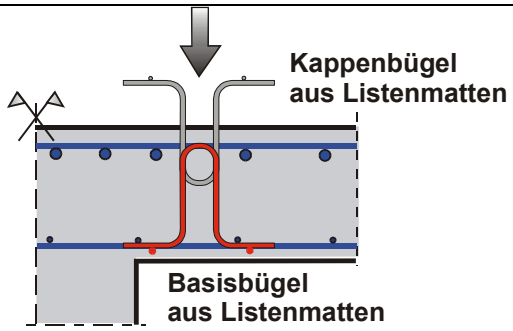
Ia: Listenmatte als Schubzulage - ohne Umfassung der Biegezug- und Druckbewehrung



II : Konventioneller Bügel - mit Umfassung der Biegezug- und Druckbewehrung



Ib: Listenmatte mit Umfassung der Biegezugbewehrung



III : Listenmatte mit Umfassung der Biegedruck- und Biegezugbewehrung

Bild 5-9 Bewehrungsformen der eigenen Versuche aus Listenmatten (Formen Ia, Ib und III) im Vergleich zur konventionellen Bügelbewehrung (Form II)

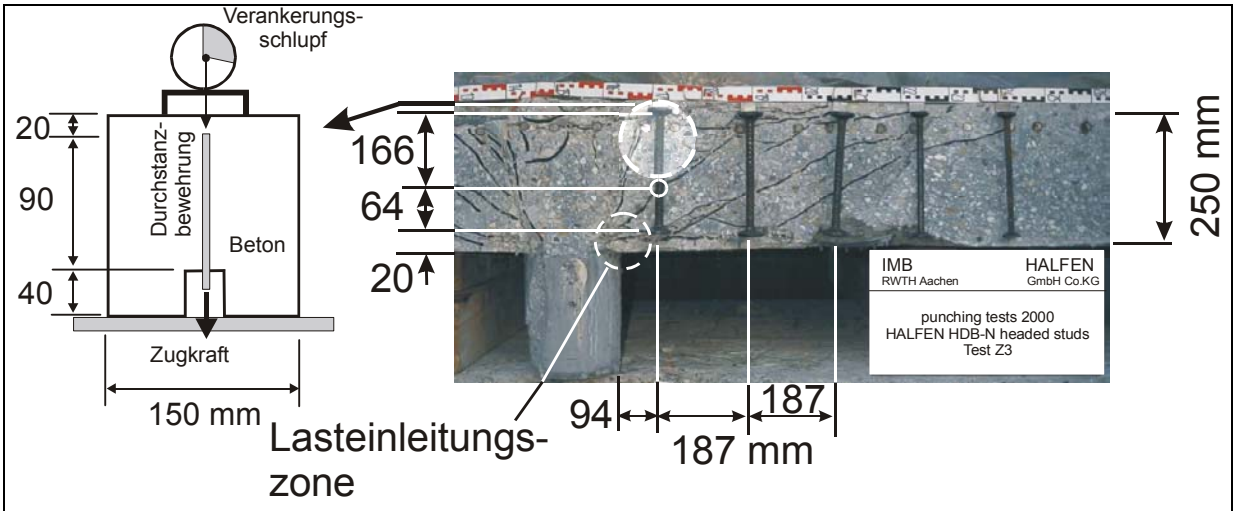
5.5 Einfluss der Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung auf den maximalen Durchstanzwiderstand

Tabelle 5-2 zeigt, dass bei Verwendung von Listenmatten als Durchstanzbewehrung 90°-Abbiegungen sowie angeschweißte Querstäbe als Endverankerungselemente zur Anwendung kommen. *ANDRÄ* [50] zeigte mit der Entwicklung der Dübelleiste, dass der maximale Durchstanzwiderstand wesentlich von der jeweiligen Endverankerungsqualität der Durchstanzbewehrung bestimmt wird. Er gab an, dass die gesamte Längenänderung einer wirksamen Aufhängebewehrung (elastische Längenänderung und Endverankerungsschlupf) den Wert von 0,7 %·d nicht übersteigen darf. Hintergrund dieses Zusammenhangs ist die begrenzte Rotationskapazität (vgl. Abschnitt 9.7) der hochbeanspruchten Lasteinleitungszone am Stützenanschnitt (Bild 5-10). Da die elastische Längenänderung weitgehend durch die Betonstahlrippung und den Elastizitätsmodul der Listenmatten vorgegeben ist, ist der Endverankerungsschlupf zur Optimierung des Tragverhaltens zu minimieren. Zum besseren Verständnis des Tragverhaltens von Listenmatten als Durchstanzbewehrung sowie der Ergebnisse von *ELIGEHAUSEN* [221] wird in diesem Abschnitt auf das Tragverhalten verschiedener Verankerungselemente weitergehend eingegangen.

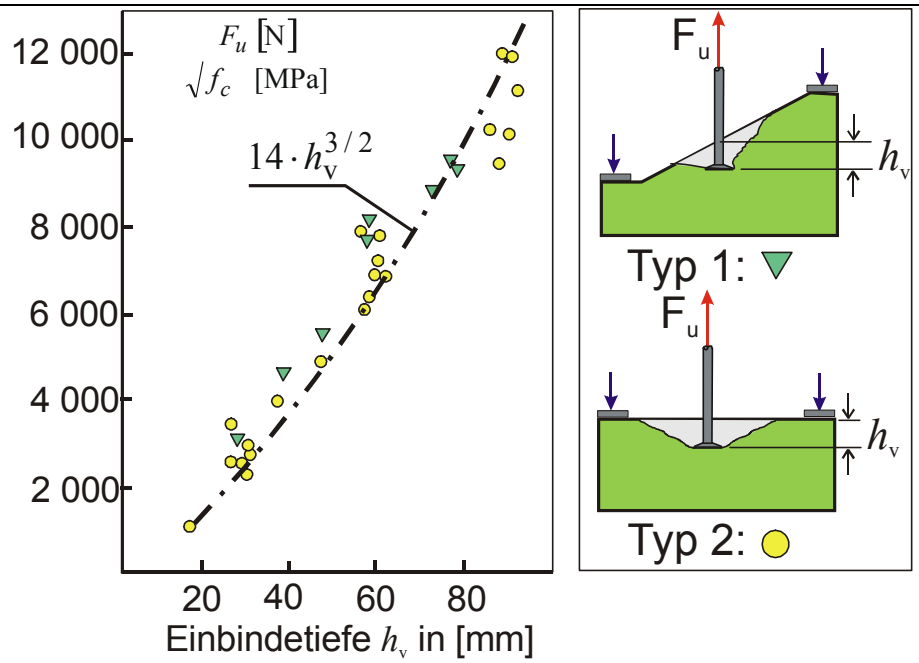
5.5.1 Bewertung der Endverankerungsqualität verschiedener Verankerungselemente

Die Untersuchungen von Furche [101] zur Verankerung von glatten Kopfbolzen zeigten, dass die Endverankerungsqualität bestimmt wird durch das Verhältnis von Unterkopfpressung zur Betonfestigkeit, von Formbeiwerten, von der äußeren Betonbeanspruchung (Druck- Zugzone) sowie von der Verankerungstiefe gegenüber der Betonoberfläche. Gleiches trifft nach *SCHIEßL* [226] grundsätzlich auch für Abbiegungen und angeschweißte Querstäbe zu, wobei die Verbundtragwirkung nicht zu vernachlässigen ist.

Die Sägeschnitte der eigenen Versuchskörper mit Listenmatten als Durchstanzbewehrung (siehe Abschnitt 6) sowie Bild 5-10 mit Doppelkopfankern veranschaulichen, dass die Rissgeometrie teilweise durch die Bewehrungselemente vorgegeben ist, aber auch einen zufälligen Charakter hat. In allen Fällen unterliegt die Einbindetiefe der Verankerungselemente gegenüber dem Schrägriss gewissen Streuungen. Vernachlässigt man in einem ersten Schritt den Unterschied zuwischen der Betondruck- und Betonzugzone, so zeigen die Bilder 5-10(a) und (b), dass mit üblichen Ausziehversuche das Verankerungstragverhalten im Durchstanzbereich abgebildet werden kann, da die Schrägrissneigung gegenüber der geraden Betonoberfläche keinen Einfluss auf die Ausbruchlast hat (Bild 5-10b).



(a) Zuordnung des Verankerungsbereiches im Versuch zur Geometrie eines Ausziehversuches



(b) Einfluss der Rissneigung auf die Verankerungskraft in Abhängigkeit der Einbindetiefe nach *REGAN* [220]

Bild 5-10 Zuordnung von Ausziehversuchen zum Verankerungstragverhalten im Durchstanzbereich

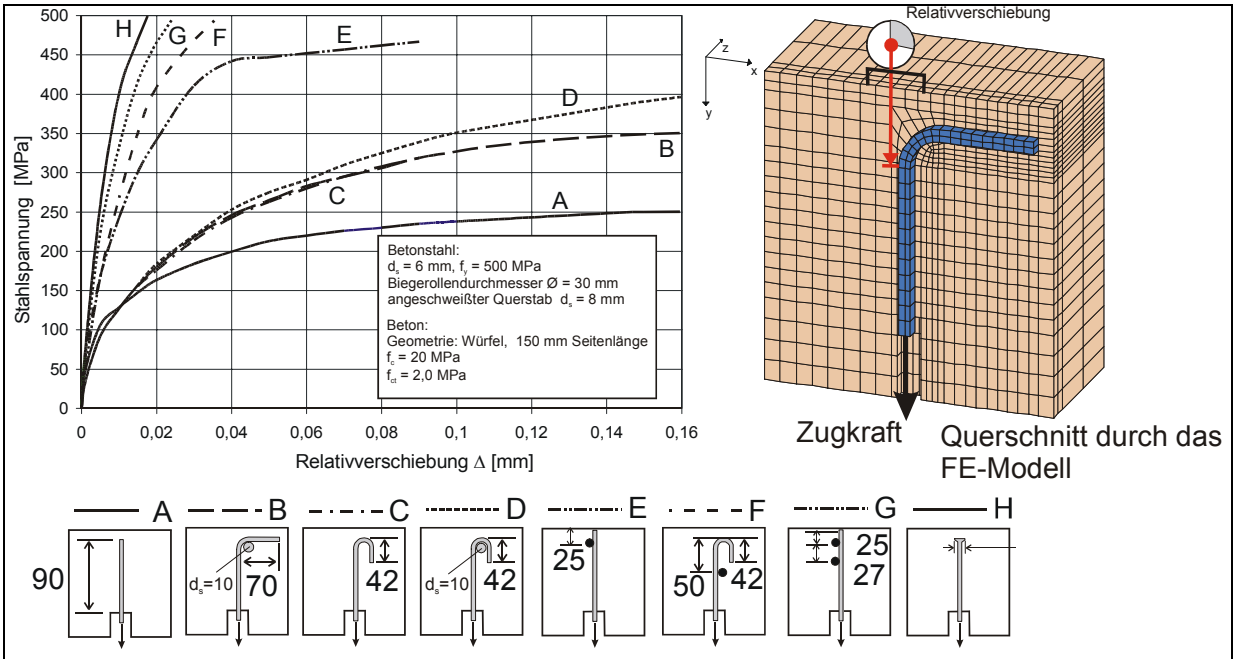
In eigenen numerischen Simulationen, die zuvor an dem Tragverhalten der Ausziehversuche von *LEONHARDT* [158] kalibriert wurden, wurde das Verankerungstragverhalten unterschiedlicher Stabstahlverankerungen untersucht. Diese Simulationsrechnungen bilden das dreidimensionale Tragverhalten der Verankerung ab, hierzu wurde eine Einbindetiefe von 90 mm und ein Stabstahldurchmesser von 6 mm gewählt. Bei einem derart kleinen Stabdurchmesser und realistischer Verankerungstiefen im Durch-

stanzbereich (vgl. Bild 5-11a) spiegeln die Kurvenverläufe jeweils optimale Verankerungsbedingungen wieder.

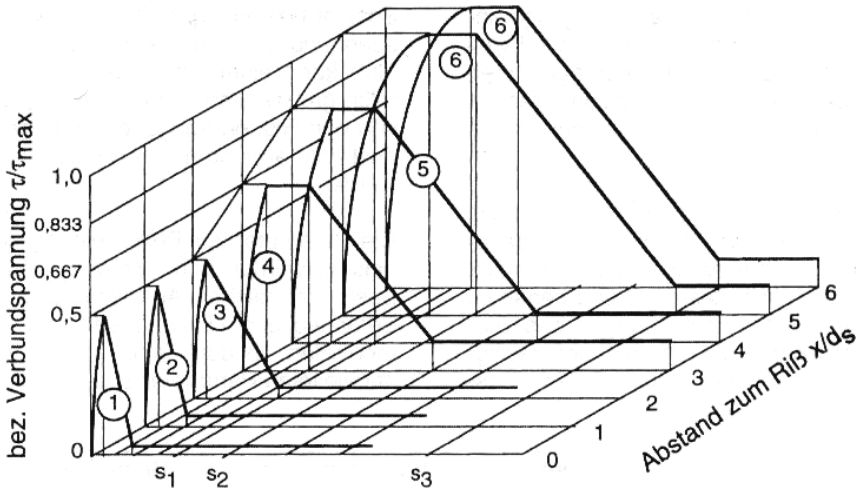
Es ist zu erkennen, dass Abbiegungen in Beton (mit und ohne Umfassung eines Längsstabe, Kurven B bis D) einen wesentlich größeren Verankerungsschlupf aufweisen als Verankerungen mit angeschweißten Querstäben (Kurven E bis G). Bemerkenswert ist, dass zwei angeschweißte Querstäbe ein nahezu vergleichbares Tragverhalten zu Doppelkopfankern mit einem Kopfdurchmesser von $d_k = 3\ d_s$ aufweisen. Nach Analyse der Lasteinleitungslänge der Querstäbe in den Beton - von jeweils 5 d_s – war das Ergebnis weitaus weniger überraschend, da beide Verankerungen eine relativ große Lasteinleitungsfläche aufweisen (Doppelkopfanker: $(3 \cdot d_s)^2 \cdot \pi/4 = 7 d_s^2$; zwei angeschweißte Querstäbe: $2 \cdot 5 \cdot d_s^2 \cdot 0{,}6 = 6\ d_s^2$).

Weiterhin wird deutlich, dass ein gerader Schenkel der vertikalen Steckbügel (Kurve A) nur in etwa 50 % der Stabkraft der Form mit angeschweißten Querstäbe (Kurve G) verankern kann. Ausgehend von Gleichung (8.1) ist diese Kraft allerdings ausreichend um die Dübelwirkung der Längsbewehrung für einen Stabdurchmesser $d_s = 25$ mm und einer Betonzugfestigkeit von $f_{ct} = 3$ MPa über einen Bügelschenkel $d_s = 6$ mm im Beton zu verankern.

Bild 5-12 zeigt für eine 90°-Abbiegung die Entwicklung der Stabkraftausnutzung für übliche Stabdurchmesser im Durchstanzbereich in Abhängigkeit des Endverankerungsschlupfes (Relativverschiebung zwischen Beton und Betonstahl im Bereich der Abbiegung). Für eine statische Nutzhöhe von 200 mm ist bei Vernachlässigung der elastischen Bügeldehnung nach *ANDRÄ* [50] eine Ausnutzung von $\kappa_s \approx 55$ % der Durchstanzbewehrung zu erwarten. Dieses entspricht der Ausnutzung der Durchstanzbewehrung nach *KORDINA* [149] (vgl. Abschnitt 2.5.4). Listenmatten mit angeschweißten Querstäben als Verankerungselement lassen hingegen nach *ANDRÄ* eine Ausnutzung bis zu 90 % der Nennfestigkeit der Streckgrenze erwarten.



(a) Last-Verformungskurven acht verschiedener Verankerungselemente



$0 \le s \le s_1$: $\tau = \tau_{max} \cdot (s/s_1)^{\alpha}$

$s_1 < s \le s_2$: $\tau = \tau_{max}$

$s_2 < s \le s_3$: $\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_1) \cdot (s-s_2)/(s_1-s_2)$

$s_3 < s$: $\tau = \tau_1$

$$\tau_{max} = \sqrt{f_c} \cdot (0{,}36 \cdot \frac{c}{d_s} + 2{,}0) \quad \text{und} \quad \alpha = 0{,}003 \cdot f_c + 0{,}1625$$

(b) Verbundgesetzt nach *ELIGEHAUSEN* [89]

Bild 5-11 Simulierte Last-Verformungskurven mit LIMFES für acht verschiedene Verankerungselemente sowie Angabe des verwendetes Verbundgesetz nach *ELIGEHAUSEN* [89]

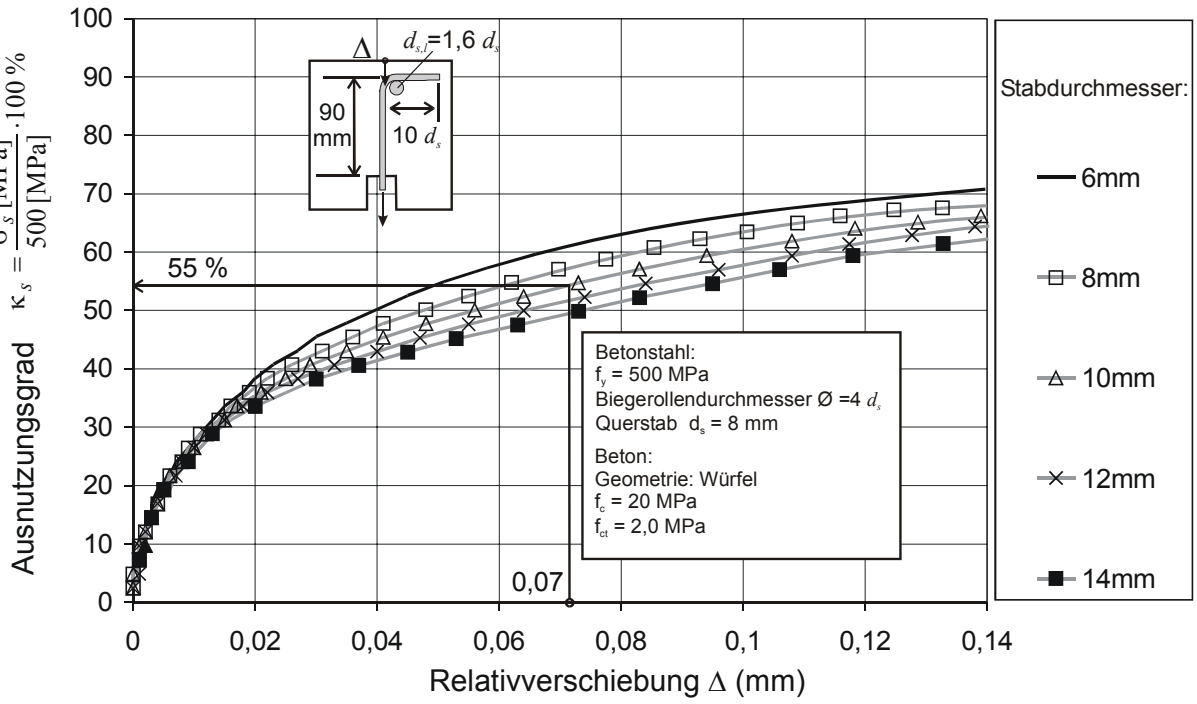
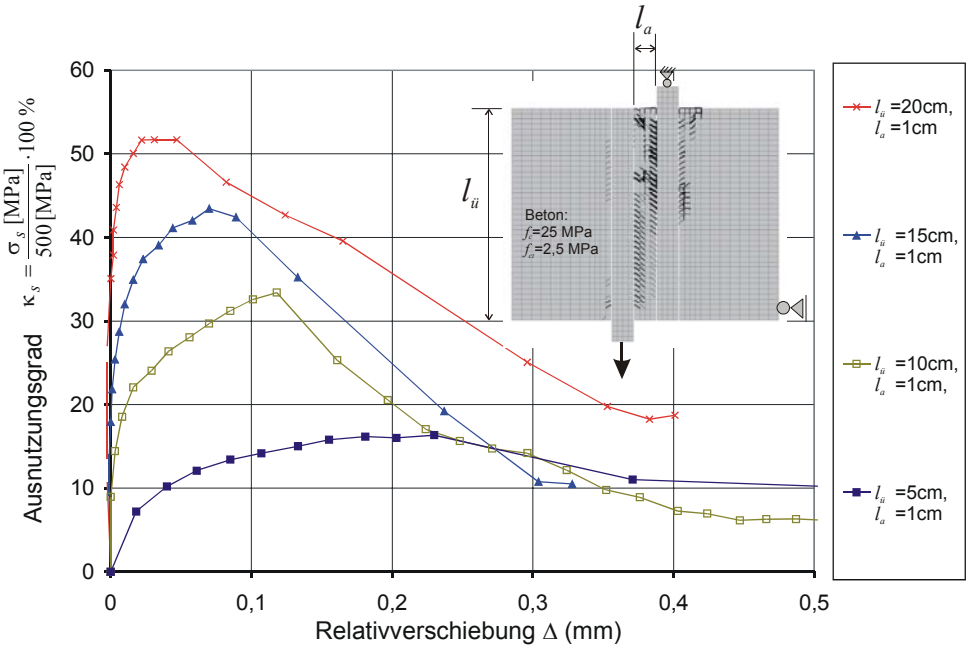


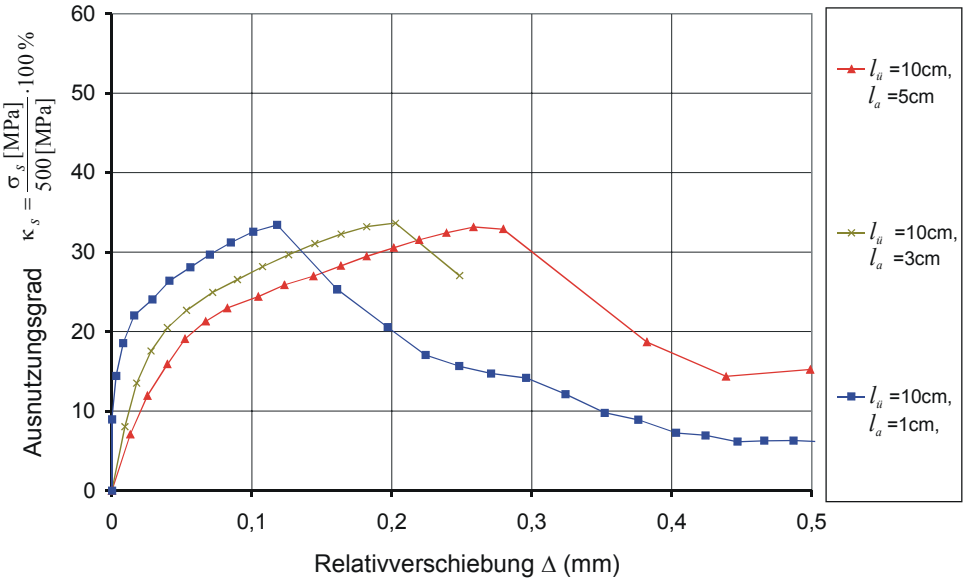
Bild 5-12 90° Abbiegung: Simulierte Last-Verformungskurven mit LIMFES für acht verschiedene Stabdurchmesser

5.5.2 Zur Wirksamkeit eines vertikalen Übergreifungsstoßes im Durchstanzbereich

Die eigenen Fomen Ib und III (Bild 5-9) lassen die Möglichkeit zu, dass sich teilweise ein Übergreifungsstoß ausbildet. Da aufgrund der begrenzten Anzahl von Messstellen auf der Bügelbewehrung dies experimentell nicht zweifelsfrei geklärt werden konnte, soll in diesem Abschnitt das Tragverhalten eines vertikalen Übergreifungsstoßes numerisch untersucht werden.



(a) Variation der Übergreifungslänge



(b) Variation des Stababstandes

Bild 5-13 Übergreifungsstoß: Simulierte Last-Verformungskurven mit LIMFES

Hierzu wird für einen üblichen Stabdurchmesser von $d_s = 10$ mm, einer Betonfestigkeit von $f_c = 25$ MPa sowohl der Einfluss der Übergreifungslänge (Bild 5-13a) als auch der Einfluss der Abstände der gestoßenen Stäbe (Bild 5-13b) mit LIMFES simuliert. Hintergrund der Simulation der Abstände der gestoßenen Stäbe ist die baupraktische Ausführung der Versuchskörper. Häufig konnten die Steckbügel aus Platzmangel nicht neben den Basisbügeln platziert werden, so dass ein Versatz um eine Maschenweite der Biegezugbewehrung erforderlich wurde, hierdurch entstand ein vergrößerter Stoßabstand.

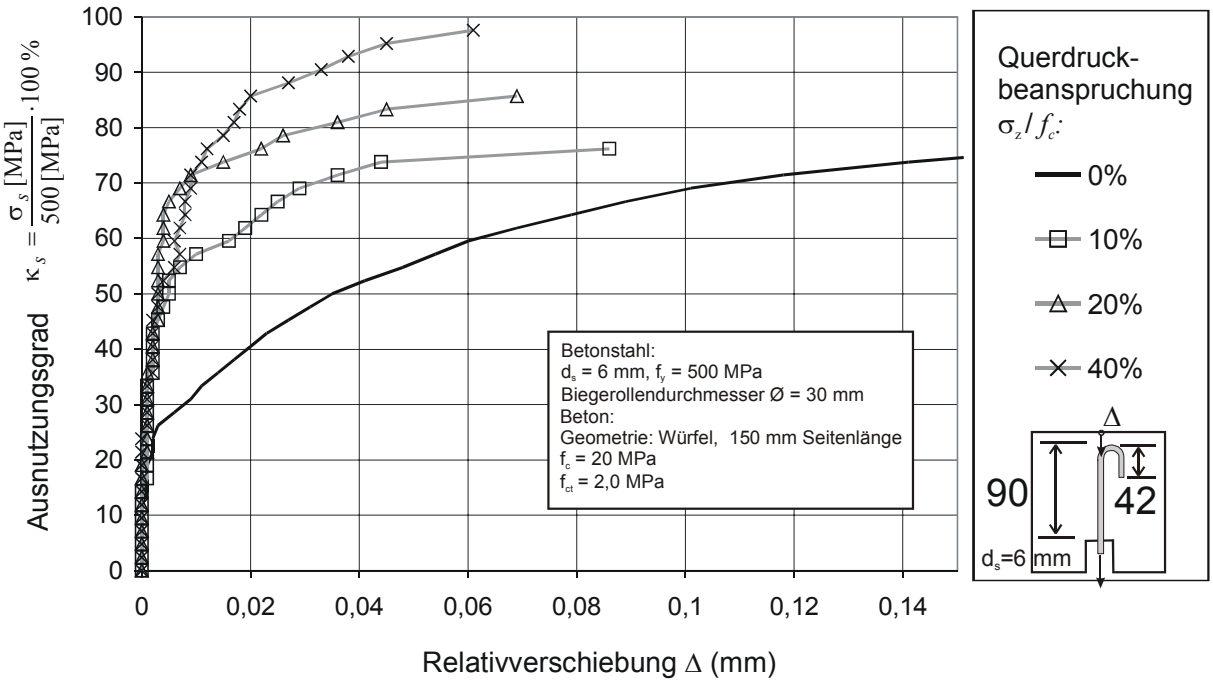
Ein Vergleich der Bilder 5-12 und 5-13(a) und (b) verdeutlicht, dass ein Übergreifungsstoß wesentlich weniger Last aufnimmt als eine 90° Abbiegung und zudem eine höhere Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstab aufweist. Vor dem Hintergrund das die eigenen Versuchskörper eine maximale Verankerungslänge von $l_{ü} < 20$ cm aufweisen, ist davon auszugehen, dass die Formen Ib und III nicht als Übergreifungsstoß wirken, d.h. Basis- und Kappenbügel verankern sich eigenständig. Betrachtet man ausschließlich die relativ großen Schlupfwerte (Relativverschiebungen) des Übergreifungsstoßes, so sind keine erhöhten Durchstanzlasten zu erwarten.

Allerdings bewirkt die vergrößerte Bewehrungsmenge bei einer Rissuferverschiebung des Schrägrisses eine erhöhte Dübelwirkung, was sich günstig auf das Durchstanzvermögen auswirkt. Zudem ist im Lastbereich einer wirksamen Verankerung der Einzelstäbe die erhöhte Dehnsteifigkeit der Durchstanzbewehrung als günstige Tragwirkung zu beachten. Bei dickeren Platten ist es vorstellbar, dass hierdurch eine feinere Verteilung der Schubrissbildung ausgelöst wird, was sich auch günstig auf den Bruchzustand auswirken kann.

5.5.3 Endverankerung in der Druckzone

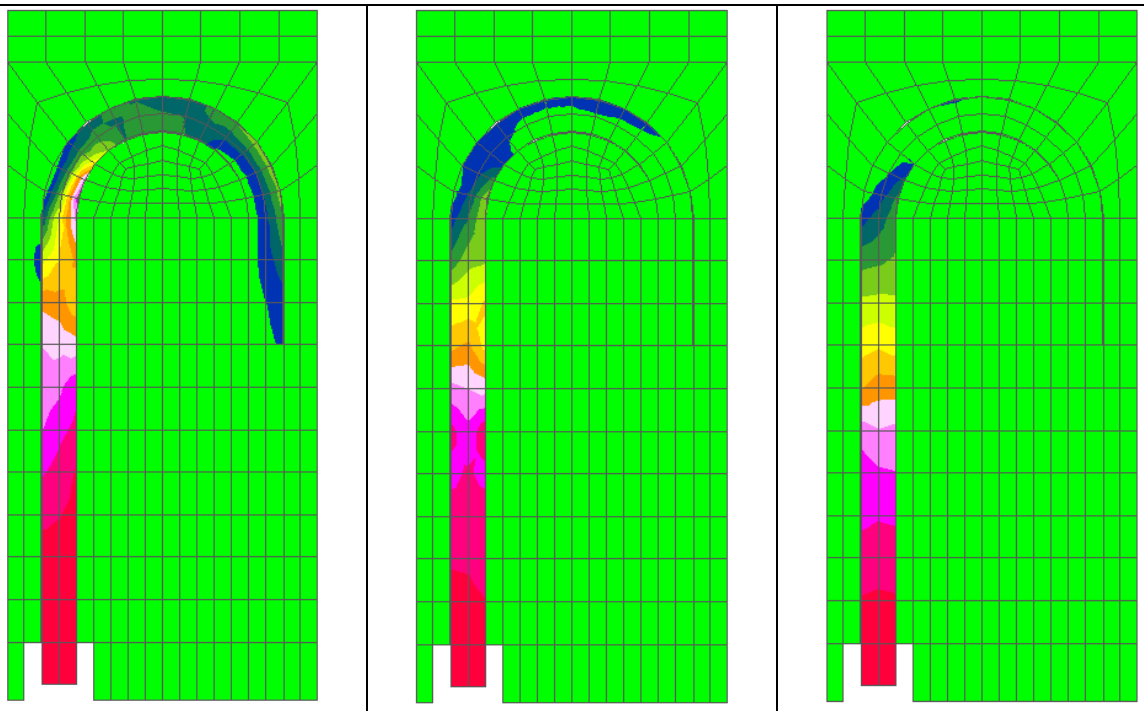
Versuche zum Verbundtragverhalten unter Querdruckbeanspruchungen von *ELIGEHAUSEN* [85] ergaben, dass mit zunehmender Querdruckspannung die aufnehmbare Verbundspannung ansteigt. Experimentell konnte bei einer Querdruckspannung von 10 MPA (~1/3 f_c), eine um 22 % erhöhte Verbundspannung nachgewiesen werden.

In der Druckzone des Durchstanzbereiches liegt stets eine mehraxiale Betonbeanspruchung vor. Bild 5-14(a) veranschaulicht, dass mit zunehmender Querdruckbeanspruchung sowohl die Tragfähigkeit der Endverankerung ansteigt als auch der Endverankerungsschlupf (Relativverschiebung zwischen Beton und Betonstahl) vermindert wird. Die Darstellung der Hauptzugspannungen σ_I in den Bildern 5-14 (b) bis (d) zeigen, dass mit zunehmender Querdruckbeanspruchung die Abbiegung stetig geringer beansprucht wird.



(a) 180°-Abbiegung: Last- Verschiebungskurve

Hauptzugspannungsverläufe σ_1:



(b) σ_z / f_c = 10 %

(c) σ_z / fc = 20 %

(d) σ_z / f_c = 40 %

Bild 5-14 180°-Abbiegung: Simulierte Last-Verformungskurven unter Querdruckbeanspruchungen σ_z (LIMFES)

Bei einer Querdruckspannung von etwa 40 % der Druckfestigkeit, leistet die Abbiegung keinen Beitrag zur Endverankerung des Vertikalstabes. Gleiches gilt auch für eine 90°-Abbiegung.

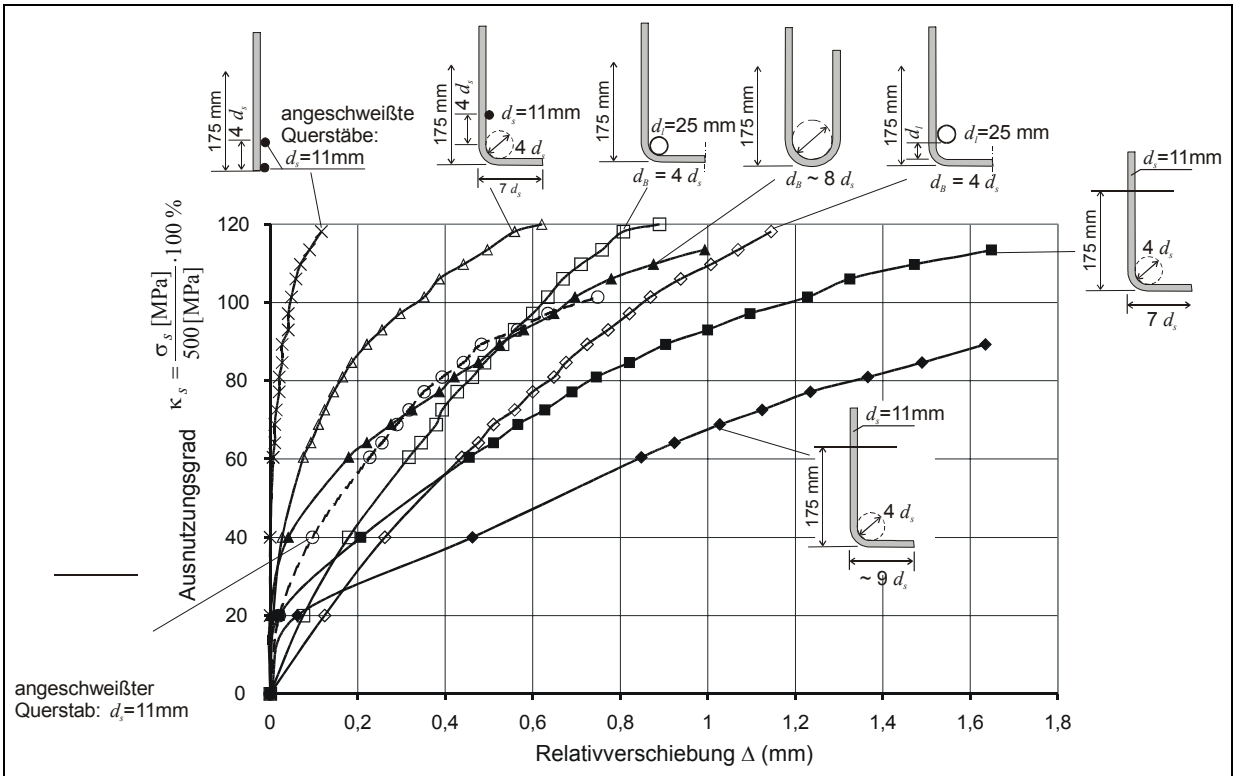
Die eigene Beton-Spannungsanalyse des Durchstanzbereiches in Bild 8-18 weist in Höhe der Abbiegung eine Querdruckbeanspruchung von etwa 10 % der einaxialen Beton-Druckfestigkeit f_c aus. Diese Querdruckspannung ist ausreichend groß, um das Verankerungsverhalten der Abbiegungen signifikant zu Versteifen (vgl. Bild 5-14a), so dass auf eine Umfassung der unteren Bewehrung verzichtet werden kann.

5.5.4 Endverankerung in der Zugzone

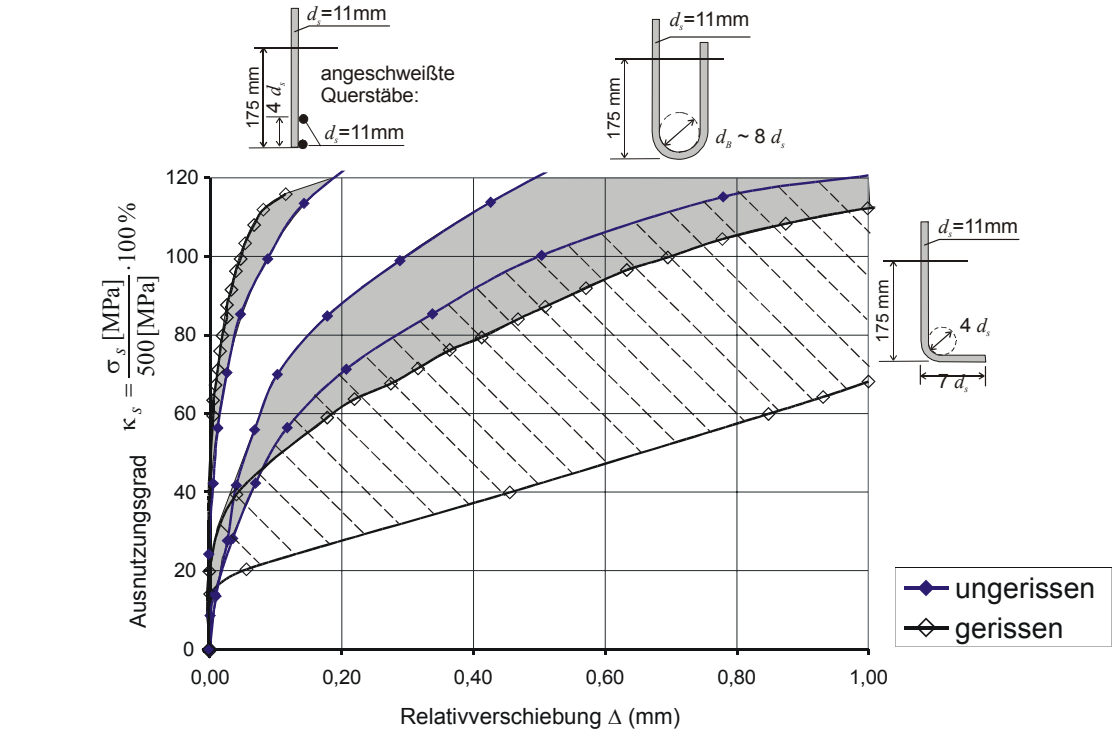
Ausziehversuche von *REHM*, *DIETERLE* und *ELIGEHAUSEN* [222] an verschiedenen Verankerungselementen in Rissen (Rissbreiten zwischen 0,2 und 0,3 mm) zeigten, dass sich angeschweißte Querstäbe günstig auf die Endverankerungsqualität auswirken (5-15a). Insbesondere bei zwei angeschweißten Querstäben war sowohl mit als auch ohne Riss an der Verankerungsstelle, keine Steifigkeitsabnahme festzustellen (5-15b).

Die Verankerungsqualität einer Schlaufe mit einem Biegerollendurchmesser von $d_B \sim 8\, d_s$ ist vergleichbar mit einer Bügelverankerung, die einen Längsstab umfasst. Wird der Längsstab allerdings nicht im Bereich der Abbiegung angeordnet, so weist die Bügelverankerung eine geringere Verankerungsqualität auf als die Schlaufe. Zum Verständnis des Tragverhaltens der eigenen Form III (Bild 5-9) ist weiterhin zu beachten, dass eine 90°-Abbiegung mit einem angeschweißten Querstab am Ende der Abbiegung, eine geringere Verankerungsqualität aufweist als eine Bügelverankerung und als eine Schlaufenverankerung. Aufgrund der unterschiedlichen Endverankerungsqualitäten zwischen der Schlaufe des Basisbügels und der 90°-Abbiegung mit angeschweißtem Querstab des Kappenbügels, ist davon auszugehen, dass die Schlaufe den Haupttraganteil ausmacht. Daher dient der Kappenbügel wiederum zur Sicherung der Dübelwirkung der Längsbewehrung. Trotz des hohen Materialaufwandes liegt eine wirtschaftlich optimierte Bügelform vor, da das Tragverhalten der Schlaufe vergleichbar ist mit dem einer Bügelverankerung, wobei allerdings ein zeitaufwendiges Einfädeln der Längsbewehrung entfällt. Dies setzt jedoch voraus, dass der Basisbügel bis in die Zugzone hineinragt.

Weiterhin verdeutlicht Bild 5-15(a), dass eine Durchstanzbewehrung in Form von S- oder [-Haken (Bilder 5-7 und 5-8) kein günstiges Tragverhalten erwarten lassen, da die Endverankerungsqualität einer 90°-Abbiegung mit Querstab schlechter ist als die einer Bügelbewehrung. Ein vergleichbares Tragverhalten ist daher nur bei einer um etwa 50 % reduzierten Stahlspannungen zu erwarten, was einer Verdoppelung der Bewehrungsmenge entspricht.



(a) Vergleich der Last-Verschiebungskurven im gerissenen Zustand für acht unterschiedliche Verankerungselemente



(b) Vergleich der Last-Verschiebungskurven im gerissenen und ungerissenem Zustand

Bild 5-15 Endverankerungsqualität verschiedener Verankerungselemente in gerissenem Beton der Festigkeit $f_{c,cube\ 200}$ = 28,4 MPa [222]

5.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die neuentwickelten Durchstanzelemente aus der Literatur verfolgen weitgehend das Konzept eines möglichst einfachen Verlegens auf der Baustelle. Ein optimierter Materialeinsatzes stand nicht im Vordergrund der Entwicklungen aus der Literatur. Hierzu wurden häufig Bewehrungsformen mit angeschweißten Querstäben als Endverankerungselement ausgeführt. Die wesentlichen Gründe hierfür sind, dass die Querstäbe die Elemente im Einbauzustand stabilisieren und das eine gute Endverankerungsqualität im gerissen und ungerissenen Beton vorliegt.

Für die eigenen Formen wurden Bügelmatten als Grundbaustein gewählt, da hierfür ausgereifte und kostenoptimierte Fertigungsmethoden vorliegen und zudem das günstige Verankerungsverhalten angeschweißter Querstäbe genutzt werden kann. Daher sind die Fertigungsvorgaben für Listenmatten nach Tabelle 5-2 einzuhalten. Aufgrund der vorliegendenden Versuche mit Schubzulagen – die ein vergleichbares Traglastniveau zur Bügelbewehrung aufweisen – werden die eigenen Bügelformen zur Aktivierung der Dübelwirkung der Längsbewehrung zweiteilig ausgeführt (Bild 5-9). Zudem können hierdurch unterschiedliche Bügelkorbhöhen infolge der Verlegerichtungen der Längsbewehrung vermieden werden.

Die Analyse der Endverankerungen in der Zug- und Druckzone ergab, dass

- auf ein Umfassen der Druckbewehrung verzichtet werden kann,
- die Basisbügel bis auf die Höhe der Zugbewehrung geführt werden müssen,
- die Kappenbügel zur Sicherung bzw. Aktivierung der Dübelwirkung der Längsbewehrung dienen und nicht als Übergreifungsstoß wirken.
- Auch bei einer verminderten Verankerungsqualität erhöhen die Kappenbügel die Dehnsteifigkeit und Dübelwirkung der Durchstanzbewehrung, was sich günstig auf das Durchstanztragverhalten auswirkt.

Die Kappenbügel sind somit so tief wie möglich in die Druckzone zu führen, um eine bestmögliche Verankerung sicherzustellen.

6 Eigene Durchstanzversuche

6.1 Versuchsprogramm und Zielsetzungen

Das eigene Versuchsprogramm wurde in vier Versuchsserien gegliedert. Die Versuchsserien verfolgten verschiedene Untersuchungsziele, die durch die jeweiligen Versuchsparameter in Tabelle 6-1 gekennzeichnet sind.

Tabelle 6-1 Zusammenstellung der Versuchsparameter

Serie	Jahr	Bezeichnung	Plattendicke [cm]			Längsbewehrungsgrad [%]				Betonfestigkeit [MPa]			Durchstanzbew.	Versuchsstand
			$20 < h \leq 25$	$25 < h \leq 30$	$35 < h \leq 40$	$\rho_l \leq 0{,}5$	$0{,}5 < \rho_l \leq 1{,}0$	$1{,}0 < \rho_l \leq 1{,}5$	$1{,}5 < \rho_l \leq 2{,}0$	$20 < f_c \leq 25$	$25 < f_c \leq 30$	$35 < f_c \leq 50$		
P	96	P1	•				•			•			-	A
		P1-I	•				•				•		Ia	
	97	P1-II	•				•				•		II	
		P2-I	•				•					•	Ib	
		P2-II	•				•				•		II	
		P2-III	•				•					•	III	
	98	P3-I		•				•		•			Ib	
		P4-III		•				•			•		III	
		P5-I		•				•				•	Ib	
		P6-I		•					•			•	Ib	
		P7-I		•				•				•	Ib	
Z	00	Z1		•			•				•		DKA	B
		Z2		•			•				•			
		Z3		•			•			•				
		Z4		•			•				•			
		Z5		•				•			•			
		Z6		•				•				•		
V	00	V1		•			•				•		DKA	A
		V2		•			•					•		
		V3		•			•				•			C
		V4			•	•					•			B
G	00	GP1		•				•		•			GP	B

Formen Ia, Ib, II und III: nach Bild 5-8;

DKA: gerippte Halfen Doppelkopfanker des Typs HDB mit $d_k = 3\ d_s$

GP: Geilinger-Stahlpilz

(a) Serie P: Ein Versuch ohne Durchstanzbewehrung diente als Anschlussversuch an die Versuche aus der Literatur. Mit zehn Versuchen wurde das Tragverhalten der in Abschnitt 5 vorgestellten Bügelbewehrung aus Listenmatten überprüft. Hierzu wurden 8 Versuche mit den in Bild 5-9 dargestellten Bügelformen Ia, Ib und III aus Listenmatten hergestellt und zum Vergleich zwei Versuche mit einer konventionellen Bügelbewehrung (Bild 5-9, Form II). Dieses Versuchsprogramm wurde vom Deutschen Beton- und Bautechnik Verein E.V. über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF) mit Mitteln des Bundesministers für Wirtschaft gefördert.

(b) Serie Z: 6 Durchstanzversuche zum Tragverhalten von Halfen-Doppelkopfankern mit äquidistanten Ankerabständen im Bereich c und d nach DIN 1045(88). Äquidistante Ankerabstände ermöglichen eine Standardisierung von Doppelkopf-Ankerelementen, so dass die projektbezogene Einzelanfertigung reduziert werden kann.

(c) Serie V: 3 Durchstanzversuche zum Einfluss der Art der Lasteinleitung im Bereich des freien Plattenrandes sowie ein Versuch mit einer dickeren Platte. Dieser dient zur Untersuchung des Einflusses eines Maßstabseffektes der Plattendicke auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit.

(d) Serie G: 1 Durchstanzversuch mit einem Geilinger-Stahlpilz zum Einfluss der Steifigkeit des Durchstanzbereiches bei einem Durchstanzen außerhalb des schubverstärkten Bereiches. Dieser Versuch wurde im Auftrag der Firma Spannverbund Gesellschaft für Verbundträger mbH, Auf der Lind 13 in 65529 Waldems-Esch durchgeführt.

Alle Versuche wurden am Institut für Massivbau der RWTH Aachen geprüft. Die Versuche der Serien Z und V wurden im Auftrag der Firma Halfen GmbH & Co. KG, Liebigstraße 13, 40764 Langenfeld-Richrath durchgeführt.

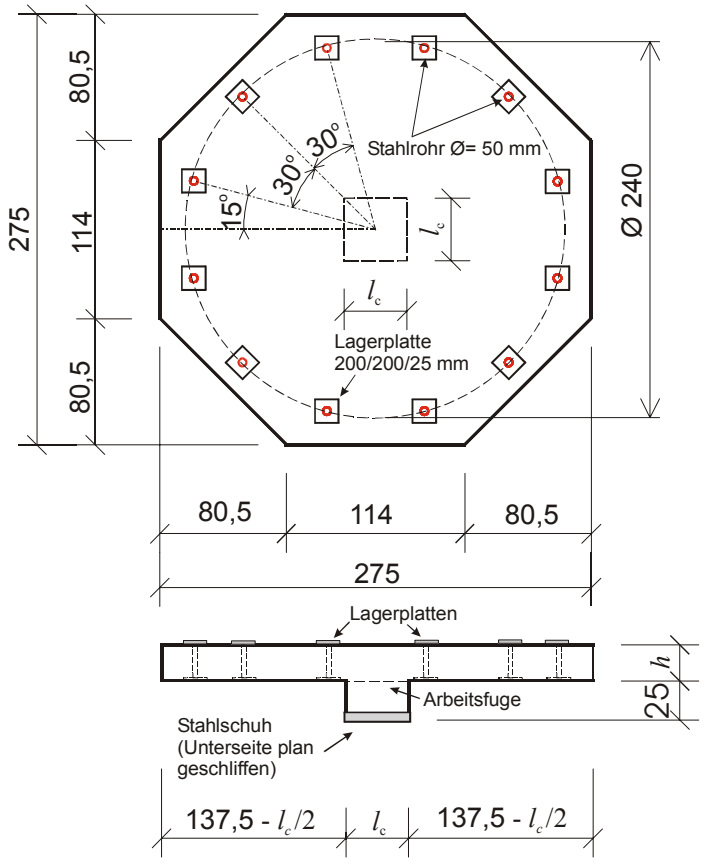
6.2 Beschreibung der Versuchskörper

6.2.1 Geometrie der Versuchskörper

Alle 21 Versuchskörper wurden als Deckenausschnitte hergestellt. Die Größe der Versuchskörper wurde bestimmt durch die Lage der Momentennullpunkte im Deckensystem (vgl. Bilder 1-2a und 2-1). Für das Deckensystem wurde von einer Stützweite von 5,20 ausgegangen, so dass die Lasteinleitungspunkte auf einen Kreis mit einem Durchmesser von 2,40 m (0,46 l_D) entlang des Plattenrandes eingeleitet wurden. Unter Berücksichtigung der Verankerungslängen der Biegezugbewehrung ergaben sich die Plattendurchmesser der Deckenausschnitte zu 2,75 bzw. 2,98 m.

6.2.1.1 Serie P

Die Durchstanzversuche der Serie P wurden mit einer achteckigen Plattengeometrie (Bild 6-1) ausgeführt.



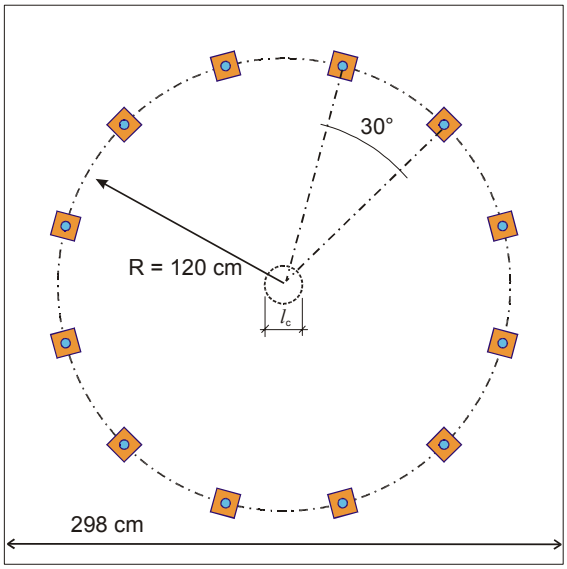
Nr.	l_c [mm]	h [mm]
P1	400	230
P1-I	400	230
P1-II	400	230
P2-I	400	230
P2-II	400	230
P2-III	400	230
P3-I	320	270
P4-III	320	267
P5-I	320	270
P6-I	320	273
P7-I	320	275

Alle Maßangaben in cm
I-III bezeichnet die verwendete Bügelbewehrungsform

Bild 6-1 Abmessungen der Prüfkörper der Serie P
(l_c = Stützenseitenlänge, h = Plattendicke)

6.2.1.2 Serien V, Z und G

In den Serien V und Z wurden zur Vereinfachung der Schalungs- und Bewehrungsarbeiten acht von zehn Versuchskörpern quadratisch mit einer Seitenlänge von 2,98 m nach Bild 6-2 ausgeführt. Einzig die Versuche V1 und V2 wurden achteckig entsprechend der Serie P hergestellt.



Nr.	l_c [mm]	h [mm]
Z1	200	285
Z2	200	285
Z3	200	285
Z4	200	285
Z5	263	285
Z6	200	285
V1	200	290
V2	200	290
V3	200	285
V4	200	383
GP1	100	260

Alle Maßangaben in cm
Versuch V3 wurde mit 8 Abspannungen ausgeführt.

Bild 6-2 Abmessungen der Prüfkörper der Serien G, V und Z
(l_c = Stützendurchmesser, h = Plattendicke)

6.2.2 Bewehrungsführung

Die Biegebewehrung war in allen 21 Versuchskörpern orthogonal angeordnet. Hierbei wurde in den Serien P und G ausschließlich Betonstahl (BSt 500) eingesetzt. In den Serien V und Z wurde bei einem geometrischen Längsbewehrungsgrad von $\rho_l = 0{,}8$ % profilierter Spannstahl (Dywidag Schalungsanker: ST 900/ 1100) zur Vermeidung eines Biegeversagens erforderlich. Die konstruktive Durchbildung wird nachfolgend exemplarisch dargestellt und für alle Versuche tabellarisch angegeben.

6.2.2.1 Serie P

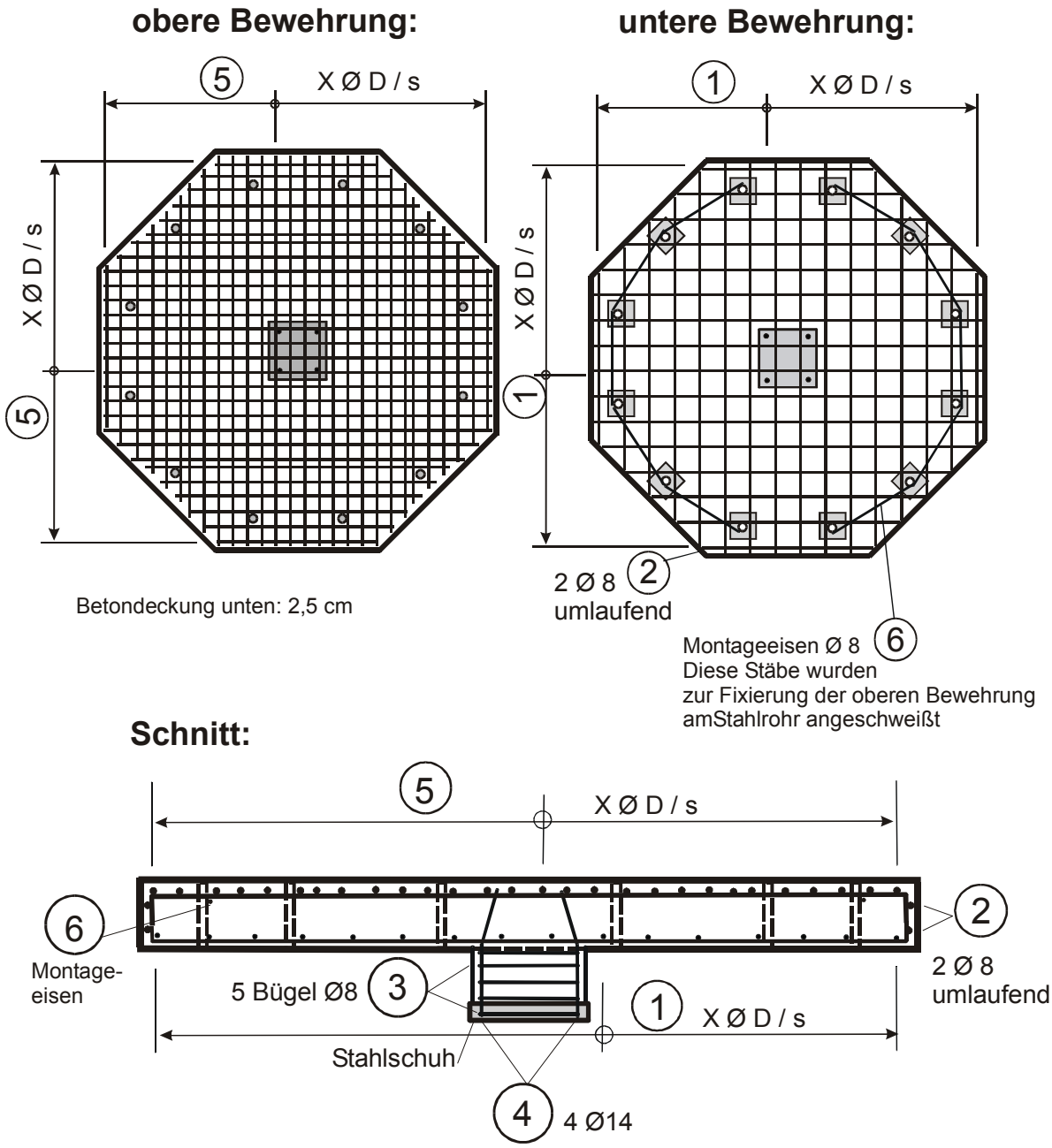


Bild 6-3 Biegebewehrung, Stützenbewehrung und konstruktive Bewehrung mit Bewehrungsauszug

Tabelle 6-2 Zusammenstellung der Bewehrung nach Bild 6-3

Nr.	Stütze Pos.3	untere Bewehrung Pos. 1				obere Bewehrung Pos. 5				Beton-deckung
	a	An-zahl X	Durch-messer D	Ab-stand s	Menge $a_{sl,x,y}$	Anzahl X	Durch-messer D	Ab-stand s	Menge $a_{sl,x,y}$	c_{oben}
	[mm]		[mm]	[cm]	[cm²/m]		[mm]	[cm]	[cm²/m]	[mm]
P1	350	2x16	10	17,5	4,49	2x26	14	10	15,39	25
P1-I										
P1-II										
P2-I										
P2-II										
P2-III										
P3-I	270	2x22	12	12,5	9,05	2x22	20	12,5	25,12	30
P4-III										25
P5-I						2x26		10,5	29,92	30
P6-I			14		12,31	2x22	25	12,5	39,26	25
P7-I			12		9,05	2x26	20	10,5	29,92	26

Tabelle 6-3 Zusammenstellung der Anordnung der Durchstanzbewehrung

Nr.	d	Reihe 1			Reihe 2			Reihe 3			Reihe 4		
		d_s	a_1 / d	A_{sw1}	d_s	a_2 / d	A_{sw2}	d_s	a_3 / d	A_{sw3}	d_s	a_4 / d	A_{sw4}
	mm	mm	[-]	cm²	mm	-	cm²	mm	-	cm²	mm	-	cm²
P1-I	190	10	0,57	11,0	10	1,05	11,0	keine					
P1-II			0,52	12,6		1,05	9,4						
P2-I		8	0,39	7,0	8	0,92	7,0	8	1,31	7,0	8	1,84	10,5
P2-II			0,31	4,02		0,90	13,1		1,90	15,1		keine	
P2-III			0,34	7,0		0,87	7,0		1,36	7,0		1,92	10,5
P3-I	220		0,38	6,0		0,86	9,05		1,61	8,0		2,08	15,1
P4-III			0,47	6,03		0,93	10,5		1,65	8,0		2,11	16,1
P5-I		10	0,52	15,7	10	1,16	18,9	10	1,81	11,0	10	2,45	25,1
P6-I		12	0,45	22,6	12	1,22	31,7	12	1,94	22,6	12	2,70	31,7
P7-I	230	10	0,63	18,9	10	1,24	25,1	10	1,97	15,7	10	2,58	22,0

a_i: Mittlerer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihe zum Stützenanschnitt nach Bild 6-5

Die veränderliche Betondeckung in den Versuchen P3 bis P7 ist auf die Maßtoleranzen der Bügelkörbe aus Listenmatten zurückzuführen. Diese Listenmatten wurde von der Baustahlgewebe GmbH in üblicher Weise gefertigt und kostenfrei zur Verfügung gestellt. In den Versuchen P1 und P2 wurden Bügelkörbe aus eigener Herstellung eingebaut, die aufgrund der Einzelfertigung eine wesentlich höhere Maßgenauigkeit aufwiesen. Die Bügelmatten wurden mit Ausnahme von Versuch P2-II quadratisch um die Stütze nach Bild 6-4 angeordnet. Im Versuch P2 lag eine kreisförmige Anordnung der Bügel vor. In den einzelnen Versuchen wurde die Anzahl der Bewehrungsreihen und die Bewehrungsmenge je Bügelreihe nach Tabelle 6-3 variiert. Ergänzend zur Tabelle 6-3 war in den Versuchen P3-I bis P7-I eine fünfte Durchstanzbewehrungsreihe angeordnet, allerdings wurde diese Bewehrung während der Versuchsdurchführung nicht beansprucht, so dass sie in Tabelle 6-3 nicht quantifiziert wird.

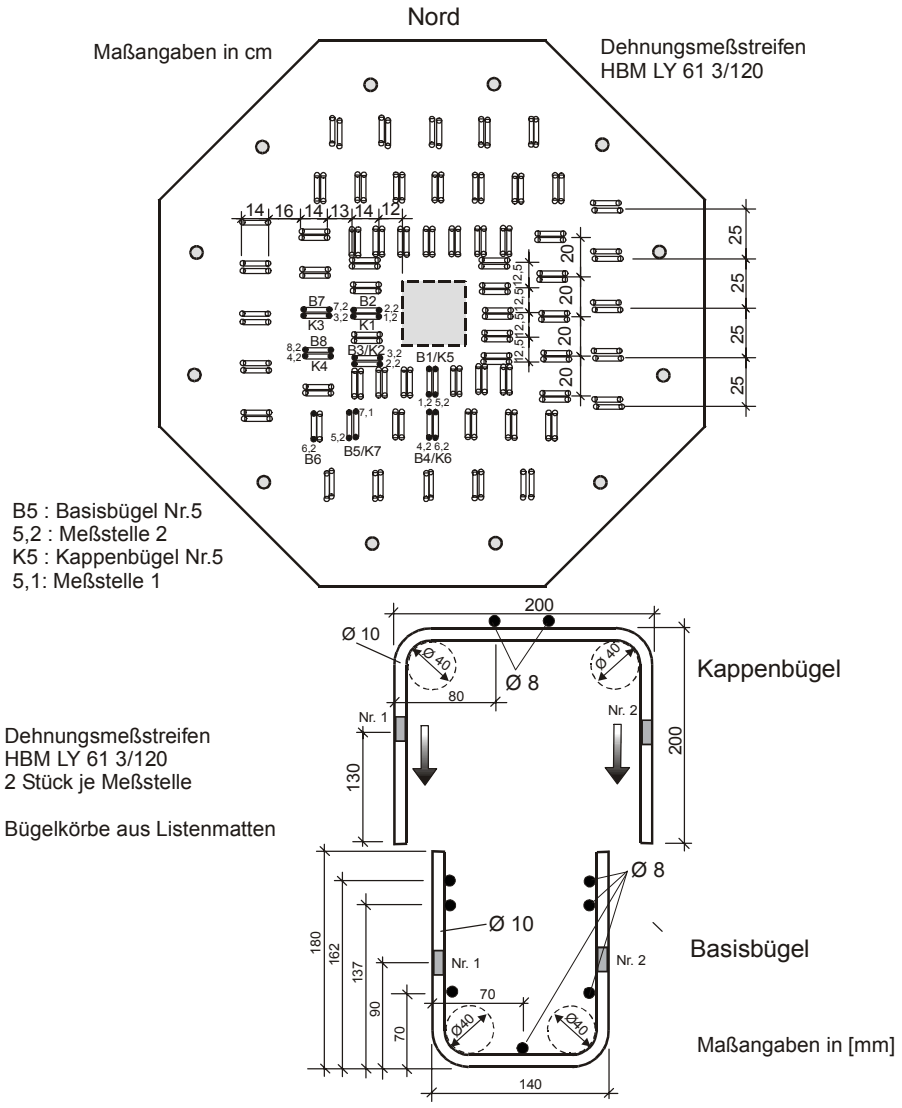


Bild 6-4 Versuch P5-I: Anordnung und Ausbildung der Durchstanzbewehrung

Eine Darstellung aller untersuchten Schubbewehrungsanordnungen wurde in Anhang E zusammengestellt.

6.2.2.2 Serien V und Z

Die Bewehrungsführung wird am Beispiel des Versuchskörpers Z1 in den Bilder 6-5 und 6-6 veranschaulicht. Der maßgenaue Einbau der HDB-N-Anker erforderte teilweise ein Verziehen einzelner Bewehrungsstäbe gegenüber dem Sollabstand nach Tabelle 6-4. In den Tabellen 6-4 und 6-5 wird die Bewehrungsführung tabellarisch zusammengefasst.

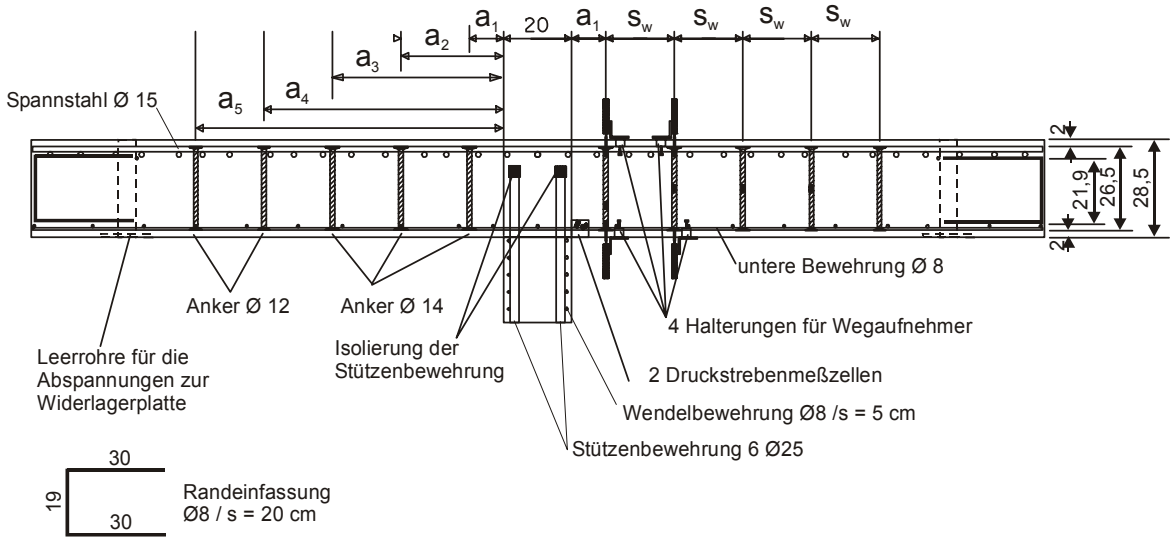


Bild 6-5 Versuchskörper Z1: Bewehrungsanordnung im Plattenquerschnitt

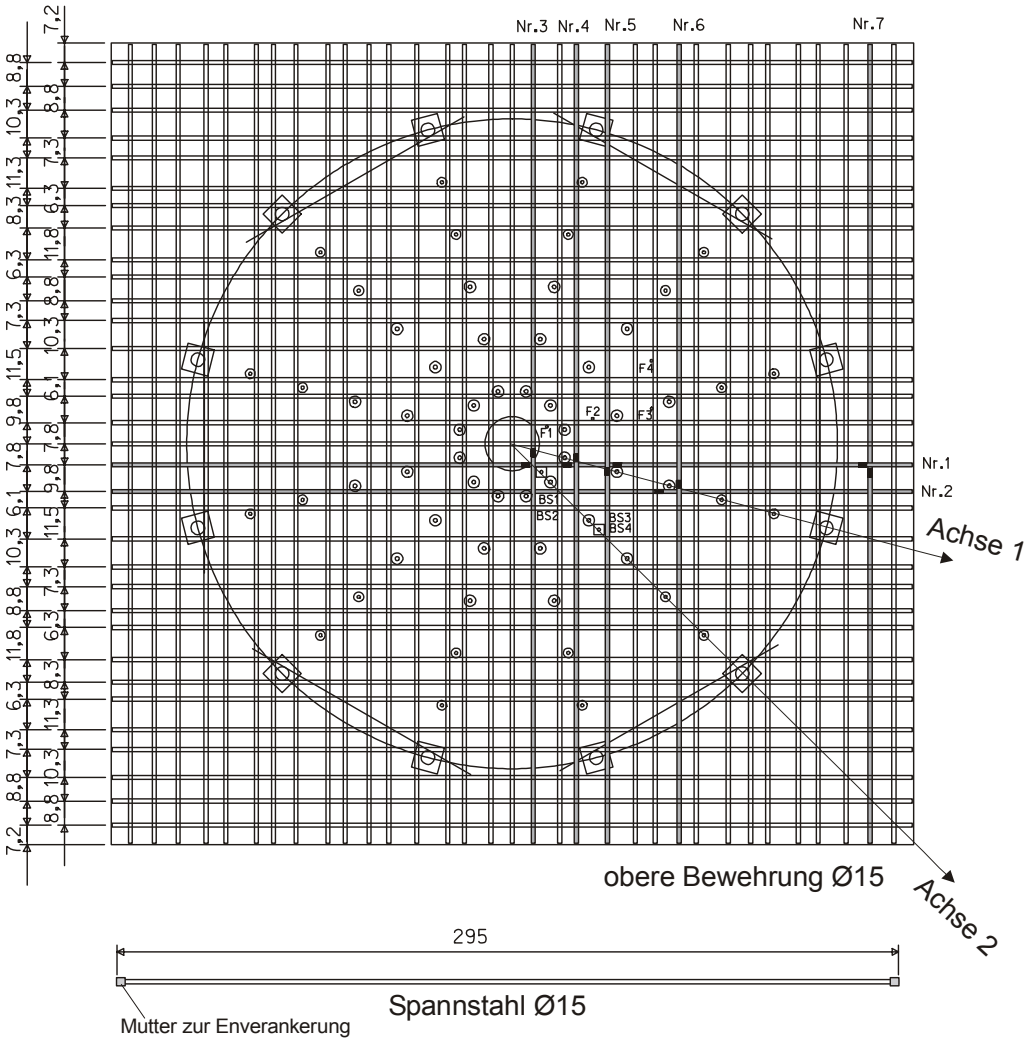


Bild 6-6 Versuchskörper Z1: Obere Bewehrungslage Ø15 (Biegezugbewehrung) einschließlich Anordnung der HDB-N-Anker. Alle Maßangaben in cm.

Tabelle 6-4 Zusammenstellung der Bewehrung der Serien Z und V

Nr.	untere Bewehrung Pos. 1				obere Bewehrung Pos. 5				Beton-deckung
	An-zahl X	Ø D	Ab-stand s	Menge $a_{sl,x,y}$	Anzahl X	Ø D	Ab-stand s	Menge $a_{sl,x,y}$	c_{oben}
		[mm]	[cm]	[cm²/m]		[mm]	[cm]	[cm²/m]	[mm]
Z1	2x20	8	15	3,35	2x33	15	8,8	20,1	2,0
Z2									2,0
Z3									2,0
Z4									2,0
Z5					2x30	20	10,0	31,4	1,5
Z6									1,5
V1	2x18				2x31	15	8,8	20,1	2,5
V2									2,5
V3	2x20				2x33	15	8,8	20,1	2,0
V4					2x30	15	10,0	17,67	1,8

Tabelle 6-5 Zusammenstellung der Anordnung der Durchstanzbewehrung der Serien Z und V

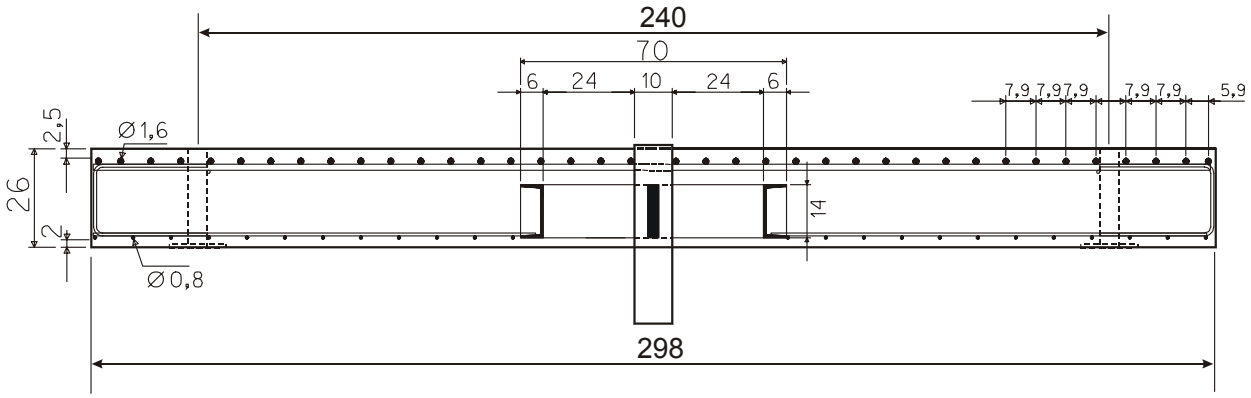
Nr.	d	Reihe 1			Reihe 2			Reihe 3			Reihe 4		
		d_s	a_1 / d	A_{sw1}	d_s	a_2 / d	A_{sw2}	d_s	a_3 / d	A_{sw3}	d_s	a_4 / d	A_{sw4}
	mm	mm	[-]	cm²	mm	-	cm²	mm	-	cm²	mm	-	cm²
Z1	250	14	0,40	18,5	14	1,20	18,5	14	2,00	18,5	12	2,80	13,6
Z2			0,35			1,15			1,95			2,75	
Z3			0,375			1,125			1,875			2,625	
Z4			0,35			1,05			1,80			2,55	
Z5		16	0,375	24,1	16	1,125	24,1	16	1,875	24,1		2,625	
Z6			0,375			1,125			1,875			2,625	
V1			0,35	16,1		1,15	16,1		1,95	16,1		2,75	9,0
V2			0,45			1,25			2,05			3,65	
V3			0,35			1,15			1,95			2,75	
V4	350		0,375	20,1		1,125	20,1		1,875	20,0	keine		

a_i: Mittlerer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihe zum Stützenanschnitt

6.2.2.3 Serie G

Der Geilinger-Stahlpilz wurde von der Firma Spannverbund vollständig aus Baustahl der Güte ST 52-3 gefertigt und am Institut für Massivbau einbaufertig angeliefert. Die Schweißverbindungen wurden im Stoßbereich Stütze-Steg waren als K-Nähte ausgeführt, der Stossbereich Steg / [-Profil als eine zweiseitige Kehlnaht mit a =6 mm und der Stoßbereich [-Profil / [-Profil als umlaufende Kehlnaht mit a = 4 mm. Als Biegezugbewehrung wurde Betonstahl BSt 500 S, d_s=16 mm verwendet. Der geometrische Biegezugbewehrungsgrad betrug μ_g = 1,16 %. Die Betondeckung der Biegedruckbewehrung wurde baupraktisch zu 2,0 cm und die der Biegezugbewehrung zu 2,5 cm festgelegt. Die Biegedruckbewehrung wurde konstruktiv gewählt und jeweils in einer Richtung auf den unteren Flansch des [-Profils aufgelegt. Die konstruktive Durchbil-

dung des Versuchskörpers GP1 ist in den nachfolgenden Bildern 6-7 bis 6-9 dargestellt.



Alle Maßangaben in cm.

Bild 6-7 Darstellung der Bewehrung einschließlich des Geilinger Stahlpilz im Querschnitt

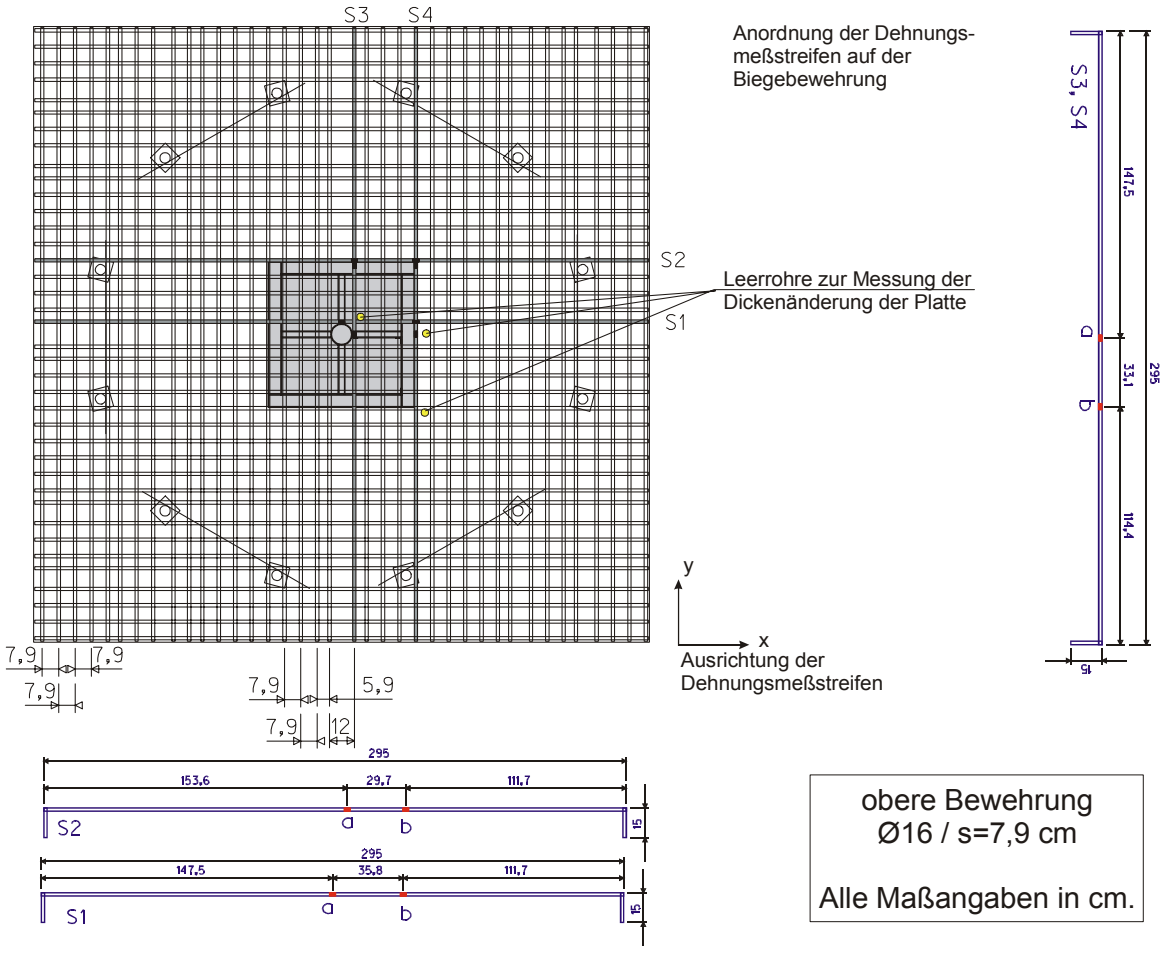
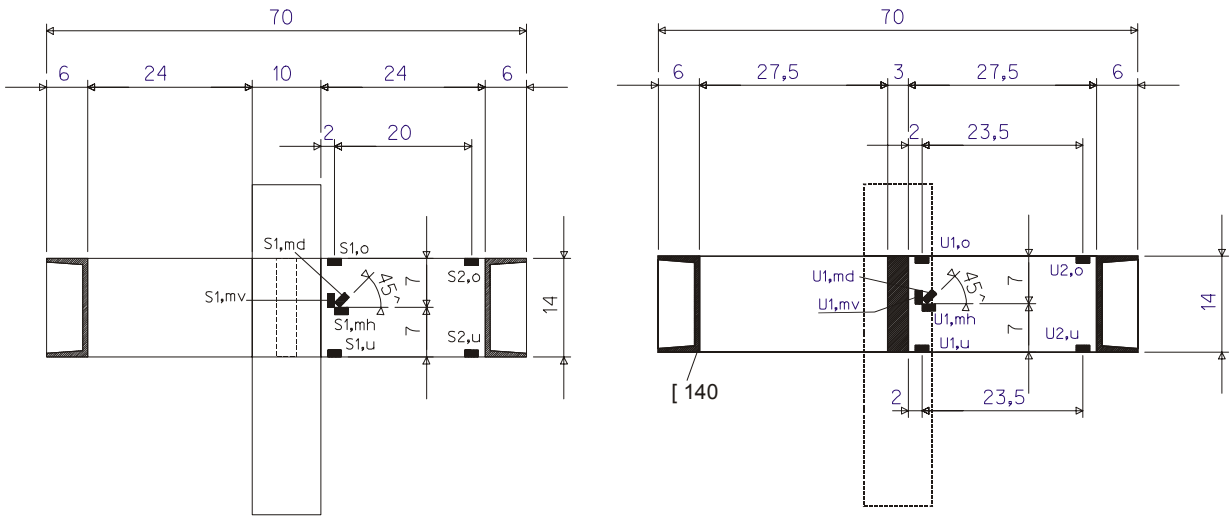


Bild 6-8 Obere Bewehrungslage Ø 16 (Biegezugbewehrung)



a) DMS-Anordnung auf dem Steg

b) DMS-Anordnung auf dem [-Profil

Alle Maßangaben in cm.

Bild 6-9 Pilzgeometrie und Anordnung der Dehnungsmessstreifen im Grundriss

6.2.3 Herstellung der Versuchskörper

Zur Fixierung einer exakten Höhenlage der Biegezugbewehrung wurden die 12 Leerrohre je Versuchskörper zu sechs Paaren in einer Schweißlehre durch einen angeschweißten Verteilerstab Ø 8 mm fest verbunden. Der Verteilerstabstab diente als Auflager für die untere Lage der Biegezugbewehrung, so dass zusätzliche Abstandhalter in der Platte nicht erforderlich waren. Die Versuchskörper wurden mit üblichen Schalsätzen entweder am Institut für Massivbau oder in der Fertigungshalle der Bauunternehmung Leuchter, Aachen hergestellt. Zuerst wurden die sechs Leerrohrpaare auf der Schalung lagegerecht fixiert und der vorgefertigte Stützenabschnitte lotrecht zum Schalboden in die dafür vorgesehene Öffnung eingesetzt. Danach wurden alle Bügel- bzw. Ankerstellungen auf dem Schalboden markiert und die untere Bewehrung so verlegt, dass die Bügelmatten lagegerecht gestellt bzw. die HDB-N-Elemente zum Ende der Bewehrungsarbeiten maßgenau von oben eingehängt werden konnten. Abschließend wurde die jeweilige obere Bewehrung (Ø 15 bis Ø 25) verlegt, die Durchstanzelemente eingehängt und die Steckbügel zur Einfassung der freien Plattenränder eingebunden.

Die Längsbewehrungsstäbe der Stützenabschnitte wurden in der Serie Z und V an den Enden mit Schaumstoffband abgeklebt, um den Spitzendruck auf die Betondeckung am Kopf dieser Stäbe zu reduzieren. Für die größeren Stützenabschnitte der Serie P war diese Maßnahme nicht notwendig. Nach Kontrolle der Messtechnik (Lage, Be-

zeichnung und Kabelführung) erfolgte das Betonieren der jeweiligen Versuchsplatte. Der Transportbeton der Firma Beton Union wurde mit einem Transportmischer angeliefert. Nach Überprüfung der bestellten Frischbetoneigenschaften wurde der Beton entweder mit einem Krankübel in zwei Lagen in die Schalung eingebracht, oder direkt vom Fahrmischer zweilagig in die Schalung geschüttet. Das Verdichten erfolgte mit zwei elektrisch betriebenen Innenrüttlern. Die Betonoberfläche wurde über die Schalkante der Seitenschalung mit einem Richtscheit abgezogen und manuell geglättet. Zur Nachbehandlung wurde die Oberfläche mit einer Folie abgedeckt. Erst nach ca. 7 Tagen wurden die Versuchskörper ausgeschalt. Bis zum Einbau in den Versuchsstand wurden die Platten entweder am Institut für Massivbau oder in der Fertigungshalle der Bauunternehmung Leuchter gelagert.

Beim Versuchskörper GP1 wurde zuerst der Geilinger-Stahlpilz in die Schalung eingesetzt und ausgerichtet. Anschließend folgten die sechs Leerrohr-Paare und die untere Bewehrung aus Ø8 wurde verlegt. Im Bereich des Stahlpilzes wurde diese Bewehrung immer auf den unteren Flansch des [-Profils aufgelegt. Abschließend wurde die obere Bewehrung Ø 16 verlegt und zur Einfassung des Plattenrandes Steckbügel eingebunden.

Für jede Versuchsplatte wurden mindestens sechs Prüfwürfel (200 mm) sowie drei Biegezugbalken (150/100/700mm) und drei Zylinder (h=300 mm, d=150 mm) aus dem Beton derselben Charge hergestellt. Für die Festigkeitsprüfung wurden diese bis zum Versuchstag bei der zugehörigen Versuchsplatte belassen. Betonwürfel für die Güteprüfung wurden nach DIN 1045(88) gelagert und nach 28 Tagen geprüft.

6.2.4 Materialkennwerte

Die Betone wurde jeweils vom Transportbetonwerk Beton Union, Carl-Zeiss-Str. 15, 52477 Alsdorf (Werk Nr. 73) als Fertigbeton angeliefert. Der Frischbeton wurde unter Berücksichtigung der Eigenfeuchte der Zuschlagstoffe gewichtsmäßig zusammengesetzt und fachgerecht nach DIN 1045(88) und DIN 1048(88) behandelt. Die Betone besaßen jeweils eine Regelkonsistenz (KR/ F3). Die Sieblinien lagen zwischen den Regelsieblinien A und B16 nach DIN 1045(88). Die Zuschläge aus natürlichen Kiesen und Sanden stammten aus der Rheingegend im Bereich zwischen Köln und Düsseldorf. Die Materialkennwerte der Betone sind in Tabelle 6-6 zusammengestellt.

Die Bandbreite der Betonfestigkeiten konnte trotz der Anfertigung von Probemischungen nur geringfügig im Betonwerk beeinflusst werden. Die vergleichenden Versuchsauswertungen erfolgen daher nachfolgend stets unter Berücksichtigung der Schubfestigkeit der jeweiligen Betonfestigkeit (bezogene Auswertungen). Auch der Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wurde über Beton-Zeitfestigkeitskurven so festgelegt, dass die geplante Versagensart zielsicher erwartet werden konnte.

Als Betonstahlbewehrung wurde BSt 500 S, M und Spannstahl der Güte ST 900/ 1100 eingesetzt. Hierbei wurden die einzelnen Durchmesser aus einer Materialcharge bestellt, so dass einheitliche Stahlkennwerte je Durchmesser und Lieferung vorlagen. In Tabelle 6-7 sind die Stahlkennwerte zusammengestellt. Da die Biegedruckbewehrung in Durchstanzversuchen nur geringfügig beansprucht wird, wurden hierzu keine Materialkennwerte bestimmt.

Tabelle 6-6 Betonfestigkeiten der Versuchsserien P, G, V und Z

Versuchskörper	Güteprüfung	Bauteilfestigkeiten					
	$f_{c,cube,200}$	Betonalter	$f_{c,cube,200}$	$f_{c,cyl.}$	$f_{ct,sp}$	$f_{ct,fl}$	E_c
	[MN/m²]	Tage	[MN/m²]				[GPa]
Serie P							
P1	24,0	32	27,5	21,9	1,7	3,6	21,7
P1-I	32,6	75	37,1	27,3	1,9	3,7	23,9
P1-II	28,1	84	36,2	26,2	1,5	3,4	25,5
P2-I	37,7	45	45,0	37,9	2,0	4,1	28,8
P2-II	37,4	17	34,8	29,8	2,1	3,7	24,9
P2-III	53,8	41	43,3	37,5	2,1	3,0	26,9
P3-I	31,3	38	29,1	23,2	2,0	3,7	22,2
P4-III	31,6	39	33,0	27,8	2,1	3,9	25,7
P5-I	60,2	23	57,5	45,3	3,3	4,0	28,5
P6-I	54,6	29	56,8	46,3	3,3	5,0	27,3
P7-I	50,1	32	47,9	40,0	2,7	5,0	28,6
Serie Z							
Z1	-	27	28,0	24,8	-	3,1	24,5
Z2	-	31	29,8	26,3	-	3,5	24,5
Z3	-	43	30,0	24,1	-	3,4	25,8
Z4	-	15	36,5	31,5	-	3,6	25,6
Z5	-	12	31,6	28,0	-	3,4	23,6
Z6	-	26	46,3	37,3	-	5,0	28,6
Serie V							
V1	-	28	33,8	30,8	-	4,9	24,5
V2	-	16	41,5	36,2	-	4,7	24,5
V3	-	16	28,9	23,2	-	3,3	24,0
V4	-	29	30,4	26,0	-	4,10	23,2
Serie G							
GP1	-	29	26,1	22,1	-	3,0	22,9

Tabelle 6-7 Kennwerte der Biege- und Durchstanzbewehrung der Versuchsserien P, G, V und Z

Versuchsserie / Prüfkörper	Kurzbezeichnung	d_s [mm]	E_s [GPa]	f_y [MPa]	f_t [MPa]
Serie P					
P1, P1-I, P1-II	BSt 500 S	10	221,4	570	649
		14	218,55	572	671
P2-I, P2-II, P2-III	BSt 500 S	8	226,5	592	679
		10	220,4	620	680
		14	203,2	549	621
P3-I, P4-III, P5-I, P6-I, P7-I	BSt 500 M	8	219,5	597	666
		10	228,4	596	665
		12	229,0	563	643
	BSt 500 S	14	225,9	665	750
		20	212,0	557	667
		25	204,5	532	641
Serie Z					
Z1, Z2, Z3, Z4, Z5, Z6	HDB	16	192,1	544	617
		14	199,1	580	657
		12	200,3	575	644
	Dywidag-Spannstahl	15	197,3	889	1095
	BSt 500 S	20	196,1	562	621
Serie V					
V1, V2	HDB	16	192,1	544	617
		12	200,3	575	644
	Dywidag-Spannstahl	15	204,4	917	1135
V3, V4	HDB	16	192,1	544	617
		12	200,3	575	644
	Dywidag-Spannstahl	15	197,3	889	1095
Serie G					
GP1	BSt 500 S	16	198,5	565	660
Hauptträger	ST 52	140 / 30	197,8	414	555
Randträger	ST 52	[-140	202,4	357	521
Stütze	ST 52	100	198,9	320	525

6.2.5 Versuchsaufbau

Alle Durchstanzversuche wurden an Deckenausschnitten durchgeführt. Daher wurden folgende günstig wirkende Einflüsse von Deckensystemen in den eigenen Versuchen nicht erfasst:

(a) Horizontalschub der internen Druckbögen (vgl. Abschnitt 4) und Verformungsbehinderung der anschließenden Decke.

(b) Momenten- und Querkraftumlagerungen in angrenzende Bauteile infolge des Steifigkeitsabbaus des Stützbereiches bei fortschreitender Biege- und Schrägrissbildung.

Die Versuchsstände wurden so konzipiert, dass sowohl die Plattenoberseite als auch die Plattenunterseite der Prüfkörper während der Versuchsdurchführung zugänglich waren um jederzeit die Rissbildung an der Plattenoberseite und Betonabplatzungen an der Plattenunterseite beobachten zu können. Die Belastungseinrichtung wurde in drei Varianten eingesetzt.

Variante A

Die Prüfkörper wurden mit einem Hydraulikzylinder in Stützenmitte belastet, und über 12 Abspannungen wurde die eingeleitete Kraft in eine Widerlagerplatte zurückgehängt (Bild 6-10). Zur Minimierung der ungewollten Lastausmitte wurde die Platte sorgfältig ausgerichtet und vor dem Anfahren des Hydraulikzylinders wurden die Abspannungen mit einem Drehmomentschlüssel geringfügig angespannt (40 Nm), um eine Fixierung der Prüfkörper zu erreichen.

In diesem Versuchsstand verteilte sich die Zylinderkraft proportional zu Steifigkeit der Platte, so dass die Abspannungen ungleichmäßig beansprucht wurden.

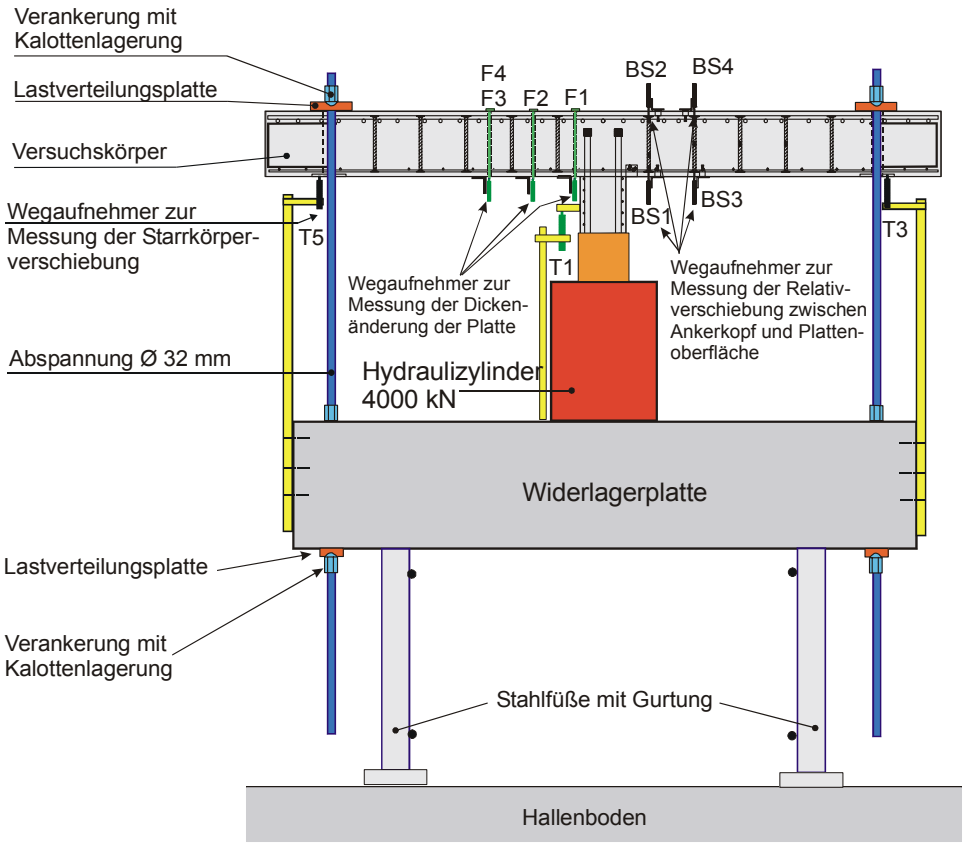
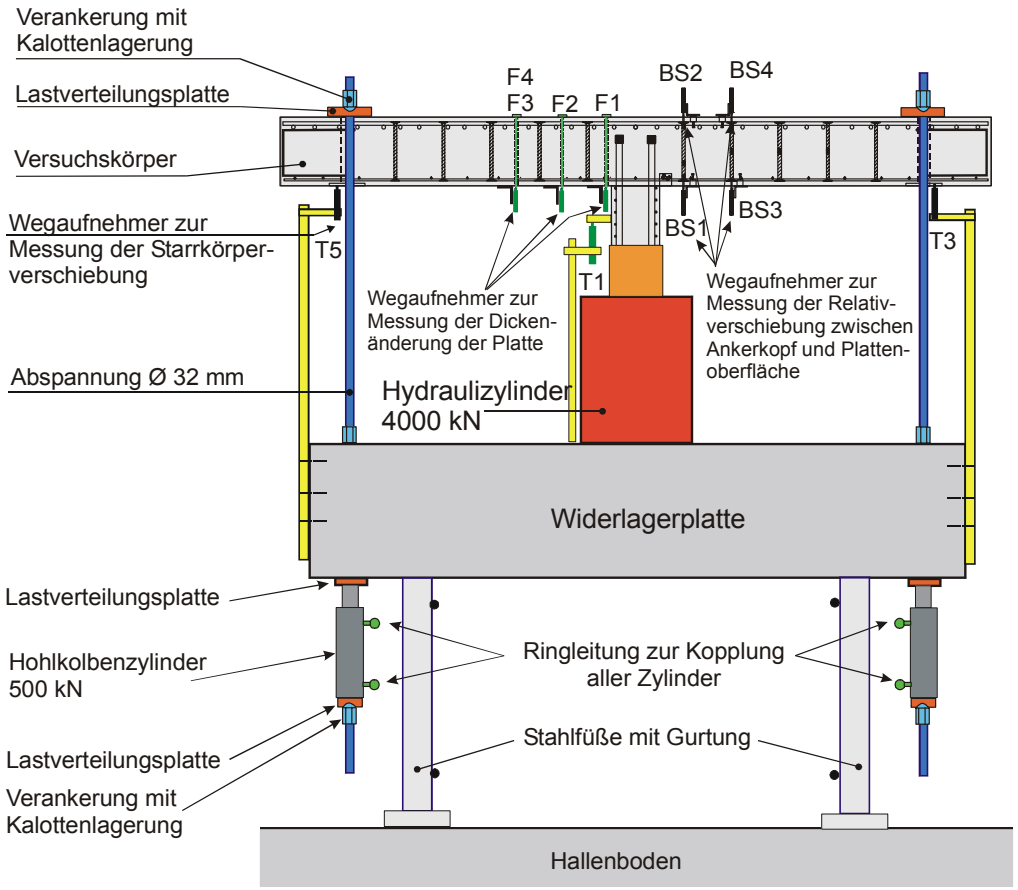


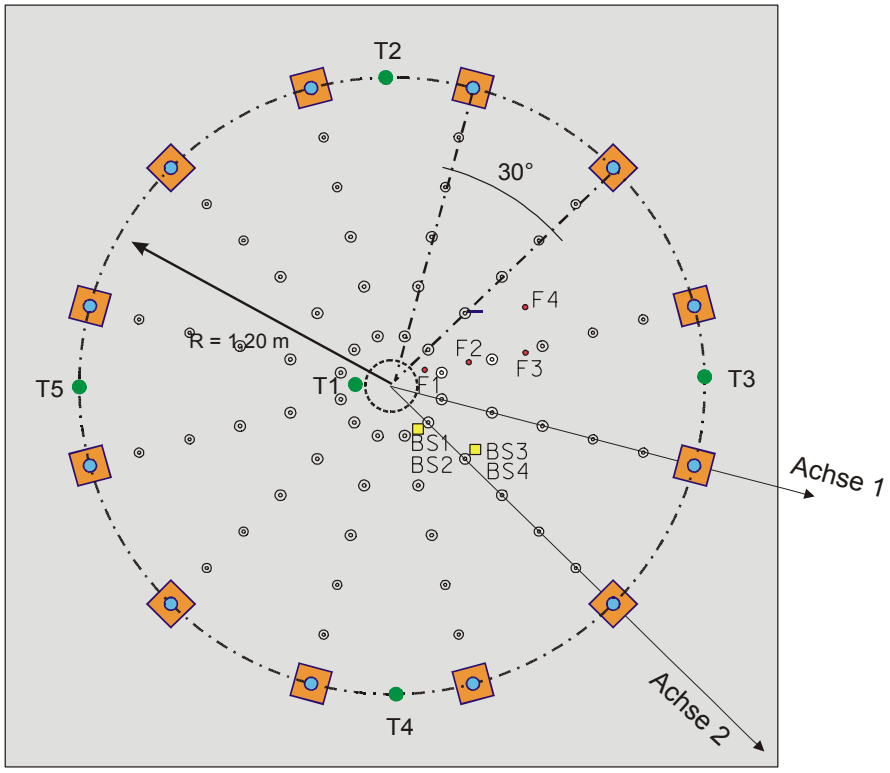
Bild 6-10 Versuchsaufbau der Variante A

Varianten B und C

In der Variante B wurde die elastische Bettung der Versuchskörper (Lastaufnahme der Abspannungen proportional zur Steifigkeit der Plattensegmente) durch gekoppelte Hydraulikzylinder ausgeschossen (Bild 6-11). Durch die schwimmende Lagerung der Abspannungen wurde eine punktsymmetrische Belastung des Versuchskörpers erreicht. Die Variante C entspricht in Aufbau und Funktion der Variante B, allerdings wurden 8 Abspannungen anstatt von 12 eingesetzt.



a) Ansicht des Versuchsaufbaus



b) Aufsicht auf die Versuchsplatte

Bild 6-11 Versuchsaufbau der Version B in Ansicht und Plattenaufsicht

6.2.6 Versuchsdurchführung und Messverfahren

Nach dem Einbau und dem Ausrichten der Versuchsplatte im Versuchsstand wurden alle Messeinrichtungen an das Datenerfassungsgerät angeschlossen und eine erste Ablesung aller Messstellen vorgenommen. Vor Versuchsbeginn wurden alle Abspannungen handfest angezogen bzw. mit einem Drehmomentschlüssel geringfügig angespannt. Im Fall der Versuchseinrichtungen B und C wurden die 12 Hohlkolbenzylinder mit geringem Druck gegen die Widerlagerplatte gefahren, um anschließend die Ringleitung zu schließen. Hierbei belasteten die Hohlkolbenzylinder den Versuchskörper nicht, da oberhalb der Widerlagerplatte eine Kontermutter auf jeder Abspannungen angeordnet war.

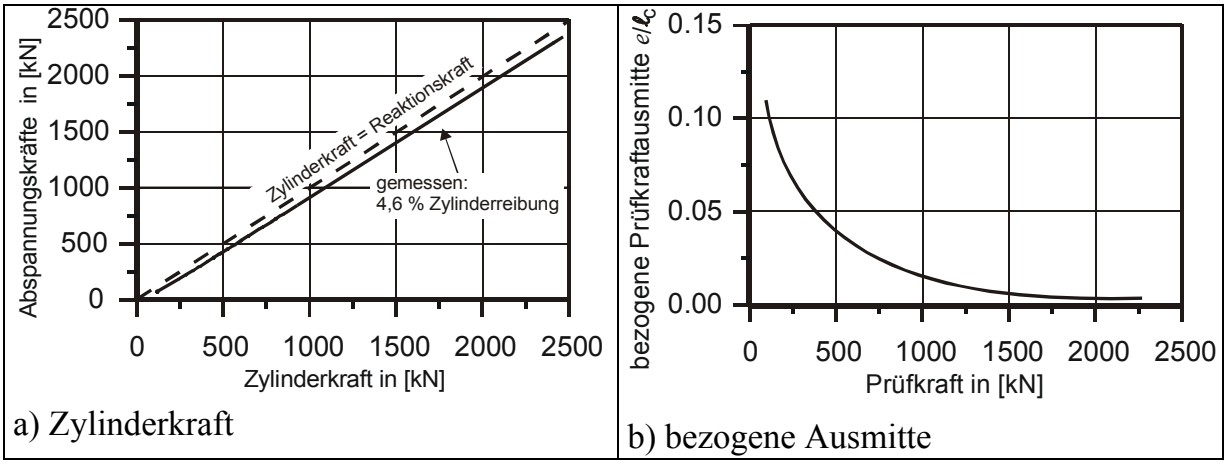
Anschließend wurde die kontinuierliche Abfrage der Messstellen gestartet und die Belastung des Stützenabschnittes durch den zentralen Hydraulikzylinder (LUKAS 4000 kN) bis 200 kN gesteigert. In diesem Zustand wurde eine vollständige Kontrolle aller Messwerte vorgenommen. Hierbei wurde auch eine mögliche Schiefstellung der Platte überprüft, insbesondere wenn der Versuchskörper schwimmend auf einem Ölpolster der Hohlkolbenzylinder gelagert war. Ein Beleg für die Messgenauigkeit ist, dass schon geringe Imperfektionen oder einseitige Belastungen wie z.B. durch einen Mitarbeiter beim Dokumentieren des Rissbildes zu einer messbaren Schiefstellung der Platte führten. Nach dem Erreichen des rechnerischen Gebrauchslastniveaus wurden 10 Lastwechsel zwischen 100 % und 50 % der Gebrauchslast gefahren. Anschließend wurde die Last bis zum Versagen der Platte kontinuierlich gesteigert.

Im Bruchlastbereich wurde die Kraft wegkontrolliert anhand der Dickenänderungsmessungen gesteigert, bis ein Kraftabfall beobachtet werden konnte. Danach wurde entlastet, die kontinuierliche Messung der Messstellen beendet, die Daten gesichert und der Versagenszustand dokumentiert. Die Versuchsdurchführung dauerte mindestens fünf und maximal 14 Stunden.

Kraftmessung

Die in den Versuchskörper eingetragene Vertikalkraft wurde über den Hydraulkdruck des LUKAS-Zylinders manuell geregelt und über Reaktionskräfte aller Abspannungen kontrolliert. Hierzu war jede Gewindestange (Abspannung) mit zwei Dehnungsmessstreifen ausgerüstet und in einer Zugprüfung mehrfach kalibriert. Da die Spannstähle nur im elastischen Bereich belastet wurden, konnte sowohl die Reaktionskraft als auch die belastungsabhängige Ausmitte der Versuchskörperbelastung gemessen werden. Zur Bestimmung der Zylinderkennlinie wurde der Zylinder gegen eine Prüfmaschine der Anforderungsklasse II mittig und ausmittig belastet und auf diese Weise mehrfach kalibriert. Es zeigte sich in allen Versuchen, dass der eingesetzte Prüfzylinder mit einem Reibungsverlust von ca. 5 % behaftet war. Dieser Reibungsverlust war bauartspe-

zifisch und war in dieser Größenordnung zu erwarten. Bild 6-12(a) zeigt exemplarisch für den Versuch P1-I den Verlauf der effektiven Prüfkraft gegenüber der Zylinderkraft.



a) Zylinderkraft b) bezogene Ausmitte

Bild 6-12 Entwicklung der Zylinderkraft und der bezogenen Ausmitte in Abhängigkeit der effektiven Prüfkraft am Beispiel des Versuchskörpers P6-I

Bild 6-12b zeigt am Beispiel der Versuchsserie P, dass die unvermeidbaren Anfangs-Imperfektionen und die hierdurch verursachte geringfügige Asymmetrie der Lasteintragung durch die Rissbildung im Versuchskörper abgebaut wurde und dass im Bruchzustand praktisch ein symmetrischer Beanspruchungszustand vorlag.

Durchbiegungen der Versuchskörper

Die Plattendurchbiegungen wurden in einer Prüfkörperachse mit mindestens drei induktiven Wegaufnehmern auf der Plattenunterseite und an der Stütze kontinuierlich gemessen. Im Fall der Versuchsaufbauten B und C wurden mindestens vier induktive Wegaufnehmer zusätzliche eingesetzt, um eventuelle Schiefstellungen der Versuchskörper frühzeitig zu erfassen. Zudem wurden in der Versuchsserie P der dreidimensionale Verformungszustand der Prüfkörpers in diskreten Laststufen photogrammetrisch vermessen[1]. Hierzu wurde ein Punktraster 20 x 20 cm auf der Plattenoberseite markiert und durch spezielle Messmarken signalisiert. Der dreidimensionale Verformungsvektor jedes signalisierten Punktes wurde mit einer mittleren Genauigkeit von $^{5}/_{100}$ mm bestimmt.

[1] Die Vermessungsarbeiten und Auswertung der Photogrammetriedaten wurde vom Institut für Vermessungskunde der RWTH Aachen unter der Leitung von Prof. Benning und Dr.-Ing. R. Schwermann durchgeführt, denen an dieser Stelle für die Unterstützung gedankt sei.

Erfassung der Rissbildung und Messung der Rissbreiten

Das Rissbild auf der Plattenoberseite wurde in ausgewählten Belastungsphasen aufgenommen und einzelne charakteristische Rissbreiten mit einer Messlupe (Firma Leitz, Wetzlar, Typ MZ II, Ablesegenauigkeit von 0,025 mm) aufgenommen. Nach dem Versagen wurde das abgeschlossene Rissbild nachgezeichnet und photographisch dokumentiert. Abschließend wurden von allen Versuchskörpern mit Ausnahme der Platte P6-I Sägeschnitte angefertigt, um die Ausbildung des Durchstanzkegels im Querschnitt zu erfassen.

Beton und Betonstahldehnungen

Die Betonverformungen wurden mit einem Setzdehnungsmesser (SDM) vom Typ BAM der Bauart Pfender mit einer Messbasis von 100 mm gemessen. Hierzu wurden radial, tangential und orthogonal ausgerichtete Messketten auf der Plattenunterseite angeordnet (Bild 6-13).

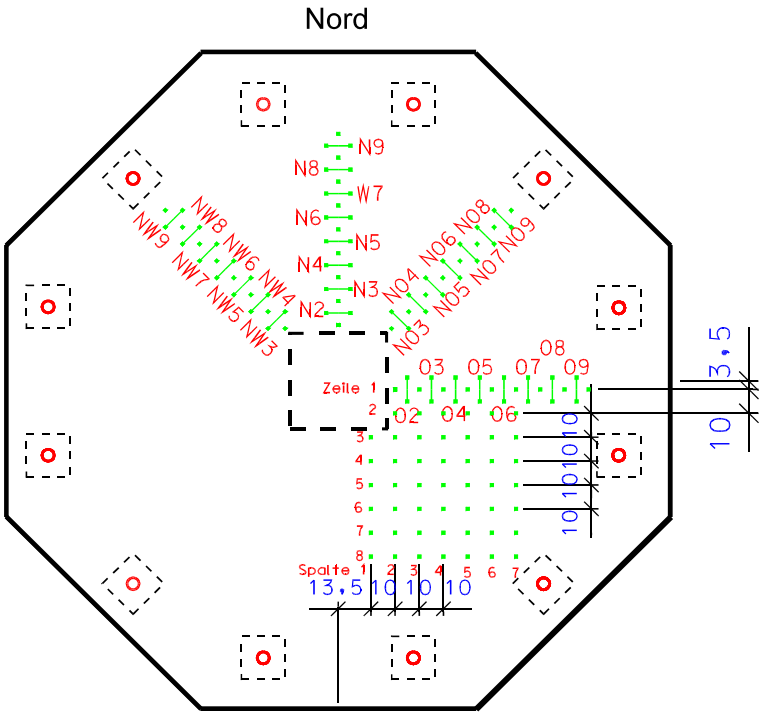


Bild 6-13 Platte P2-II: Messpunkte für Setzdehnungsmessungen

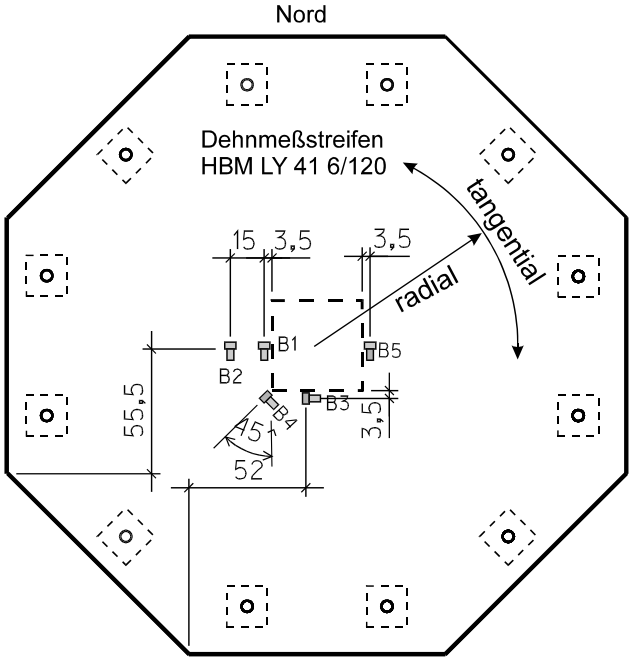


Bild 6-14 Versuchskörper P2-II: Anordnung der Beton-Dehnungs-messstreifen

Zur Messung der hohen lokalen Betonstauchungen am Stützenanschnitt wurden Dehnungsmessstreifen vom Typ HBM LY 41 3/120 eingesetzt. Diese DMS wurden in Stützenmitte und auf der Stützendiagonalen in radialer und tangentialer Richtung appliziert (Bild 6-14). Die Messung der Betonstahldehnungen erfolgte ebenfalls mit Dehnungsmessstreifen (DMS). Bei allen Platten wurden DMS vom Typ HBM LY 61 3/120 eingesetzt. Zur Applikation der DMS mussten die Längsrippen des Betonstahls im Bereich der Messstelle abgefeilt werden. Zur Erfassung der zentrischen Zugkraft wurden je Messstelle zwei DMS gegenüberliegend angeordnet und in Reihe geschaltet. Nach der Fertigstellung aller Messstellen wurden zur Erfassung der Querschnittsschwächungen und der Richtungsabweichung der Messgitter von der Stabachse die Bewehrungsstäbe kalibriert. Die Bewehrungsstäbe der Durchstanzbewehrungen konnten aufgrund der geringen Länge nicht kalibriert werden.

Nachfolgend wird das Tragverhalten der Versuchskörper im Gebrauchs- und Bruchlast bereich beschrieben. Einzelne Messwerte sind den jeweiligen Versuchsberichten zu entnehmen [129, 131, 132]. Ausgewählte Messergebnisse werden in den Abschnitten 7 und 8 diskutiert. Die Versuchsserien V und G behandeln spezielle Fragestellungen, so dass die Versuchsergebnisse direkt in Verbindung mit der Interpretation der Messwerte im Abschnitt 8 vorgestellt werden.

6.3 Serie P

6.3.1 Gebrauchslastniveau

Ausgehend von der Bruchlast wurde das Gebrauchslastniveau nach DIN 1045(88) mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 2{,}1$ definiert. Tabelle 6-9 fasst die charakteristischen Messwerte auf dem Gebrauchslastniveau der Serie P zusammen.

Tabelle 6-9 Zusammenstellung von charakteristischen Messwerten der Versuchsserie P auf dem Gebrauchslastniveau

Beanspruchung / Messwert	Versuch										
	P1	P1-I	P1-II	P2-I	P2-II	P2-III	P3-I	P4-III	P5-I	P6-I	P7-I
Gebrauchslast [kN]	292	548	502	631	528	607	733	724	921	1118	1008
max. Ankerdehnung der 1. Bügelreihe [‰]	-	0,11	0,17	0,23	0,24	0,24	0,47	0,45	0,22	0,21	0,12
max. radiale Betonstauchung am Stützenanschnitt [‰]	0,22	1,50	0,71	1,25	0,92	1,00	0,55	0,48	0,25	0,40	0,60
max. tangentiale Betonstauchung am Stützenanschnitt [‰]	0,35	0,20	0,22	0,25	0,21	0,25	0,20	0,45	0,6	0,75	0,76
maximale Radialdehnung der Längsbewehrung am Stützenanschnitt [‰]	0,60	1,42	1,13	1,48	0,94	2,05	2,11	1,10	1,50	1,40	1,52
maximale Tangentialdehnung der Längsbewehrung am Stützenanschnitt [‰]	0,60	5,60	1,24	1,40	1,50	1,15	2,20	2,30	1,20	1,42	1,58
maximale Breite radialer Risse im Bereich des Stützenanschnittes [mm]	0,10	0,50	0,10	0,25	0,25	0,15	0,10	0,20	0,25	0,20	0,24
maximale Breite tangentialer Risse im Bereich des Stützenanschnittes [mm]	0,10	0,30	0,10	0,10	0,50	0,30	0,20	0,10	0,40	0,35	0,40
Durchbiegung [mm]	2,1	5,3	4,4	4,3	4,8	5,8	5,3	3,5	4,8	4,5	4,6
Auf die Stützweite bezogene Durchbiegung 1/x	571	452	545	558	500	413	452	686	500	533	522

6.3.2 Bruchlastniveau

Der Versuchskörper P1 (ohne Durchstanzbewehrung) zeigte ein klassisches Durchstanzversagen ohne Durchstanzbewehrung. Ein Vergleich mit den Versuchen aus der Literatur in Bild 7-13 veranschaulicht, dass das geprüfte Lastniveau unterhalb des Mittelwertes der untersuchten Versuchsgesamtheit einzuordnen war. In Abschnitt 8.2 wird erläutert, warum der Versuchstand der Variante A tendenziell konservative Durchstanzlasten erzeugt. Grundsätzlich war der Versuchsstand und die Versuchsdurchführung als geeignet zu beurteilen.

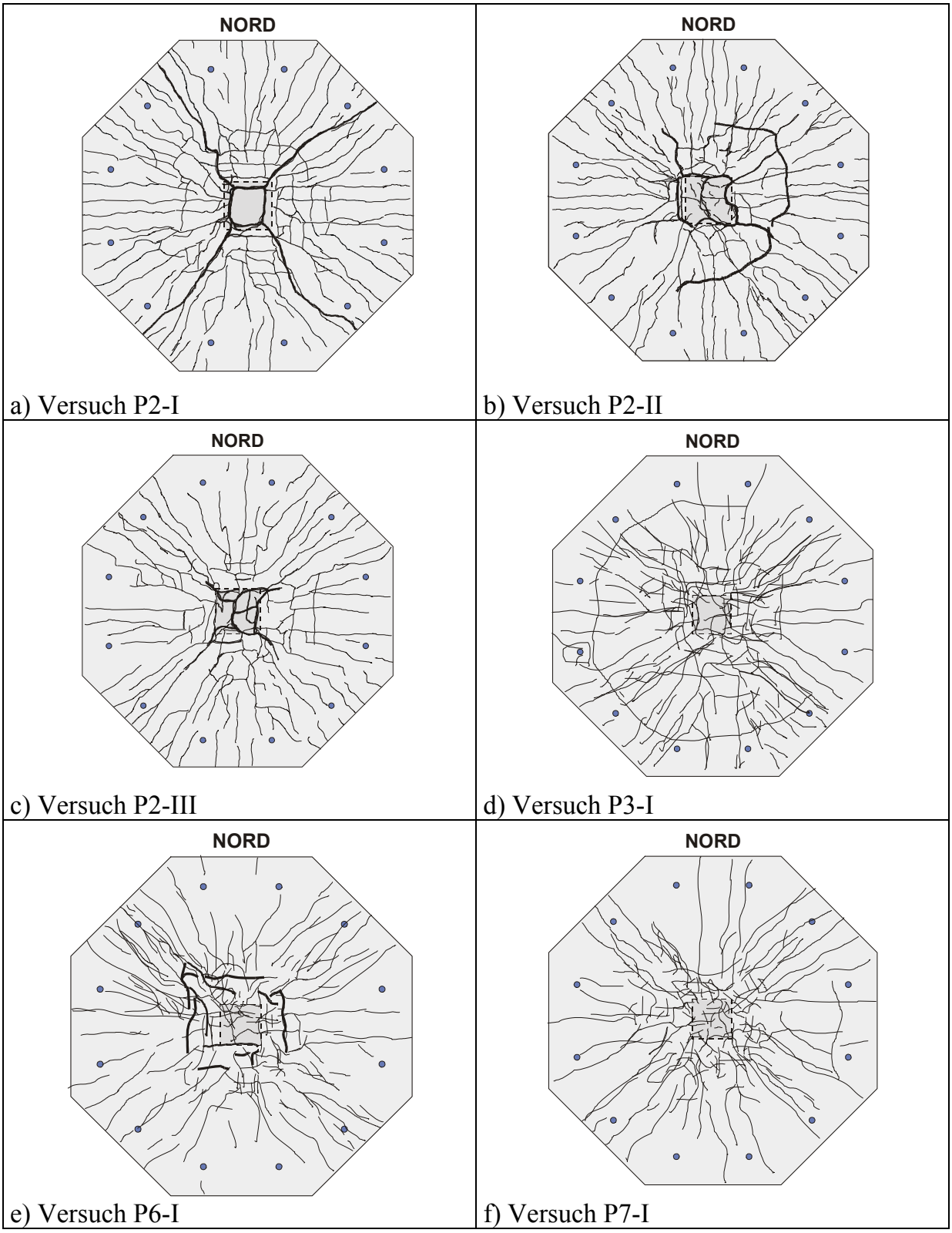
Die Versuche P1-I und P1-II versagten außerhalb des schubbewehrten Bereiches von 1,05 *d* (Radius bezogen auf den Stützenanschnitt). Daraufhin wurde in allen folgenden Versuchen P2 bis P7 die Länge des schubbewehrten Bereiches vergrößert. Aufgrund des geringen Abstandes zum Biegeversagen in den Versuchen P2-I und P2-II sowie dem Biegeversagen des Versuches P2-III, war in den Versuchen P3- bis P7 der geometrische Längsbewehrungsgrad ρ_l und die statische Nutzhöhe *d* zu erhöhen (vgl. Tabelle 6-10). Das Versgagen der Versuche P3-I, P6-I und P7-I war gekennzeichnet durch die Zerstörung der Betondruckzone am Stützenanschnitt. Die Versuche P4-III und P5-I wurden kurz vor dem Durchstanzen abgebrochen, um das innere Rissbild zu studieren. Als Abbruchkriterium im Versuch wurde die Entwicklung der Änderung der Plattendicke verwendet. Die Versuchsdurchführung wurde jeweils beendet, als bei konstanter Last die Änderung der Plattendicke keinem erkennbaren Grenzwert zustrebte (laufende Messwerte). Dieses Lastniveau wurde durch eine anschließende Entlastung und Wiederbelastung nochmals überprüft. Eine Zusammenstellung der Bruchlasten ist Tabelle 6-10 zu entnehmen, eine Zusammenstellung charakteristischer Messwerte auf dem Bruchlastniveau zeigt Tabelle 6-11. Da die Versuchskörper vor Belastungsbeginn bereits systembedingt durch ihr Eigengewicht und Teile des Verssuchstandes belastet waren, wurde im Versuch nur die Zusatzbelastung des Hydraulikzylinders dokumentiert um diese Belastung mit den Kräften der Abspannungen vergleichen zu können (Ermittlung des Reibungsanteiles). Das Platteneigengewicht wird daher in Tabelle 6-10 separat erfasst. In Bild 6-17 sind für einzelne Versuche die während der Versuchsdurchführung angefertigten Rissbildskizzen zusammengestellt.

Tabelle 6-10 Serie P: Zusammenstellung der Bruchlasten

Beanspruchung / Messung	Versuch										
	P1	P1-I	P1-II	P2-I	P2-II	P2-III	P3-I	P4-III	P5-I	P6-I	P7-I
statische Nutzhöhe d [mm]	190	190	190	190	190	190	220	220	220	200	230
Längsbewehrungsgrad ρ_l [%]	0,806	0,806	0,806	0,806	0,806	0,806	1,15	1,132	1,354	1,753	1,301
Zylinderdruckfestigkeit f_c [MPa]	21,9	27,3	26,2	37,9	29,8	37,5	23,2	27,8	45,3	46,3	40,0
Stützenseitenlänge l_c [mm]	400	400	400	400	400	400	320	320	320	320	320
Σ Durchstanzbewehrung [cm^2]	keine	22,0	22,0	31,2	32,2	31,2	43,3	44,2	44,2	131,2	97,4
Bruchlast ohne Eigengewicht [kN]	615	1151	1055	1326	1109	1276	1624	1522	1936	2349	2117
Eigengewicht [kN]	36	36	36	36	36	36	42	41	42	42	43
Bruchlast mit Eigengewicht [kN]	651	1187	1091	1362	1145	1312	1666	1563	1978	2391	2160

Tabelle 6-11 Serie P: Zusammenstellung charakteristischer Messwerte im Bruchzustand

Beanspruchung / Messung	Versuch										
	P1	P1-I	P1-II	P2-I	P2-II	P2-III	P3-I	P4-III	P5-I	P6-I	P7-I
Max. Belastung in [kN]											
Bruchlast ohne Eigengewicht	615	1151	1055	1326	1109	1276	1624	1522	1936	2349	2117
max. Nachbruch-Traglast bei Wiederbelastung	218	428	366	767	659	1000	1271	-	1850	1514	2000
Bügel-Beanspruchung											
1. Bügelreihe: max. Dehnung [‰]	keine	1,95	0,83	2,85	0,71	1,23	2,51	2,14	2,61	2,04	1,19
2. Bügelreihe: max. Dehnung [‰]		0,83	1,19	0,71	2,85	0,83	1,65	1,67	1,19	1,42	2,14
3. Bügelreihe: max. Dehnung [‰]		keine		0,24	1,23	0,48	2,02	1,20	0,35	0,20	2,26
4. Bügelreihe: max. Dehnung [‰]				0,12	0,95	1,38	0,54	0,19	0,35	0,35	1,20
Betonbeanspruchung am Stützenanschnitt (Messbasis: 20 mm)											
radiale Betonstauchung [‰]	0,50	3,55	0,75	5,00	5,20	3,00	2,10	2,43	3,30	1,45	1,21
tangentiale Betonstauchung [‰]	2,40	2,61	1,58	2,95	0,90	2,50	2,05	1,72	4,45	3,50	3,50
Betonabplatzungen am Stützenanschnitt	nein	nein	beginnend	nein	beginnend	ja	beginnend	beginnend	nein	ja	ja
Dehnung der Biegezugbewehrung											
Radialdehnung am Stützenanschnitt in [‰]	1,90	3,51	12,3	3,30	12,0	3,1	5,50	2,30	2,45	2,96	4,12
Tangentialdehnung am Stützenanschnitt in [‰]	1,70	8,48	5,52	17,20	10,0	15,85	12,5	2,30	3,0	2,83	3,50
Verformung im Bruchzustand											
max. Dickenänderung der Platte [mm]	0,58	1,52	2,02	1,48	1,80	1,50	5,50	2,96	1,25	1,13	6,6
Durchbiegung [mm]	9,4	19,3	17,4	21,0	22,0	35,0	18,0	14,1	14,1	14,3	20,8
Auf die Stützweite bezogene Durchbiegung 1/x	255	124	38	114	109	68	133	170	170	167	115
max. Verformung nach Erreichen der Höchstlast bei der Wiederbelastung im Nachbruchverhalten											
Durchbiegung in [mm]	30	28,2	32	21,7	28	50	50	-	14,1	16,5	30,0
Auf die Stützweite bezogene Durchbiegung 1/x	80	85	75	110	86	48	48	-	170	145	80



a) Versuch P2-I b) Versuch P2-II

c) Versuch P2-III d) Versuch P3-I

e) Versuch P6-I f) Versuch P7-I

Bild 6-17 Rissbilder auf der Plattenoberseite im Bruchzustand

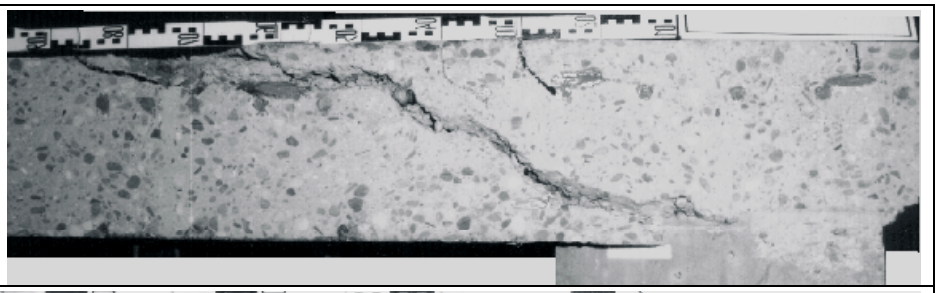
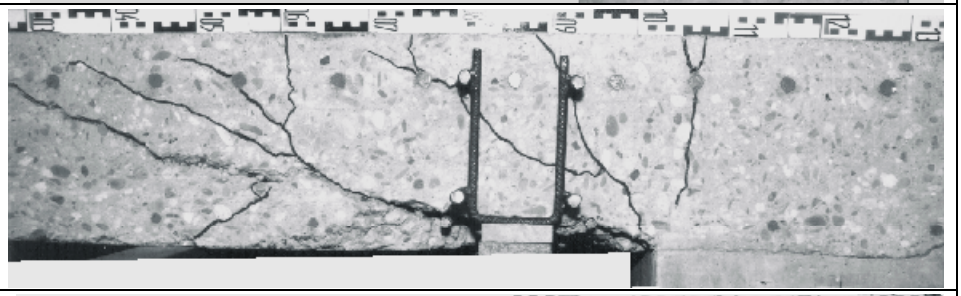
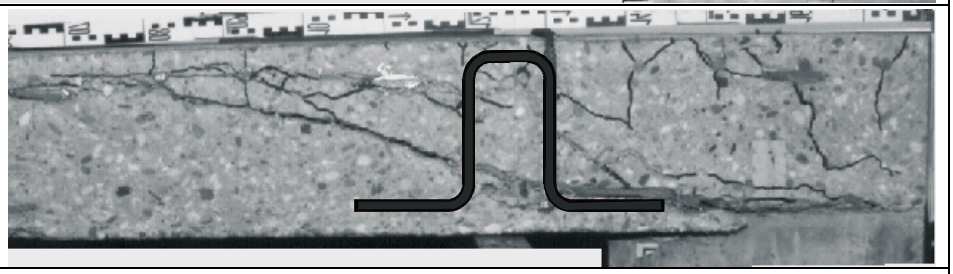
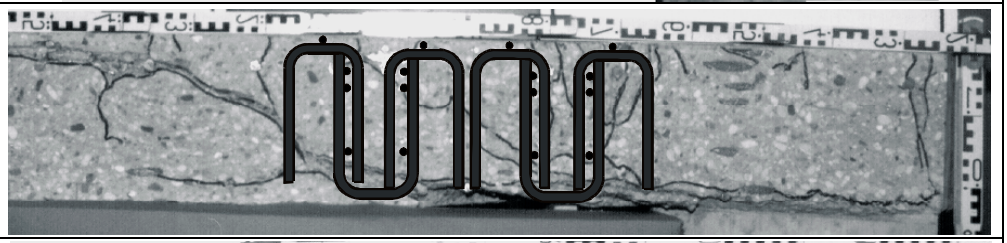
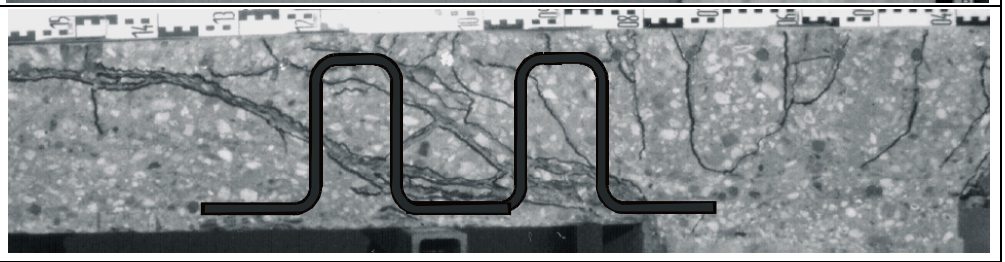
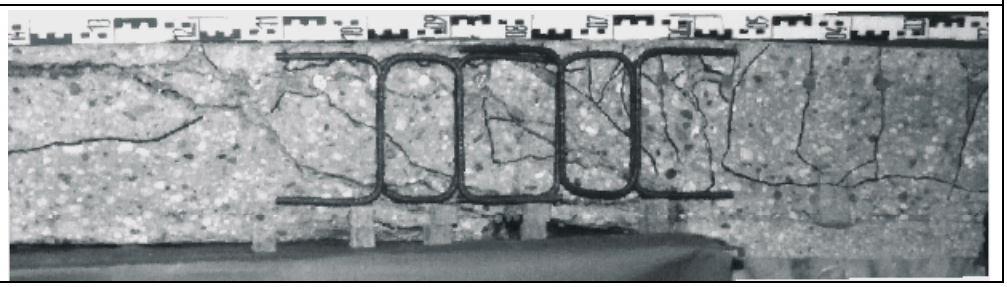
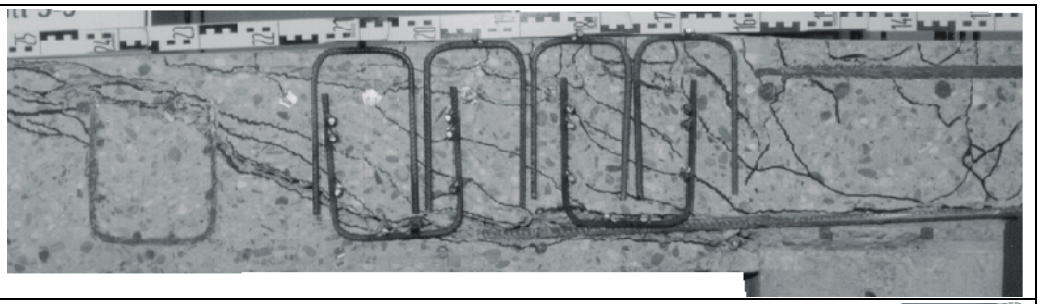
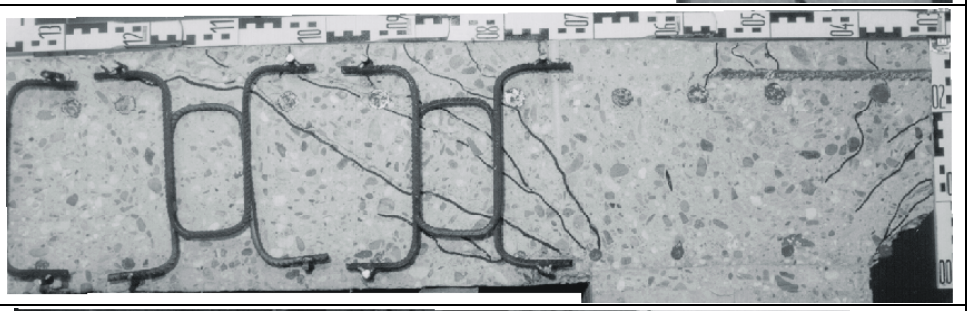
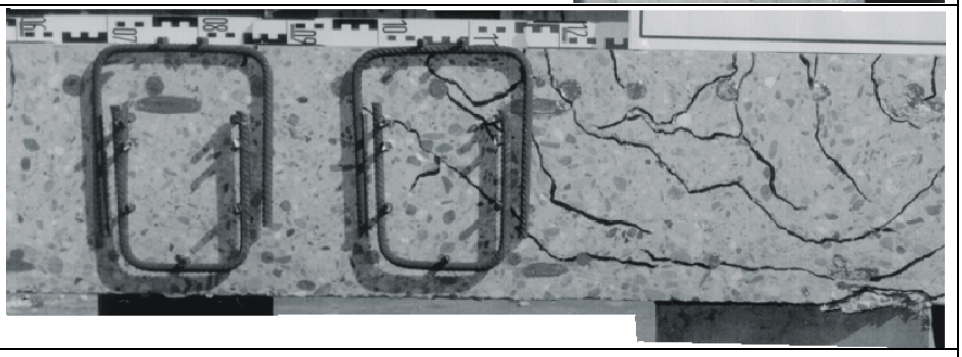
a) P1 θ ≈ 30°	
b) P1-I θ ≈ 38° θa ≈ 18°	
c) P1-II θ ≈ 45° θa ≈ 25°	
d) P2-I θ ≈ 34°	
e) P2-II θ ≈ 31° θa ≈ 26°	
g) P2-III θ ≈ 45°	

Bild 6-18 Serie P: Sägeschnitte (θ: gemessener Risswinkel im Bereich der Durchstanzbewehrung, θa: Risswinkel außerhalb der Durchstanzbewehrung)

h) P3-I θ ≈ 38°	
i) P4-III θ ≈ 38°	
j) P5-I θ ≈ 35°	
k) P6-I	Aufgrund der starken Biegebewehrung konnte kein Sägeschnitt durchgeführt werden.
l) P7-I θ ≈ 32°	

Fortsetzung des Bildes Bild 6-18 (θ: gemessener Risswinkel im Bereich der Durchstanzbewehrung, θa: Risswinkel außerhalb der Durchstanzbewehrung)

In den Versuchen P2-I, P2-II, P2-III, P3-I und P7-I stellte sich eine mehrfache Schrägrissbildung im Bereich der Querkraftbewehrung ein (Bild 6-18). Die Risswinkel θ lagen zwischen 31 und 45° im Bereich der Durchstanzbewehrung und bei etwa 18° bis 25° außerhalb der Durchstanzbewehrung. Ausschließlich die Versuche P4-III und P5-I, die nicht bis zum vollständigen Bruch belastet wurden, zeigten außerhalb der ersten beiden Durchstanzbewehrungsreihen keine Schrägrisse. Aufgrund der relativ hohen Beanspruchungen in diesen Versuchen wird deutlich, dass die mehrfache Schrägrissbildung in etwa bei 90 % der Durchstanzlast einsetzt.

6.4 Serie Z

6.4.1 Gebrauchslastniveau

Ausgehend von der Zulassung Z-15.1-84 nach DIN 1045(88) wurden die Gebrauchslasten rechnerisch ermittelt. In Tabelle 6-12 sind die charakteristischen Messwerte auf dem Gebrauchslastniveau zusammengestellt.

Tabelle 6-12 Zusammenstellung von charakteristischen Messwerten unter Gebrauchslasten

Beanspruchung	Versuch					
	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Gebrauchslast nach Zulassung [kN]	613	647	651	757	885	968
max. Ankerdehnung der 1. HDB-N-Ankerreihe [‰]	0,20	0,18	0,18	0,07	0,26	0,27
max. radiale Betonstauchung am Stützenanschnitt in [‰]	-0,39	-0,04	-1,18	-0,09	-0,56	-0,37
max. tangentiale Betonstauchung am Stützenanschnitt in [‰]	-1,08	-1,66	-1,42	-1,73	-1,61	-1,09
maximale Radialdehnung der Längsbewehrung am Stützenanschnitt in[‰]	1,18	1,35	1,24	1,45	1,03	1,32
maximale Tangentialdehnung der Längsbewehrung am Stützenanschnitt in[‰]	1,02	1,28	1,37	0,64	1,14	1,37
maximale Breite radialer Risse im Bereich des Stützenanschnittes [mm]	0,30	0,35	0,25	0,35	0,25	0,3
maximale Breite tangentialer Risse im Bereich des Stützenanschnittes [mm]	0,25	0,35	0,25	0,35	0,25	0,3
Durchbiegung [mm]	4,0	4,5	4,3	4,3	4,6	6,1
Auf die Stützweite bezogene Durchbiegung 1/x	600	533	558	558	522	393

6.4.2 Bruchtragverhalten und Bruchbilder

Alle Versuchsplatten versagten infolge Durchstanzen auf dem maximalen Traglastniveau nach Zulassung Z-15.1-84 (Betonversagen am Stützenanschnitt). Eine Zusammenstellung des Eigengewichtes G, der maximalen Belastung V und der Bruchlasten V_u ist Tabelle 6-13 zu entnehmen. Entsprechend der Vorgehensweise bei der Versuchsserie P sind alle charakteristischen Messwerte des Bruchzustandes in Tabelle 6-14 zusammengestellt und die Rissbilder in den Bildern 6-19 und 6-20 dokumentiert.

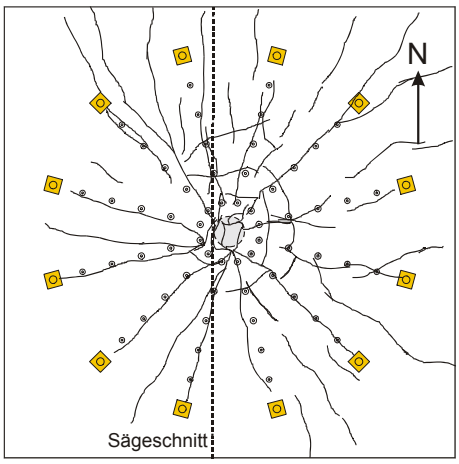
Alle Sägeschnitte zeigen im Bereich der ersten beiden Anker ausgehend vom Stützenanschnitt eine fächerförmige Schrägrissbildung. Diese Rissgeometrie kennzeichnet das Zusammenwirken der ersten beiden Anker, da die Druckstreben zwischen den fächerförmigen Rissen ein gemeinsames Auflager im Bereich des Stützenanschnittes aufwiesen. Hinter dem zweiten Anker sind zwei bis drei parallele Schubrisse zu erkennen. Diese Rissgeometrie belegt, dass sich die Querkräfte der Anker im Bereich d nach Zulassung über eine Fachwerkwirkung auf die erste und zweite Ankerreihe abstützten.

Tabelle 6-13 Zusammenstellung der Bruchlasten

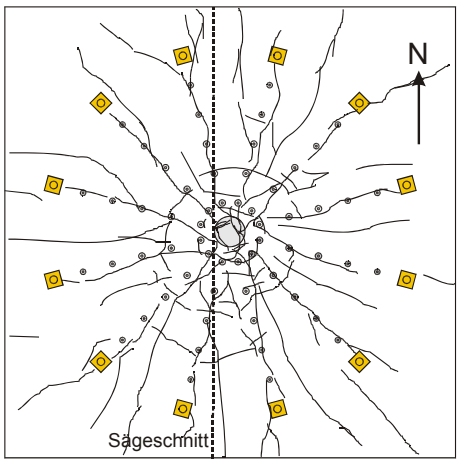
Versuch	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Parameter						
statische Nutzhöhe d [mm]	250	250	250	250	250	250
Längsbewehrungsgrad ρ_l [%]	0,8	0,8	0,8	0,8	1,25	1,25
Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube,200}$ [MPa]	28,0	29,8	30,0	36,5	31,6	46,3
Stützendurchmesser l_c [mm]	200	200	200	200	263	200
a_1 / h_m	0,40	0,35	0,375	0,35	0,375	0,375
a_2 / h_m	1,20	1,15	1,125	1,05	1,125	1,125
Belastung						
Eigengewicht G [kN]	67	67	67	67	67	67
max. Belastung V [kN]	1256	1375	1549	1579	1957	1887
Bruchlast V_u= G+V [kN]	**1323**	**1442**	**1616**	**1646**	**2024**	**1954**

Tabelle 6-14 Zusammenstellung charakteristischer Messwerte und Beobachtungen im Bruchzustand

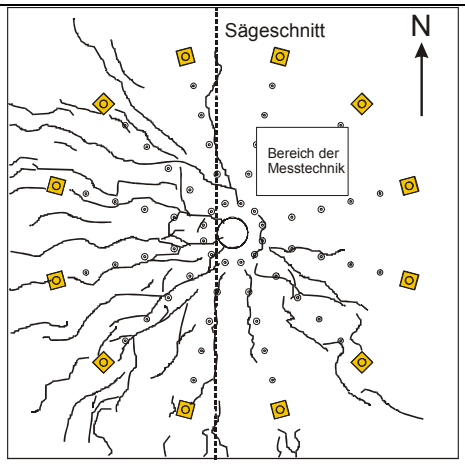
Beanspruchung	Versuch					
	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Max. Belastung in [kN]						
Bruchlast ohne Eigengewicht	1256	1375	1549	1579	1957	1887
max. Nachbruch-Traglast bei Wiederbelastung	952	1280	1110	337	972	1000
HDB-Ankerbeanspruchung						
1. Ankerreihe: max. Ankerdehnung [‰]	2,02	1,64	3,87	2,51	2,58	3,05
visueller Ausbruch des Ankerkopfes Zugzone / Druckzone	nein / nein					
2. Ankerreihe: max. Ankerdehnung [‰]	2,19	3,56	2,08	2,23	2,24	2,46
visueller Ausbruch des Ankerkopfes Zugzone / Druckzone	nein / nein					
3. Ankerreihe: max. Ankerdehnung [‰]	0,46	0,98	0,68	0,85	3,2	0,53
visueller Ausbruch des Ankerkopfes Zugzone / Druckzone	nein / nein					
Betonbeanspruchung am Stützenanschnitt						
radiale Betonstauchung in [‰]	0,32	-0,10	-0,14	-0,27	0,11	0,47
tangentiale Betonstauchung in [‰]	-2,75	-3,21	-3,58	-3,76	-1,55	-1,97
Betonabplatzungen	nein	nein	ja	ja	ja	ja
Dehnung der Biegezugbewehrung						
Radialdehnung am Stützenanschnitt in[‰]	3,20	2,96	3,27	2,95	2,61	3,25
Tangentialdehnung am Stützenanschnitt in[‰]	2,49	2,70	2,89	1,27	5,27	3,00
Verformung im Bruchzustand						
max. Dickenänderung der Platte in [mm]	6,12	6,54	6,70	4,44	10,04	4,54
Durchbiegung in [mm]	15,4	16,1	17,6	13,7	17,4	17,67
Auf die Stützweite bezogene Durchbiegung 1/x	156	149	136	175	138	135
max. Verformung nach Erreichen der Höchstlast bei der Wiederbelastung im Nachbruchverhalten						
Durchbiegung in [mm]	15,1	22,8	17,7	15,5	17,7	19,7
Auf die Stützweite bezogene Durchbiegung 1/x	159	105	136	155	135	121



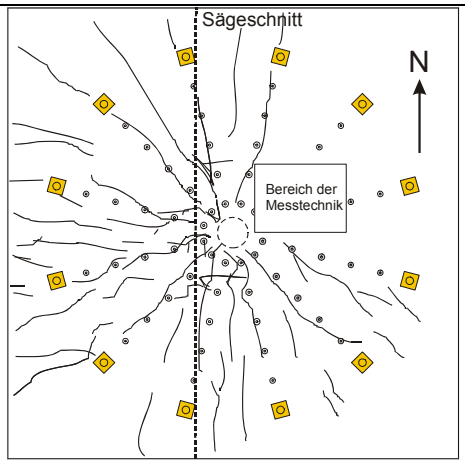
a) Versuch Z1



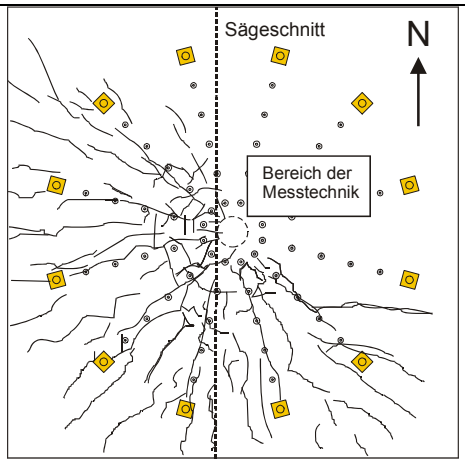
b) Versuch Z2



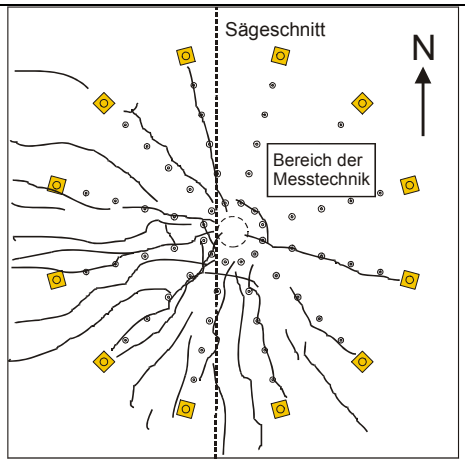
c) Versuch Z3



d) Versuch Z4



e) Versuch Z5



f) Versuch Z6

Bild 6-19 Rissbilder auf der Plattenoberseite im Bruchzustand



Versuch Z1



Versuch Z2



Versuch Z3



Versuch Z4 (Sägeschnitt im Abstand von 100 mm vom Stützenanschnitt)



Versuch Z5



Versuch Z6

Bild 6-20 Zusammenstellung der Rissbilder im Sägeschnitt

Ein Vergleich des Rissbildes in der Druckzone von Doppelkopfankern (Bild 6-20) mit dem einer Bügelbewehrung (Bild 8.18) zeigt, dass Doppelkopfanker in der Druckzone eine weitaus geringere Horizontalrissbildung zeigen. Dies ist sowohl auf die erhöhte Verankerungsqualität als auch auf das Umfassen der Biegedruckbewehrung zurückzuführen. Im Vergleich hierzu zeigen die Bilder 6-18 (a), (b) und (e) (ohne und mit Um-

fassung der Biegedruckbewehrung) eine vergleichbare Horizontalrissbildung, was den Einfluss der Verankerungsqualität bestätigt.

6.5 Serie V und Versuch GP1

Für die Versuche V1 bis V4 mit Doppelkopfankern als Durchstanzbewehrung sowie für den Versuch GP1 wird an dieser Stelle auf eine Darstellung der Messergebnisse verzichtet, da die Versuche V1 bis V3 im Abschnitt 8.2, der Versuch V4 im Abschnitt 8.6 und der Versuch GP1 im Abschnitt 7.3 eingehend analysiert werden.

Das Versagen der Versuche V1 und V2 war aufgrund der Versuchsanordnung durch ein Ankerversagen gekennzeichnet. Der Versuch V3 versagte auf dem Niveau der maximalen Durchstanzkapazität nach Zulassung [21] durch ein Betonversagen am Stützenanschnitt. Im Versuch V4 lag ebenfalls ein Ankerversagen vor und der Versuch GP1 zeigte ein Durchstanzen außerhalb des Geilinger-Stahlpilzes. Die jeweiligen Versagenslasten sind Tabelle 6-15 zu entnehmen. Der Eigengewichtsunterschied des Versuches V3 zu den Versuchen V1 und V2 liegt in den zusätzlichen Traversen begründet, die erforderlich wurden, um von 12 auf 8 Abspannungen umzurüsten.

Tabelle 6-15 Zusammenstellung der Bruchlasten

Versuch	V1	V2	V3	V4	GP1
Parameter					
statische Nutzhöhe d [mm]	250	250	250	350	219
Längsbewehrungsgrad ρ_l [%]	0,80	0,80	0,80	0,50	1,16
Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube,200}$ [MPa]	33,8	41,5	28,9	30,4	26,1
Stützendurchmesser l_c [mm] / Pilzlänge	200	200	200	200	700
a_1 / h_m	0,35	0,45	0,35	0,375	-
a_2 / h_m	1,15	1,25	1,15	1,125	-
Belastung					
Eigengewicht G [kN]	41	41	75	80	57
max. Belastung V [kN]	1209	1383	1107	1599	1303
Bruchlast V_u= G+V [kN]	**1250**	**1424**	**1182**	**1679**	**1360**

7 Analysen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

7.1 Allgemeines

Ein vertieftes Verständnis des Durchstanzens mit Durchstanzbewehrung ist nach Auffassung des Autors nicht möglich ohne eingehende Untersuchungen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung, da insbesondere das Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung als ein Querkraftversagen ohne Durchstanzbewehrung zu betrachten ist. Zudem wird die Notwendigkeit und Effizienz der Durchstanzbewehrung von der Höhe des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung bestimmt.

Nachfolgend wird am Beispiel des eigenen Versuches P1 die Charakteristik des Durchstanzens ohne Durchstanzbewehrung beschrieben und mittels Versuchsnachrechnungen mit den Programmen MASA und LIMFES analysiert. Zur Erläuterung der Einflussgrößen, die im eigenen Versuch nicht abgebildet wurden, werden Versuchsergebnisse aus der Literatur hinzugezogen. Abschließend wird ein wirklichkeitsnaher Berechnungsansatz für DIN 1045-1 hergeleitet.

7.2 Eigener Versuch P1

7.2.1 Verformungsverhalten

Zur numerischen Simulation mit MASA und LIMFES wurden die Symmetrieeigenschaften des Versuchsaufbaus genutzt und ¼ des Versuchskörpers diskretisiert (Bild 7-1). Die Maschenweite des Elementnetzes betrug im Mittel 5,0 cm. In allen Berechnungen wurden die im Versuch gemessenen Materialkennwerte verwendet (Tabellen 6-6 und 6-7). Nur die Bruchenergie wurde nach Model Code 90 ermittelt, da hierzu keine Messwerte vorlagen. Es wurden sowohl verformungsgesteuerte als auch lastgesteuerte Berechnungen ausgeführt. Bei verformungsgesteuerten Berechnung waren die Modelle im Bereich der Abspannungen in vertikaler Richtung fest gelagert und die Auflager der Stütze wurden vertikal verschoben. Dagegen war bei einer lastgesteuerten Berechnung die Stütze in vertikaler Richtung fest gelagert und die Belastung wurde über Einzellasten im Bereich der Abspannungen in das Modell eingetragen.

Die Versuchsnachrechnungen beider Programme lieferten gute Übereinstimmungen mit den experimentellen Durchstanzlasten (Bild 7-2: $V_{MASA} / V_{Test} = 1{,}02$ und $V_{LIMFES} / V_{Test} = 1{,}08$). Vernachlässigt man die bleibenden Verformungen der Erstbelastung in der Last-Verschiebungskurve, so wird in der Versuchsnachrechnung mit MASA auch die Bruchverformung nahezu exakt abgebildet. Allerdings weist die Berechnung mit MASA im Gebrauchslastbereich ein deutlich zu steifes Verformungsverhalten auf, während LIMFES im Gebrauchslastbereich eine befriedigende Abbildung des Verformungsverhaltes liefert. Für den Bruchlastbereich stellt sich in der

LIMFES-Berechnung eine deutlich zu geringe Durchbiegung ein. Nach Auffassung des Autors ist der Unterschied der Berechnungsergebnisse auf die Erfassung der Rissbildung zurückzuführen. MASA lokalisiert auf Grundlage des Micro-Plane-Materialmodells sowie einer optimierten Rissbandmethode die Biege- und Schrägrisse wesentlich ausgeprägter als LIMFES, so dass die Mitwirkung des Betons auf Zug und die Einschnürung der Betondruckzone im Bruchzustand mit MASA wirklichkeitsnäher erfasst wird. Das zu steife Verformungsverhalten im Gebrauchslastbereich von MASA ist somit auf eine zu spät einsetzende Risslokalisierung zurückzuführen. Da weitere Vergleiche (Betonstauchungen, Betonstahldehnungen) zwischen Versuch und Berechnungen eine Gute Übereinstimmung ergaben, die bereits in [55, 193, 198] veröffentlicht wurden, wird an dieser Stelle hierauf verwiesen.

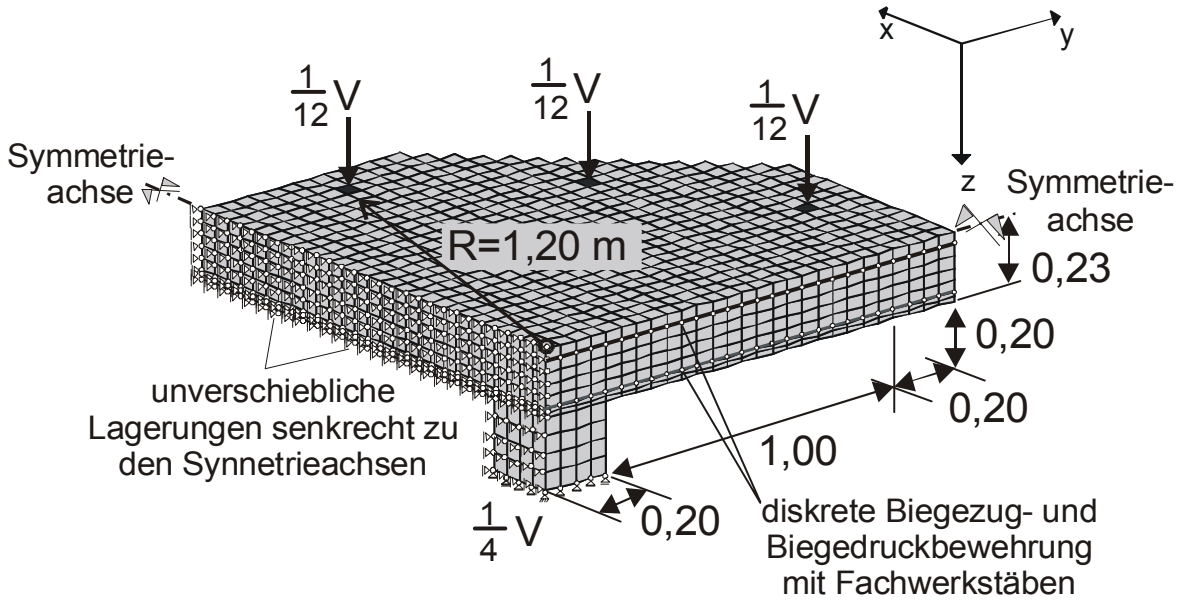


Bild 7-1 Finite-Element-Modell und zugehörige Materialkennwerte: (Beton: f_c = 21,0 MPa, f_{ct} = 1,7 MPa, E_c = 21,7 GPa, $G_f \approx$ 0,1 N/mm; Betonstahl: f_y = 572 MPa, Es = 218,5 GPa)

Die photogrammetrische Vermessung der Plattenverformung verdeutlicht, dass die Plattenverkrümmung nahezu rotationssymmetrisch verlief. Bis zum Durchstanzen war die Verkrümmung auf einen Bereich von etwa 1,0 *d* um die Stütze begrenzt, während außerhalb dieses Bereiches keine signifikanten Verkrümmungen festzustellen waren (Bild 7-3). Diese Messwerte bestätigen die Modellbildung nach *KINNUNEN* und *NYLANDER*, die außerhalb eines Abstandes von 1,5 *d* vom Stützenanschnitt von starren Plattensegmenten ausgehen (vgl. Abschnitt 2.3.2).

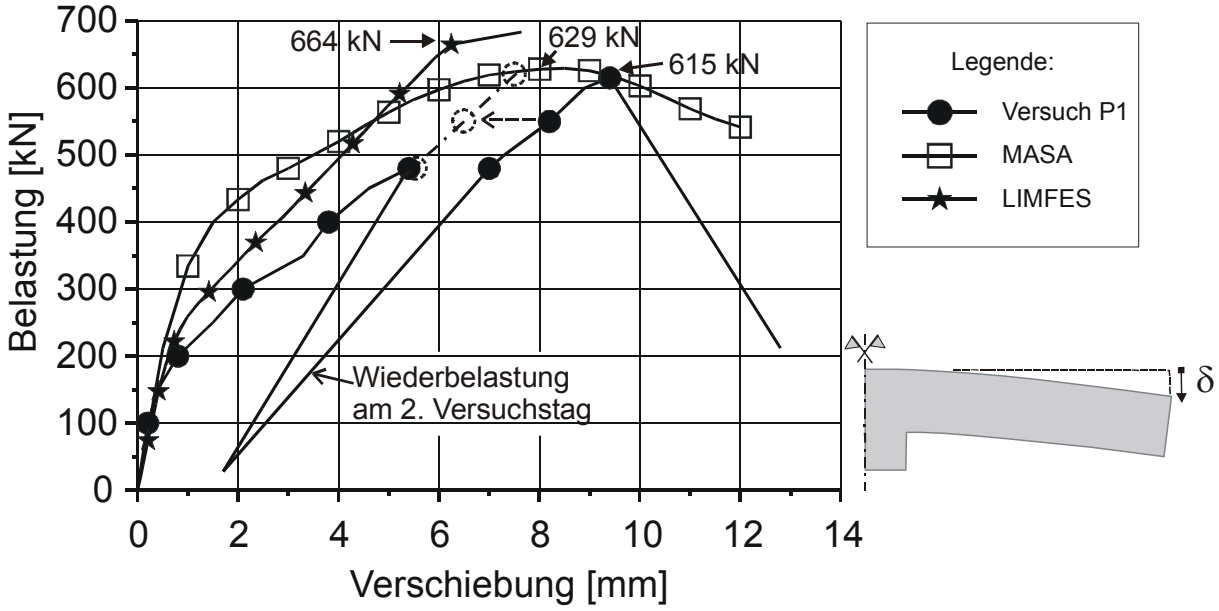


Bild 7-2 Last-Verschiebungskurve des Versuches P1 im Vergleich zu den numerischen Simulationen mit MASA und LIMFES

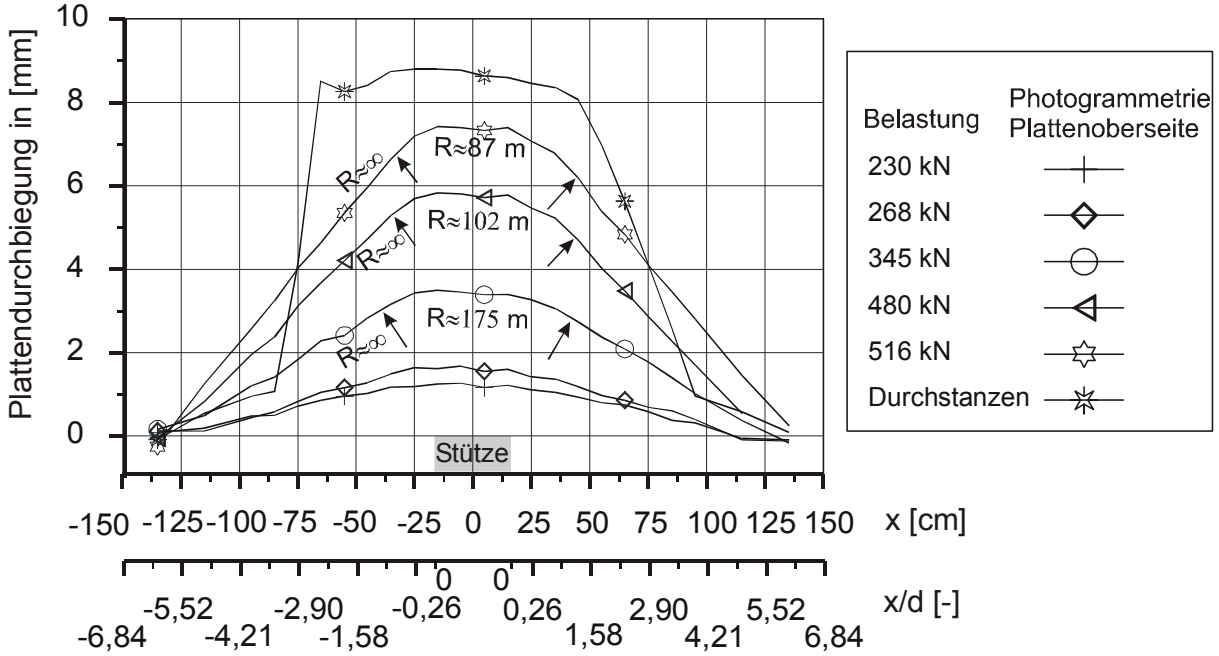
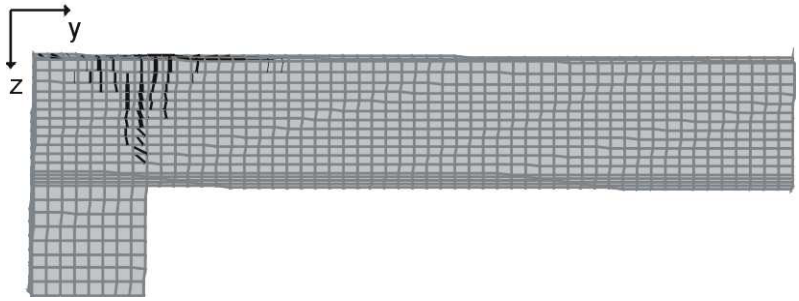


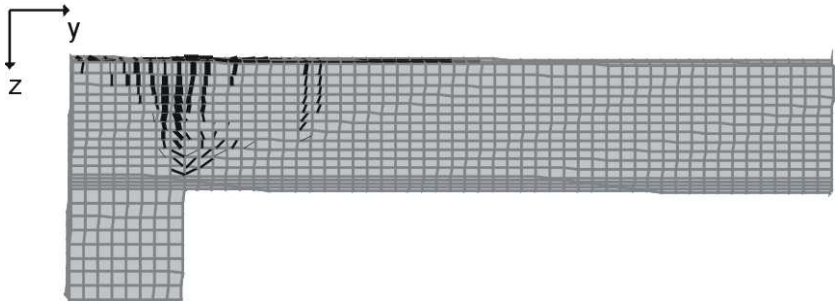
Bild 7-3 Versuch P1: Verlauf der vertikalen Verformungen in Plattenmitte

7.2.2 Entwicklung des Durchstanzkegels

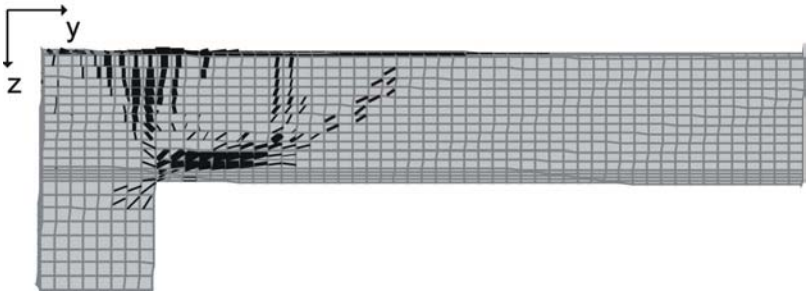
In der Literatur wurde bisher meist davon ausgegangen, dass sich der Stanzkegel aus Biegerissen entwickelt und mit steigender Belastung die Druckzone einschnürt, was schließlich zum Durchstanzen führt [47, 173]. Entgegen dieser Einschätzung entwickelte sich in Simulationen mit MASA und LIMFES der Durchstanzriss gleichzeitig oberhalb der Druckzone und aus der Zugzone heraus (Bild 7-4).



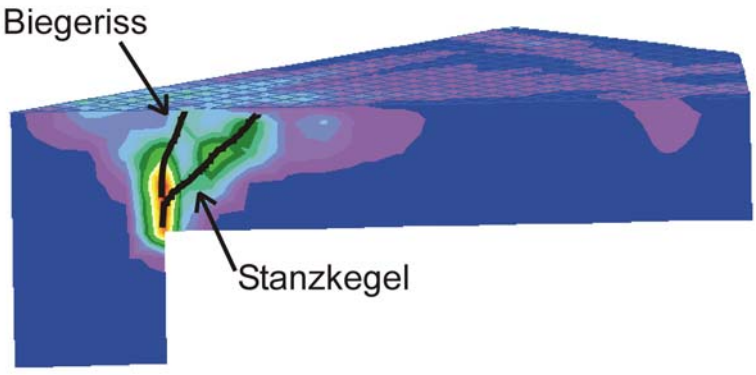
a) LIMFES: Rissbildung bei 387 kN (63 % der Bruchlast)



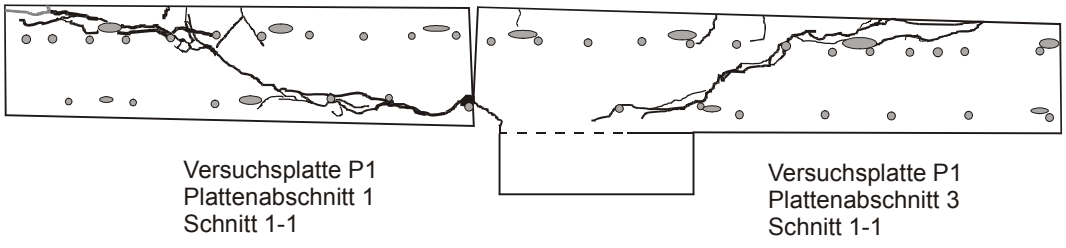
b) LIMFS: Rissbildung bei 572 kN (93 % der Bruchlast)



c) LIMFES: Rissbildung bei 664 kN (108 % der Bruchlast)



d) MASA: Verlauf der Hauptzugdehnungen bei 629 kN (102 % der Bruchlast)



e) Durchstanzrisse des Versuchskörpers P1

Bild 7-4 LIMFES/ MASA: Entwicklung des Stanzkegels

Diese Berechnungen bestätigen daher die Überlegungen von *FUCHSSTEINER* und *OLSEN* [98], wonach der Stanzkegel durch den Verlauf der Hauptzugspannungen innerhalb der Platte gesteuert wird. Allerdings gingen *FUCHSSTEINER* und *OLSEN* von einer 45° Schrägrissbildung aus, was sich aufgrund der dreidimensionalen Spannungszustände im Bereich der Stütze nicht bestätigte.

Zu Bild 7-4(d) sei angemerkt, dass *OZBOLT*, *VOCKE* und *ELIGEHAUSEN* ebenfalls die Platte P1 mit MASA untersuchten und einen flacher geneigten und stärker lokalisierten Stanzkegel simulierten [198]. Grund hierfür ist eine optimierte Recheneinstellung zur Abbildung des Durchstanzens ohne Durchstanzbewehrung. In den eigenen Berechnungen wurde besonderer Wert auf ein konsistentes Betonmodell für das Durchstanzens mit und ohne Durchstanzbewehrung gelegt. Eigene Vergleichsrechnungen zeigten, dass eine optimierte Einstellung für das Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung zu geringe Traglasten beim Versagen mit Durchstanzbewehrung verursacht und umgekehrt, so dass einseitig optimierte Recheneinstellungen in der vorliegenden Arbeit vermieden wurden. Zur Erläuterung sei angemerkt, dass die Abbildung der Bügelverankerung eine gewisse Robustheit des Beton-Schädigungsparameters im Microplane-Modell erforderte, was sich geringfügig negativ auf das Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung auswirkte.

7.2.3 Zur Versagensursache

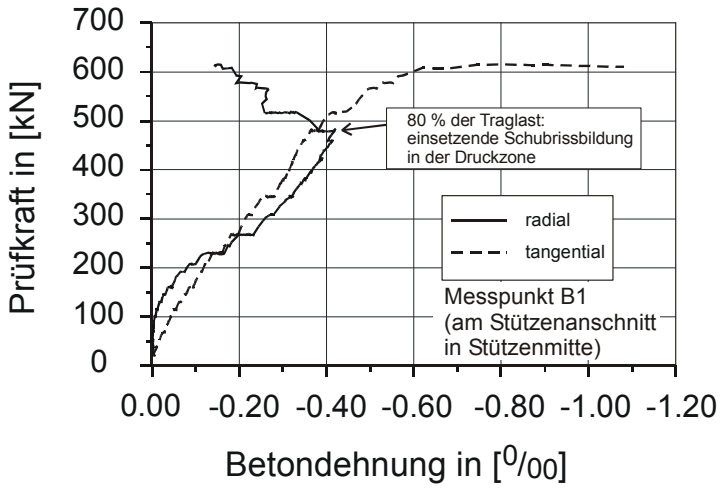
Nach den Dehnungsanalysen in den Versuchsnachrechnungen reduziert sich mit einsetzender Schubrissbildung oberhalb der Druckzone das Risswachstum des einschnürend wirkenden Biegerisses. Ursache hierfür ist die mit der Schubrissbildung abnehmende radiale Momentenbeanspruchung, so dass die radiale Druckzone infolge der Entlastung erhöhte Querkraftbeanspruchungen aufnehmen kann. Die Möglichkeit einer erhöhten Momententragwirkung in tangentialer Richtung verhindert daher ein vorzeitiges Versagen der Druckzone am Stützenanschnitt. Allerdings reduziert die einsetzende Schubrissbildung den mehraxialen Spannungszustand in der Druckzone (Bild 7-5b), der unterhalb des Schubrisses in einen weitgehend zweidimensionalen Spannungszustand übergeht (Bild 7-5c). Außerdem führt die Schubrissbildung zu einer verminderten Schubsteifigkeit des Betons und zu erhöhten Schubverzerrungen im Bereich des Stützenanschnittes. Diese sind wiederum Ursache für die experimentell festgestellte Abnahme der radialen Betonstauchungen auf der Plattenunterseite am Stützenanschnitt (Bild 7-5a).

Ein Durchstanzversagen tritt ein, wenn die aus der Querkraft- und Biegebeanspruchung resultierenden Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit in der Druckzone überschreiten (Spalten der Betondruckzone infolge Querzug, vgl. horizontale Rissbildung am Stützenanschnitt in Bild 7-4(c) und Verformung sowie Beanspruchung der Lasteinleitungszone am Stützenanschnitt in Bild 7-5). Diese Beobachtungen entsprechen weitgehend dem Durchstanzmodell von *HALLGREN* [122] für hoch – und normalfeste Betone. Für die nachfolgenden Betrachtungen bleibt daher festzuhalten:

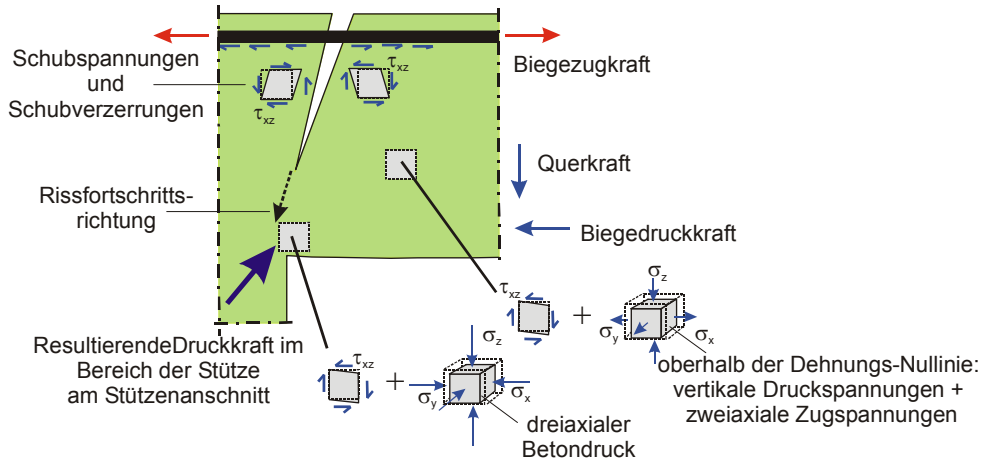
(a) Der Durchstanzriss entsteht im Innern der Platte bei Überschreitung der Beton-Zugfestigkeit und entwickelt sich stetig sowohl in Richtung der Betondruck- als auch in Richtung der Betonzugzone. Die Rissneigung wird hierbei wesentlich durch den Verlauf der Hauptzugspannungstrajektorien geprägt.

(b) Infolge des stetigen Risswachstums ist nach *BAZANT* [52] im Durchstanzbereich ein Maßstabseffekt der Plattendicke wirksam.

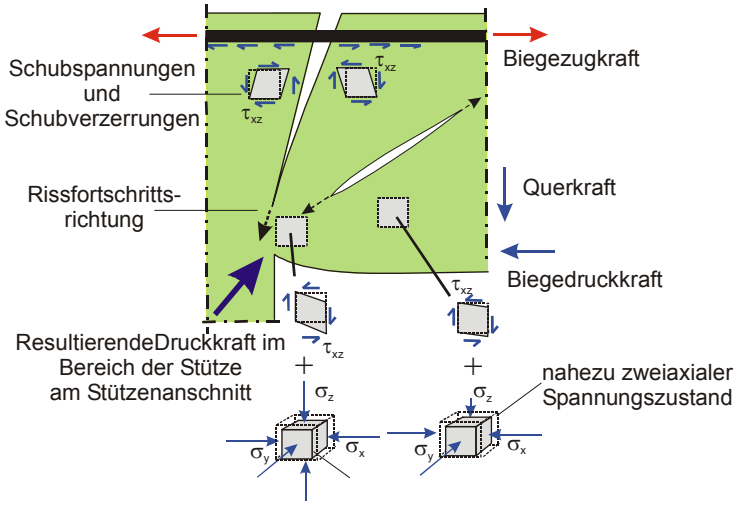
(c) Traglaststeigerungen infolge einer Durchstanzbewehrung sind jeweils möglich, wenn (1) die Betondruckzone im Bereich des Stützenanschnittes stabilisiert wird (Umschnürung, Verstärkung), (2) Einschnürungen der Biegedruckzone durch Biege- oder Schubrisse reduziert werden (Erzeugung eines fein verteilten Rissbildes) sowie (3) eine Reduktion der Schubverzerrungen in der Betondruckzone durch „Hochhängen“ der Querkräfte (Ausbildung einer Fachwerk- oder Sprengwerktragwirkung) erreicht wird.



(a) Versuche P1: Verlauf Betonstauchungen am Stützenanschnitt bis zum Bruch



(b) Prinzipielle Spannungs- und Verzerrungszustände vor einer Schubrissbildung



(c) Prinzipielle Spannungs- und Verzerrungszustände nach einer Schubrissbildung

Bild 7-5 Zur Entwicklung des Stanzkegels

7.2.4 Schnittgrößenverteilung

Zum besseren Verständnis des Gesamttragverhaltens von Versuchskörpers P1 werden nachfolgend ausgewählte Betonspannungsverteilungen im rechnerischen Bruchzustand dargestellt und unter Berücksichtigung der Betonstahlbewehrung zu Schnittkraftverläufen integriert.

In Bild 7-6 sind die Verläufe der Betonschubspannungen im rechnerischen Bruchzustand für die Simulationen mit LIMFES und MASA dargestellt. Grundsätzlich ermittelten die Programme qualitativ vergleichbare Beton-Schubspannungsverteilungen. Allerdings sind die Werte der Beton-Schubspannungen τ_{xz} in der MASA Berechnung deutlich höher als bei LIMFES. Ursache hierfür ist, dass LIMFES einen größeren Teil der Querkraft im Bereich der Stützenecken abträgt als MASA. Eine Schubspannungsintegration ergab, dass MASA über die Stützenecken eine 12 % höhere Querkraft abträgt als im Bereich der Stützenmitte, während sich bei LIMFES eine um 48 % erhöhte Querkraft im Bereich der Stützenecken einstellte. Im Versuch ergab sich im Bereich der Plattendiagonalen eine erhöhte Querkraft von etwa 27 %, welche zwischen den beiden Rechenwerten liegt.

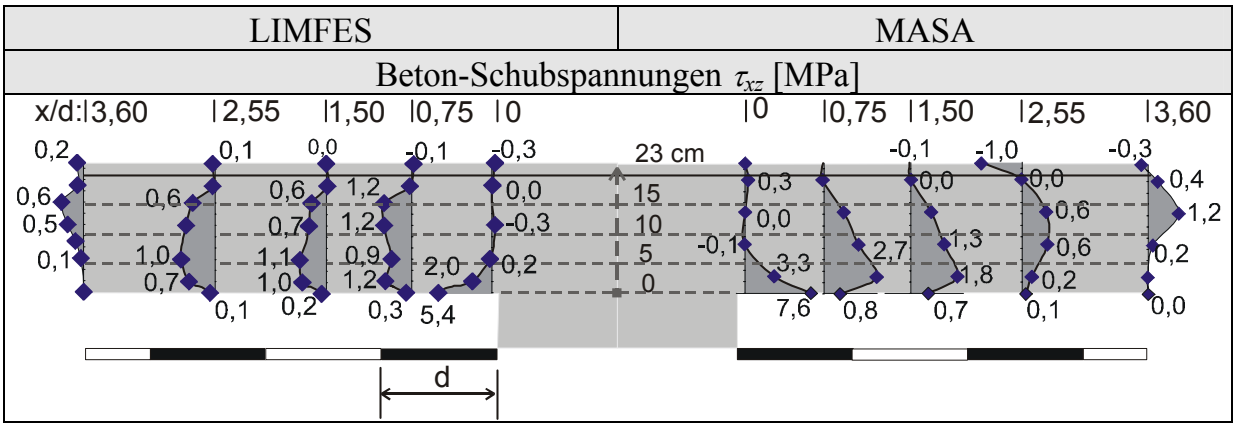


Bild 7-6 LIMFES/ MASA: Beton-Schubspannungsverteilungen τ_{xz} in Plattenmitte entlang einer Hauptachse für V_{MASA} = 629 kN und V_{LIMFES} = 646 kN

Da sich mit LIMFES ein zu steifes Verformungsverhalten im Bruchzustand ergab, werden die Biegedehnungen ausschließlich für die MASA-Berechnung dargestellt und ausgewertet. Die radialen Betondehnungen und –spannungen (Bild 7-7a) in Verbindung mit der Schubspannungsverteilung nach Bild 7-6 verdeutlichen, dass die Querkraft im Bruchzustand ausschließlich über die etwa 7 cm hohe Beton-Druckzone (≈ 0,04 d) in die Stütze eingeleitet wird. Mit zunehmenden Abstand zur Stütze nimmt die radiale Druckzonenhöhe schnell zu und erstreckt sich im Abstand von 1,5 d vom Stützenanschnitt bereits über die gesamte statische Nutzhöhe. In tangentialer Richtung ist die Druckzonenhöhe nahezu konstant entlang des gesamten Plattenradius (Bild

7-7), was die Einschätzungen zur tangentialen Querkraftumlagerung entsprechend der Systemanalyse nach Abschnitt 4 bestätigt. Die relativ hohen tangentialen Betonstauchungen über den gesamten Plattenquerschnitt belegen, dass neben den radialen Beanspruchungen auch große tangentiale Momente im gesamten Plattenquerschnitt entstehen.

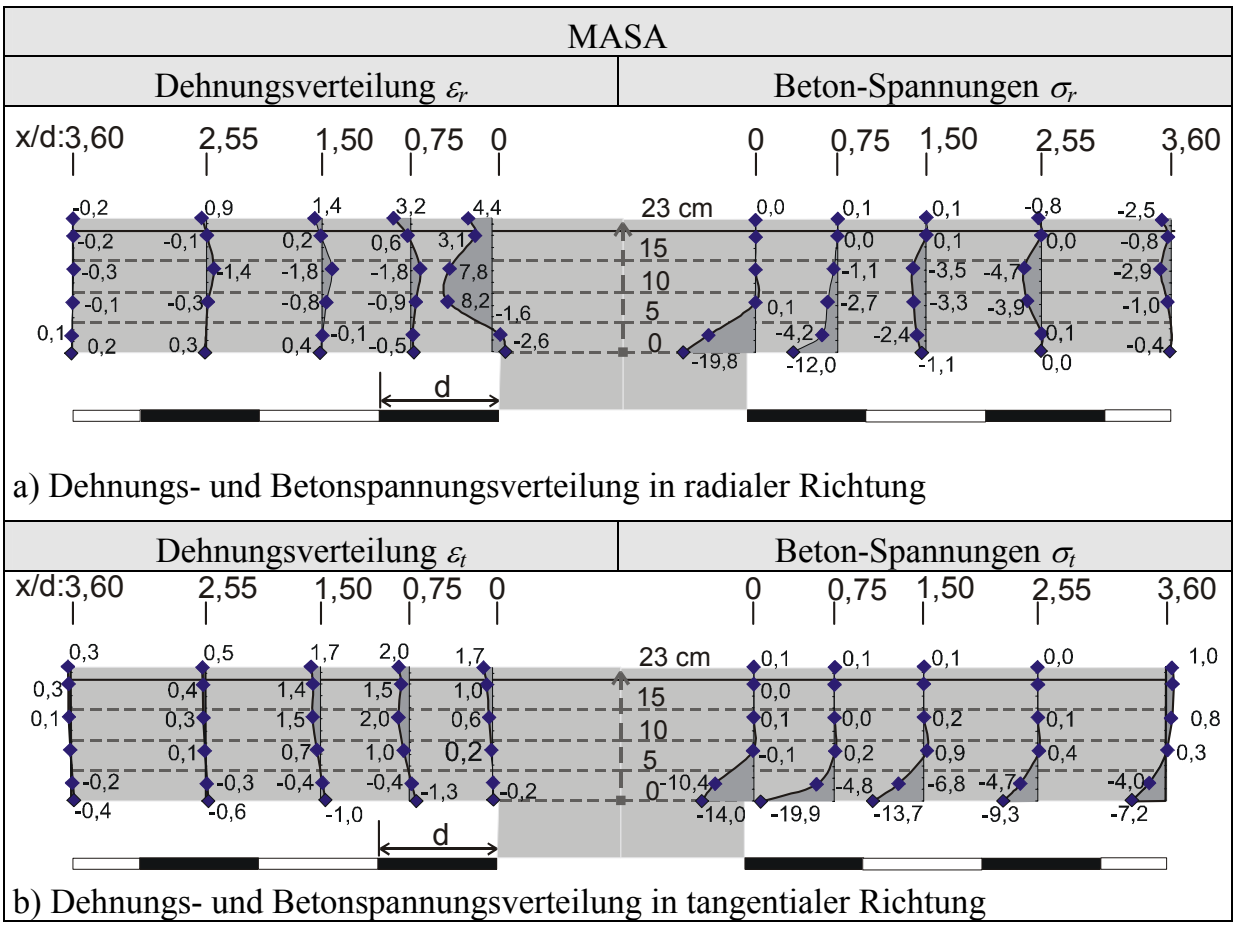


Bild 7-7 MASA: Dehnungs- und Betonspannungsverteilungen in radialer und tangentialer Richtung in Plattenmitte entlang einer Hauptachse bei Maximallast (629 kN)

Zur Einordnung dieser Bauteilbeanspruchung wurden die Beton- und Betonstahlspannungen über die Querschnittshöhe integriert und mit den Schnittkraftverläufen einer Kreisplatte und einer lochrandgestützten Kreisringplatte verglichen. Zudem wurden die Schnittkräfte auf Grundlage der gemessenen Betonranddehnungen, Dehnungen der Druck- und Zugbewehrung im Versuch unter Anwendung von üblichen Spannungs-Dehnungslinien (Beton unter zweiaxialer Beanspruchung, Betonstahl: bi-lineare Materialkennlinie) nach Eurocode 2, Teil 1 in unterschiedlichen Laststufen ermittelt. Die Auswertungen der MASA-Berechnungen im Bruchzustand ergaben entlang der Hauptachse eine um etwa 20 % geringere Querkraft als nach der Plattentheorie (Bild 7-8). Da die Höhe der Unterschreitung nicht alleine mit dem unterschiedlichen Querkraftabtrag zwischen den Platten-Hauptachsen und den Plattendiagonalen erklärt wer-

den kann, ist davon auszugehen, dass ein Teil der Querkraft über eine direkte Druckstreben in die Stütze eingeleitet wurde (Querkraftabtrag ohne signifikante Schubverzerrungen bzw. Schubspannungen). Dies wird durch den Verlauf und Größe der integrierten Radial- und Tangentialmomente bestätigt, die insgesamt geringere Werte als nach der Plattentheorie aufweisen. Allein am Stützenanschnitt bzw. in Stützenmitte werden in radialer Richtung die theoretischen Biegemomente erreicht. Es sei angemerkt, dass die Abweichungen der Radialmomente auch auf die Rissbildung in der Messachse zurückzuführen sind. Im vorliegenden Fall trat der maßgebende Biegeriss im Bereich der Stützenmitte auf. Insgesamt ist aber ein gute Übereinstimmung zwischen den aus Messwerten ermittelten Schnittkraftverläufen, den mit MASA berechneten, sowie mit den Werten nach der Plattentheorie festzustellen.

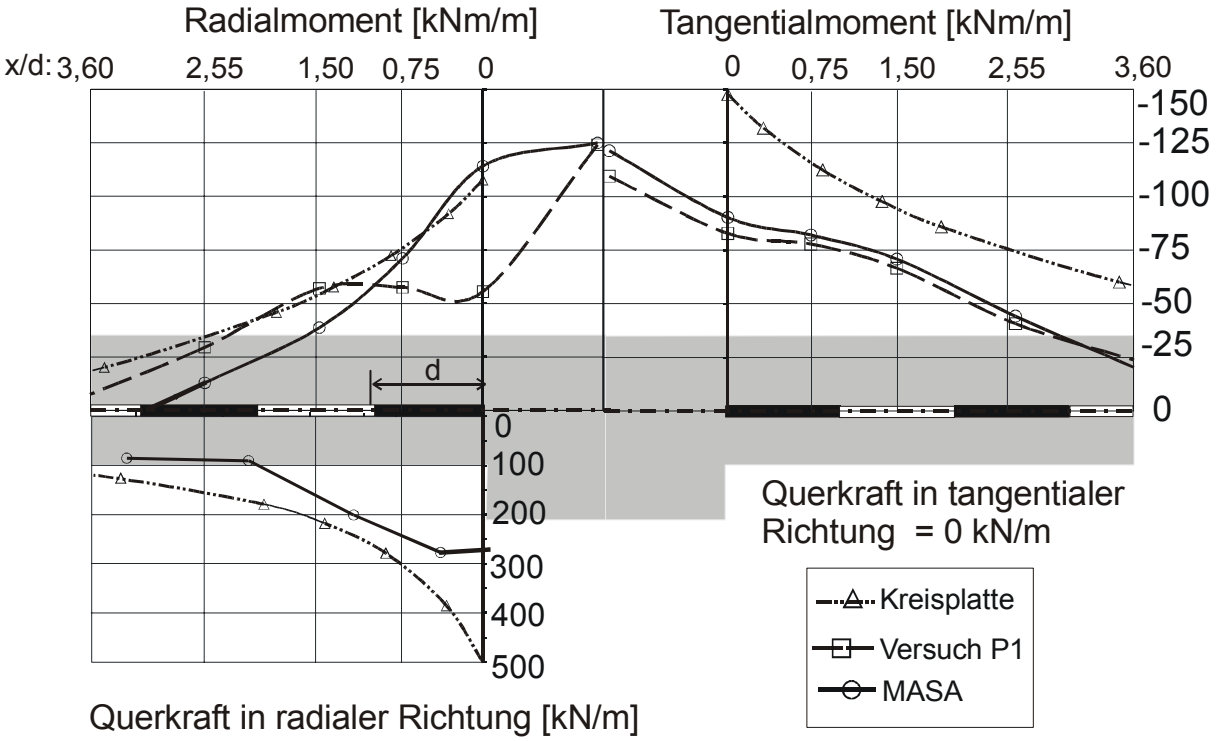
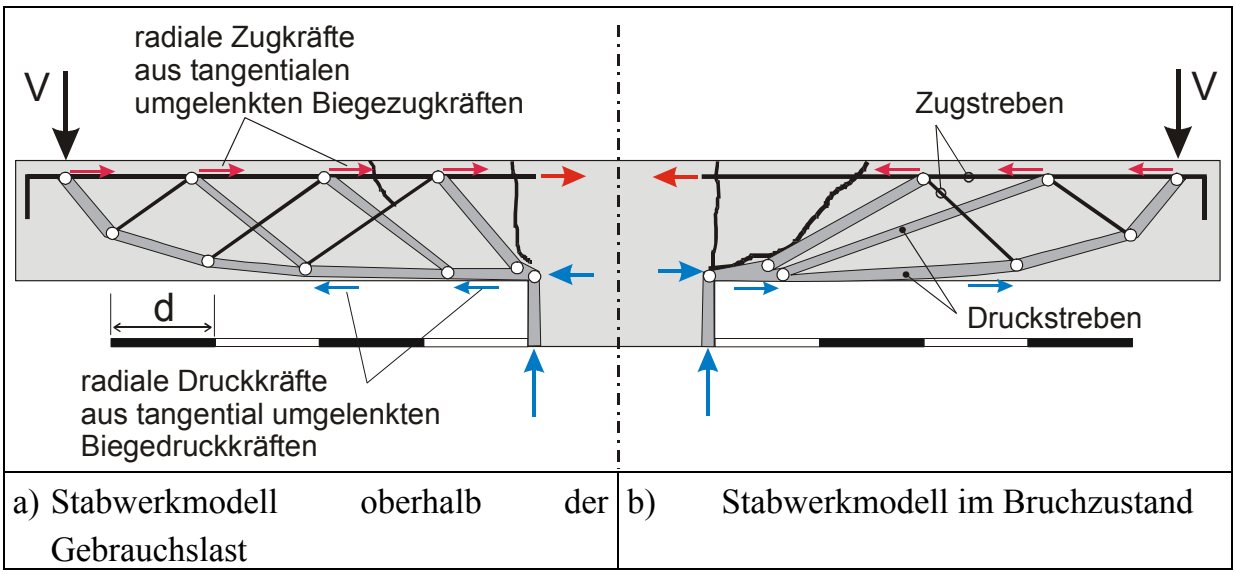


Bild 7-8 Schnittkraftverteilung in Plattenmitte entlang einer Hauptachse im Bruchzustand

Demnach lässt sich die Schnittkraftverteilung des Versuchskörpers P1 in guter Näherung mit der linearen Plattentheorie beschreiben, während die Plastizitätstheorie nach *BRÄNDLI* [63] (siehe Abschnitt 2) für die Untersuchungsparameter des Versuchskörpers P1 nur bereichsweise zutreffend ist.

Es bleibt festzustellen, dass gegenüber der elastischen oder plastischen Plattentheorie die Modelle nach *ANDRÄ* [47] oder *MUTTONI* [187] (Bild 7-9) das Tragverhalten ohne Durchstanzbewehrung wesentlich zutreffender beschreiben.



a) Stabwerkmodell oberhalb der Gebrauchslast

b) Stabwerkmodell im Bruchzustand

Bild 7-9 Stabwerkmodelle zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung in Anlehnung an die theoretischen Durchstanzmodelle nach *ANDRÄ* [47] und *MUTTONI* [187]

7.3 Zum Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung

Das Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung wurde in Deutschland in den letzten fünf Jahren intensiv diskutiert [50, 88]. Strittig war stets, bis zu welchem Abstand vom Stützenanschnitt ein Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung auftreten kann und inwieweit die empirische Regelung der Zulassungen für Dübelleisten [19] und Doppelkopfanker [z.B. 21] (vgl. Abschnitt 2, Bild 2-24) aussagefähig für baupraktische Deckensysteme ist, da die Regelung ausschließlich an Versuchen in Form von Deckenausschnitten kalibriert wurde [88]. Weiterhin war zu überprüfen inwieweit die Durchstanzlasten von den Stützenabmessungen beeinflusst werden, denn nach Versuchen von *VANDERBILT* [241] vermindert sich auch bei Vergrößerung des Stützenumfanges die aufnehmbare Schubspannung.

Anhand der Stabwerkmodelle nach Bild 7-9 wird deutlich, dass die Versuchskörperbeanspruchung am Plattenrand auf einer Länge von der zwei- bis dreifachen statischen Nutzhöhe infolge der äußeren Lasteinleitung beeinflusst wird. Außerhalb dieses Störbereiches kann bei Versuchskörpern in Form von üblichen Deckenausschnitten von einer bauwerktypischen Beanspruchung ausgegangen werden, da wie im Abschnitt 4 gezeigt, die Gewölbetragwirkung der Flachdecke im Bereich der Momentennullpunkte endet.

7.3.1 Versuche P1-I, P1-II und GP1

Die Versuche P1-I, P1-II und GP1 versagten jeweils außerhalb des verstärkten Durchstanzbereiches mit einem spröden Verformungsverhalten (Bild 7-10). In den Versuchen P1-I, P1-II war die Durchstanzbewehung nach DIN 1045(88) angeordnet, um diese Konstruktionsregeln zu überprüfen. Hierzu wurde die Biege- und Durchstanzbewehrung so ausgelegt, dass die obere Beanspruchungsgrenze nach DIN 1045(88) erreicht werden konnte. Beide Versuche versagten vorzeitig außerhalb der Durchstanzbewehrung und die obere Beanspruchungsgrenze konnte nicht mit der erforderlichen Tragsicherheit von 2,1 erreicht werden (Tabelle 7-1). Daher ist der schubbewehrte Bereich nach DIN 1045(88) mit $l_w = 1{,}2\ d$ eindeutig zu kurz bemessen, wie es auch die Überlegungen von *BRÄNDLI* (Abschnitt 2.3.3) und die eigene Auswertung der Versuchsdatenbank im Abschnitt 2.5.3.1 belegen.

Tabelle 7-1 Ermittlung der Tragsicherheiten nach DIN 1045(88)

Nr.	$f_{c,cube}$	V_u	d	u_i	μ_g	κ_2	τ_{02}	γ_i [1)]
	[MPa]	[kN]	[m]	[m]	[%]	[-]	[MPa]	[-]
P1-I	37,1	1187	0,19	2,01	0,806	0,67	2,46	1,88 < 2,1
P1-II	36,2	1091	0,19	2,01	0,806	0,67	2,44	1,74 < 2,1

[1)] $\gamma_i = \dfrac{V_u}{\kappa_2 \cdot \tau_{02} \cdot u_i \cdot d}$

Im Versuch GP1 wurde das Durchstanztragverhalten außerhalb einer sehr steifen Stahlverstärkung, dem Geilinger-Stahlpilz, untersucht. Ziel des nachfolgenden Vergleiches ist es, den Einfluss der Steifigkeit einer Durchstanzbewehrung (Schubzulagen, Bügel, Geilinger-Stahlpilz) auf die Stanzkegelbildung außerhalb der Schubverstärkung zu untersuchen.

Die Last-Verschiebungskurven der Versuche P1-I und P1-II verlaufen bis etwa 85 % der Traglast (900 kN) nahezu identisch. Oberhalb dieser Belastung wurde die Biegezugbewehrung am Stützenanschnitt über die Streckgrenze hinaus beansprucht, was zu einem deutlichen Verformungszuwachs führte. In diesem Traglastbereich konnte mit Schubzulagen (P1-I) eine 10 % höhere Traglast erreicht werden als mit einer Bügelbewehrung (P1-II).

Der Versuchskörper mit einem Geilinger-Stahlpilz weist etwas geringere Plattenverformungen auf als der Versuch P3-I mit einem vergleichbaren geom. Längsbewehrungsgrad. Infolge der nahezu parallel verlaufenden Last-Verformungskurven kann von einer vergleichbaren Steifigkeit der Versuchskörper ausgegangen werden. Der absolute Verformungsunterschied wird daher auf die unterschiedlichen Versuchsanordnungen (Typen A und B, siehe Abschnitt 6.2.5) zurückgeführt. Der Versuchskörper P3-I

unterscheidet sich vom Versuchskörper GP1 im wesentlichen durch einen größeren schubbewehrten Bereich (P3-I: $2 \cdot l_w + l_c = 1235$ mm; GP1: $B_k = 700$ mm) sowie durch ein Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit. Alle weiteren Geometrie- und Materialparameter sind nahezu identisch (vgl. Tabelle 6-1). Dies verdeutlicht, dass ein Vergleich zwischen Stahlpilzen und Durchstanzbewehrungen aus Stabstahl grundsätzlich zulässig ist.

Eine Gegenüberstellung bezogenen Traglasten der Versuche in Tabelle 7-2 verdeutlicht, dass kein Einfluss der Stützensteifigkeit auf das Versagen im äußeren Rundschnitt erkennbar ist. Die vorhandenen relativen Traglastunterschiede in Spalte 9 sind auf übliche experimentelle Toleranzen zurückzuführen.

Tabelle 7-2 Bezogene Traglasten nach DIN 1045-1

Versuch	f_c	ρ_l	d	B_K	u_a	$V_{Rd,ct}$ (Gleichung 7.1)	V_{Test}	$V_{Test}/V_{Rd,ct}$
	[MPa]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[-]
P1-I	23,9	0,8	0,190	856	5215	776	1151	1,48
P1-II	25,5	0,8	0,190	856	4480*	657	1055	1,61
GP1	22,9	1,16	0,219	700	4864	880	1306	1,49

*: Für eine kreisförmige Anordnung der Durchstanzbewehrung im Plattengrundriss

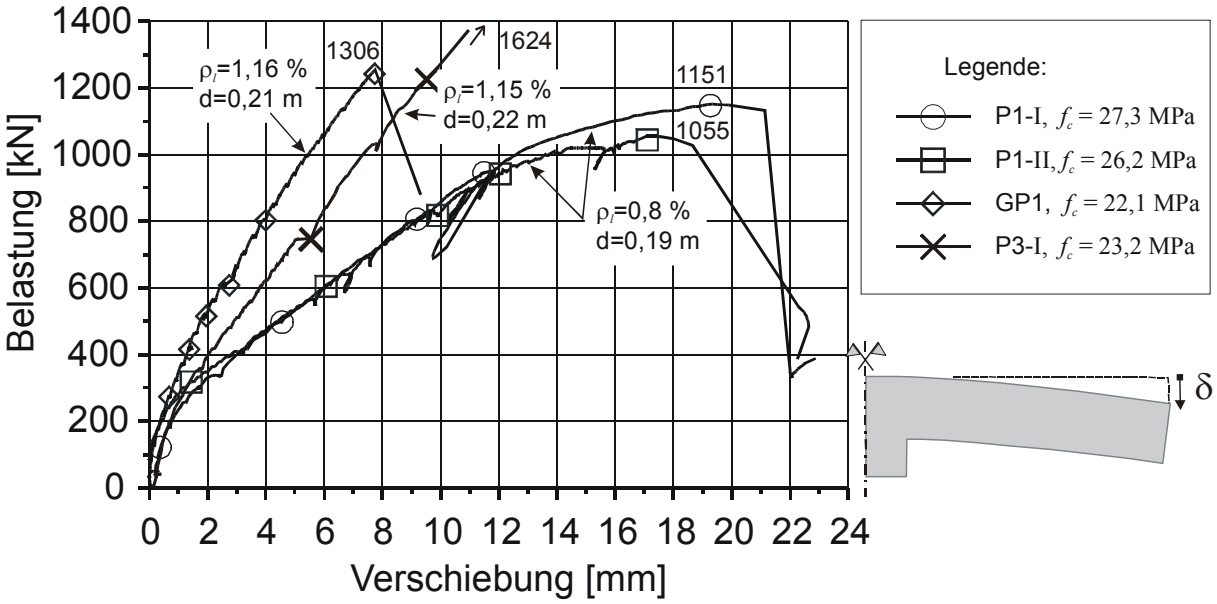
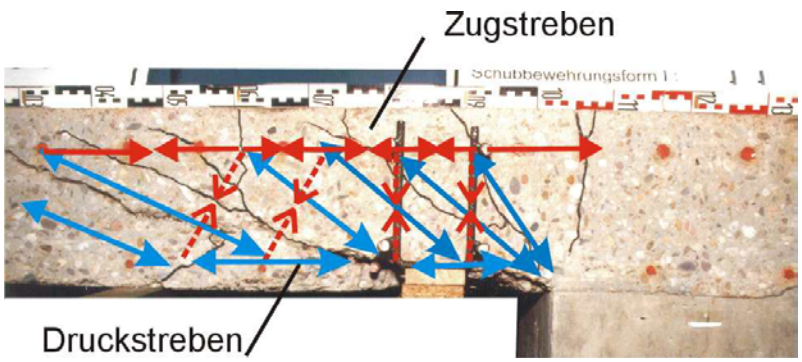


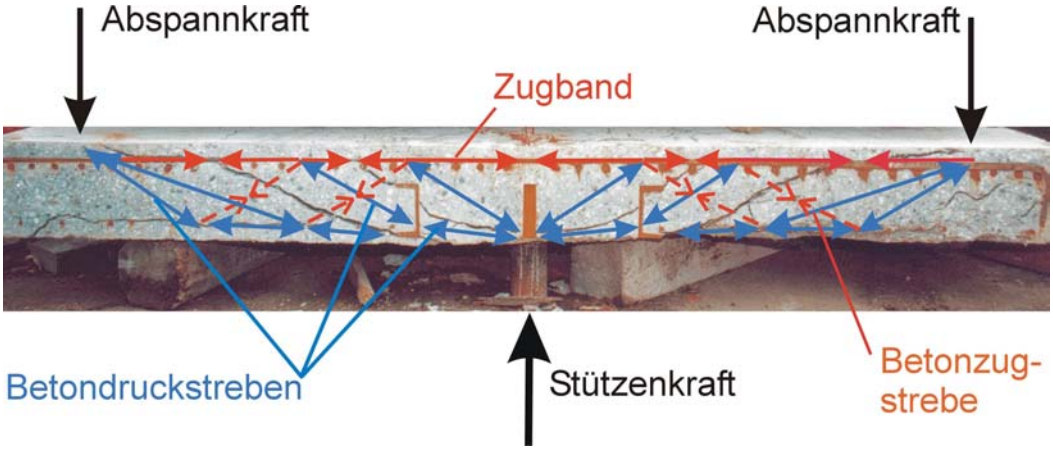
Bild 7-10 Last-Verschiebungskurven der Versuche P1-I, P1-II, GP1 sowie P3-I

Es wird weiterhin deutlich, dass das Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung (Versuche P1-I, P1-II, GP1) ist vergleichbar mit einem Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung (Gleichung 7.1), wenn die Durchstanzbewehrung als eine innere Stützenkopfverbreiterung betrachtet wird. Ein Vergleich des Stabwerkmodell zum

Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung (Bild 7-9) mit den Stabwerkmodellen auf Basis der Rissbildung im Plattenquerschnitt für die Versuche P1-I und GP1 (Bild 7-11) verdeutlicht, dass außerhalb der Durchstanzbewehrung in beiden Fällen vergleichbare Fachwerktragwirkungen entstehen.



a) P1-I: Stabwerkmodell auf Basis der Rissverläufe im Plattenquerschnitt



b) GP1: Stabwerkmodell auf Basis der Rissverläufe im Plattenquerschnitt

Bild 7-11 Stabwerkmodelle der Versuche P1-I und GP1

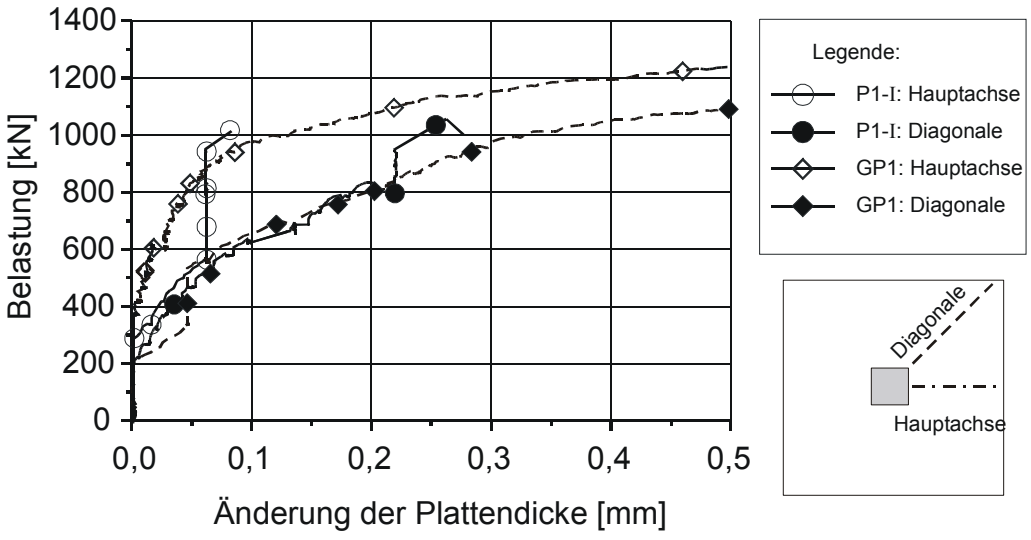


Bild 7-12 P1-I und GP1: Messwerte zur Änderung der Plattendicke

Entsprechend den gemessenen Änderung der Plattendicke in den Versuchen P1-I und GP-1 bildet sich der Stanzkegel erst im Bereich Stützenecken auf der Plattendiagonale aus und dehnt sich dann auf die Bereiche zwischen den Stützenecken stetig aus (Bild 7-12). Auch im Versuch P1-II trat der Stanzriss erst im Bereich der Plattendiagonale auf, da dieser Bereich im Vergleich zu Hauptachse unterbewehrt war und dehnte sich dann auf die Bereiche der Hauptachsen aus. Insgesamt kann somit von einem stetigen Risswachstum des Stanzkegels in Umfangsrichtung ausgegangen werden.

Hieraus ergeben sich folgende Konsequenzen:

- Das stetige Risswachstum in Umfangsrichtung lässt einen Maßstabeffekt des Stanzkegelumfangs erwarten.
- Der Stanzkegel entsteht im Bereich der höchsten Plattenbeanspruchung, daher ist es sinnvoll die einwirkende Plattenbeanspruchung nach einem Sektormodel zu ermitteln bzw. für die maximale Querkraftbeanspruchung zu bemessen.
- Wird eine Durchstanzbewehrung angeordnet, so wird der entstehende Stankegel vernadelt und der Rissfortschritt verzögert oder auf andere Plattenbereiche verlagert.
- Es ist zu prüfen, ob die Durchstanzbewehrung außerhalb der primären Lasteinleitungszone im Abstand von 1,5 d vom Stützenanschnitt als eine Mindestschubbewehrung auszulegen ist, um die Ausbildung des Stanzkegels in Umfangsrichtung soweit zu verzögern, dass der primäre Lasteinleitungsbereich für die Bemessung maßgebend wird.

7.3.2 Vorschlag für DIN 1045-1 zur Durchstanzbemessung außerhalb der Durchstanzbewehrung

7.3.2.1 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung und der Querkraftwiderstand nach DIN 1045-1 wurde z.B. von *STALLER* [233] in Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_{ck}, des geometrischen Längsbewehrungsgrades ρ_l, der statischen Nutzhöhe d, der zentrisch wirkenden Druckspannung σ_{cd} sowie in Abhängigkeit der Stützengeometrie festgelegt (Gleichungen 7.1 und 7.2). Die Wirkung der Vorspannung wird in den nachfolgenden Betrachtungen vernachlässigt.

Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1:

$$v_{Rd,ct} = \left[0{,}14 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0{,}12 \cdot \underbrace{\sigma_{cd}}_{\text{Druckspannungen} < 0} \right] \cdot d \quad \text{[MN / m]} \qquad (7.1)$$

Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten ohne Schubbewehrung:

$$v_{Rd,ct} = \left[0{,}10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0{,}12 \cdot \underbrace{\sigma_{cd}}_{\text{Druckspannungen} < 0} \right] \cdot d \quad \text{[MN / m]} \qquad (7.2)$$

mit:

Maßstabseffekt der Plattendicke: $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$

geometrischer Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq \min \begin{cases} 0{,}4 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\ 0{,}02 \end{cases}$

Für die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse wurden folgende Varianten untersucht:

(a) Der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit $f_{c,cyl}$ entspricht der charakteristischen Betonfestigkeit f_{ck} nach DIN 1045-1.

(b) Der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit $f_{c,cyl}$ entspricht der mittleren Betonfestigkeit $f_{cm} = f_{ck} + 8$ nach DIN 1045-1

In Tabelle 7-3 sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung von 202 Durchstanzversuchen für zwei Verteilungsfunktionen auf dem Traglastniveau (Bruchlasten) sowie auf dem Bemessungsniveau (Designlasten) gegenübergestellt. Die Ausführung nach Variante (b) führt aufgrund der Mittelwertverschiebung bei nahezu konstanten Variationskoeffizienten (Tabelle 7-3, Spalte 4) zu etwa 8 bis 10 % konservativeren charak-

teristischen Verhältniswerten $V_{u,Test} / V_{u,ct}$ als Variante (a) (Tabelle 7-3, Zeilen 1 und 3). Zudem ergeben sich um weitere 5 % konservativere charakteristische Bemessungswerte, wenn nicht auf dem Niveau der Bemessungslasten sondern auf dem Niveau der Bruchlastniveau ausgewertet wird (Spalte 6, Zeilen 2, 3 sowie 5 und 6). Die nach DIN 1045-1 erforderliche Tragsicherheit konnte mit folgenden Auswertungen nachgewiesen werden:

(a) Auswertung auf dem Bruchlastniveau unter Berücksichtigung der charakteristischen Betonfestigkeit, keine Imperfektionen der Bauausführung ($V_{rt} = 0\%$), Annahme einer Log-Normalverteilung (Tabelle 7-3, Zeile 3)

(b) Auswertung auf dem Bemessungsniveau unter Berücksichtigung der charakteristischen Betonfestigkeit, keine Imperfektionen der Bauausführung sowie unter Annahme einer Normalverteilung

(c) Auswertung auf dem Bemessungsniveau unter Berücksichtigung der charakteristischen Betonfestigkeit, geringe Imperfektikonen der Bauausführung ($V_{rt} = 7\%$) sowie bei Annahme einer Log-Normalverteilung (Tabelle 7-3, Zeilen 5 und 6)

Tabelle 7-3 Statistische Kennwerte und Tragsicherheiten zum Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

Zeile / Spalte	Bruchlasten	Anzahl der Versuche	$\xi_m = V_{Test} / V_{u,ct}$	v	Normalverteilung ξ_k ($k_n = 1{,}645$)	Log-Normalverteilung ξ_k ($k_n = 1{,}645$)
	1	2	3	4	5	6
1	mit: f_{cm}, $V_{rt} = 0\%$	202	1,15	0,145	0,88	0,90
2	mit: f_{ck}, $V_{rt} = 0\%$		1,27	0,147	0,96	**1,00**
3	mit: f_{ck}, $V_{rt} = 7\%$				-	0,96
	Bemessungslasten	Anzahl der Versuche	$\gamma_{c,m} = V_{Test} / V_{Rd,ct}$	v	Normalverteilung γ_c	Log-Normalverteilung γ_c
4	mit: f_{cm}, $V_{rt} = 0\%$	202	1,80	0,141	1,39	1,42
5	mit: f_{ck}, $V_{rt} = 0\%$		2,00	0,155	**1,49 ≈ 1,50**	**1,54**
6	mit: f_{ck}, $V_{rt} = 7\%$				-	**1,50**

Nach eigenen Untersuchungen zum Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten [130] liegt für den Querkraftwiderstand nach Gleichung (7.2) ein vergleichbares Sicherheitsniveau vor wie für den Durchstanzwiderstand nach Gleichung (7.1). Die Begrenzung einzelner Bemessungsparameter, insbesondere die des anrechenbaren Längsbewehrungsgrades ρ_l, sind notwendige Sicherheitselemente, um bei geringen Bautoleranzen eine Bemessung ohne Sicherheitsdefizite zu ermöglichen. Die graphische Darstellung der Tragsicherheit auf dem Bemessungsniveau für alle 202 Versuche (Bild 7-13) zeigt,

dass insbesondere im Bereich kleiner statischen Nutzhöhen ($d \leq 12$ cm) eine erhöhte Sorgfalt bei der Bauausführung geboten ist !

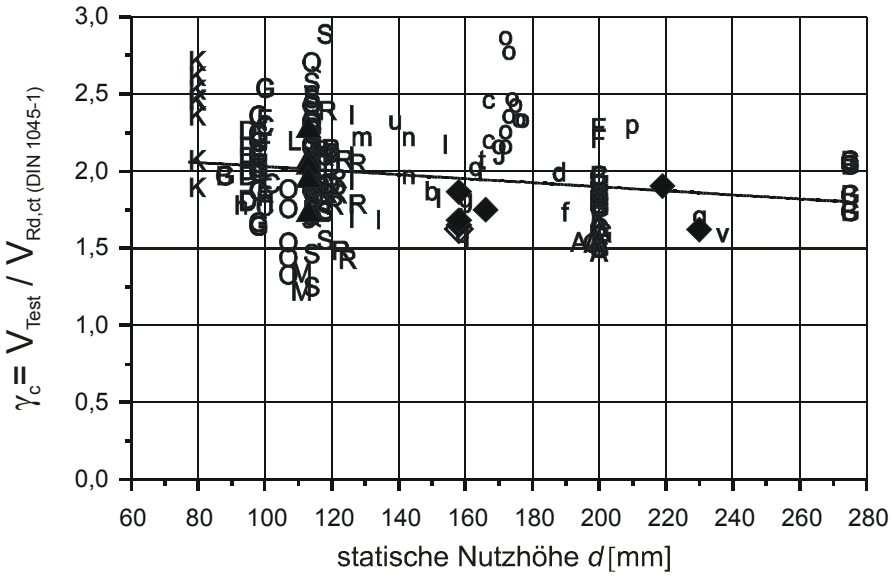


Bild 7-13 DIN 1045-1: Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe für 202 Versuche (Legende siehe Bild 7-24)

Zur abschließenden Überprüfung der empirischen Bemessungsgleichung (7.1) wurden 17 Vergleichsrechnungen mit dem Finite-Element-Programm MASA durchgeführt. Im Rahmen der Parameterstudie werden die Betonfestigkeiten f_c im baupraktischen Anwendungsbereich sowie mittlere und hohe geometrische Längsbewehrungsgrade ρ_l untersucht. Nach den Bildern 7-14 und 7-15 wird sowohl der Einfluss der Betonfestigkeit als auch der Einfluss hoher Längsbewehrungsgrade nach DIN 1045-1 mit $(\rho_l f_c)^{1/3}$ sicher und zutreffend erfasst.

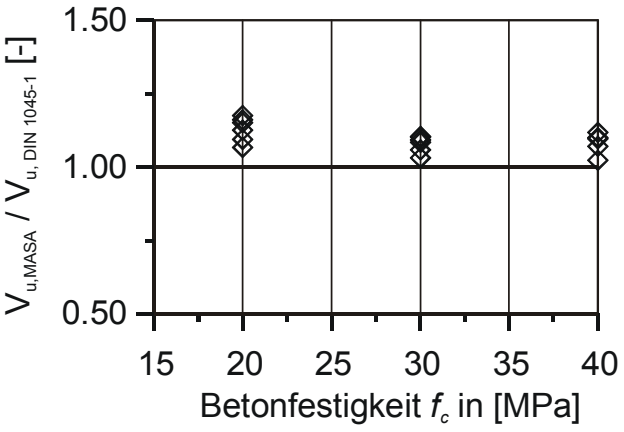


Bild 7–14 Verhältnis $V_{u,MASA}/V_{u,DIN1045-1}$ in Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_c

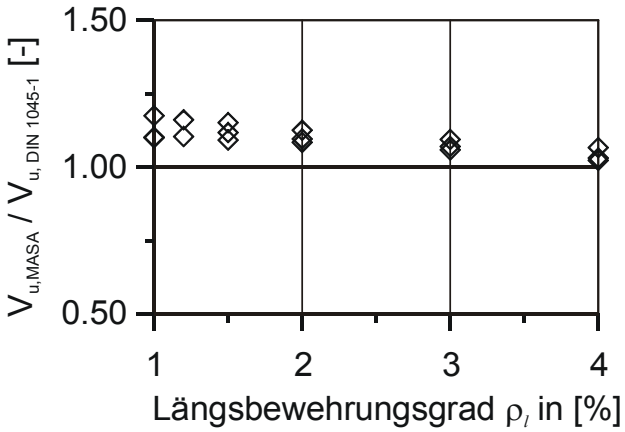


Bild 7–15 Verhältnis $V_{u,MASA}/V_{u,DIN1045-1}$ in Abhängigkeit des geometrischen Längsbewehrungsgrades ρ_l

7.3.2.2 Übergang vom Durchstanzwiderstand zum Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten

Nach DIN 1045-1 wird zwischen dem Durchstanzwiderstand punktförmig gestützter Platten und dem Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten unterschieden (Gleichungen (7.1) und (7.2). Da der Durchstanzwiderstand infolge der erhöhten mehraxialen Betontragfähigkeit um 40% höher ausfällt als der Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten, bestand die Notwendigkeit auch den Übergangsbereich zu regeln. Hierzu wurde eine einfache lineare Interpolation zwischen den Widerstandsbeiwerten verwendet (Gleichung 7.4).

Durchstanzwiderstand im Übergangsbereich zum Querkraftversagen:

$$V_{Rd,cta} = v_{Rd,ct} \cdot \kappa_a \cdot u_{aussen} \tag{7.3}$$

lineare Interpolation nach DIN 1045-1: $$\kappa_a = 1 - \frac{0{,}29}{3{,}5} \cdot \frac{l_w}{d} \geq 0{,}714 \tag{7.4}$$

alternative Interpolationsfunktion: $$\kappa_a = \frac{1}{1 + 0{,}1 \cdot \frac{l_w}{d}} \geq 0{,}714 \tag{7.5}$$

mit: Durchstanzwiderstand $v_{Rd,ct}$ nach Gleichung (7.1)

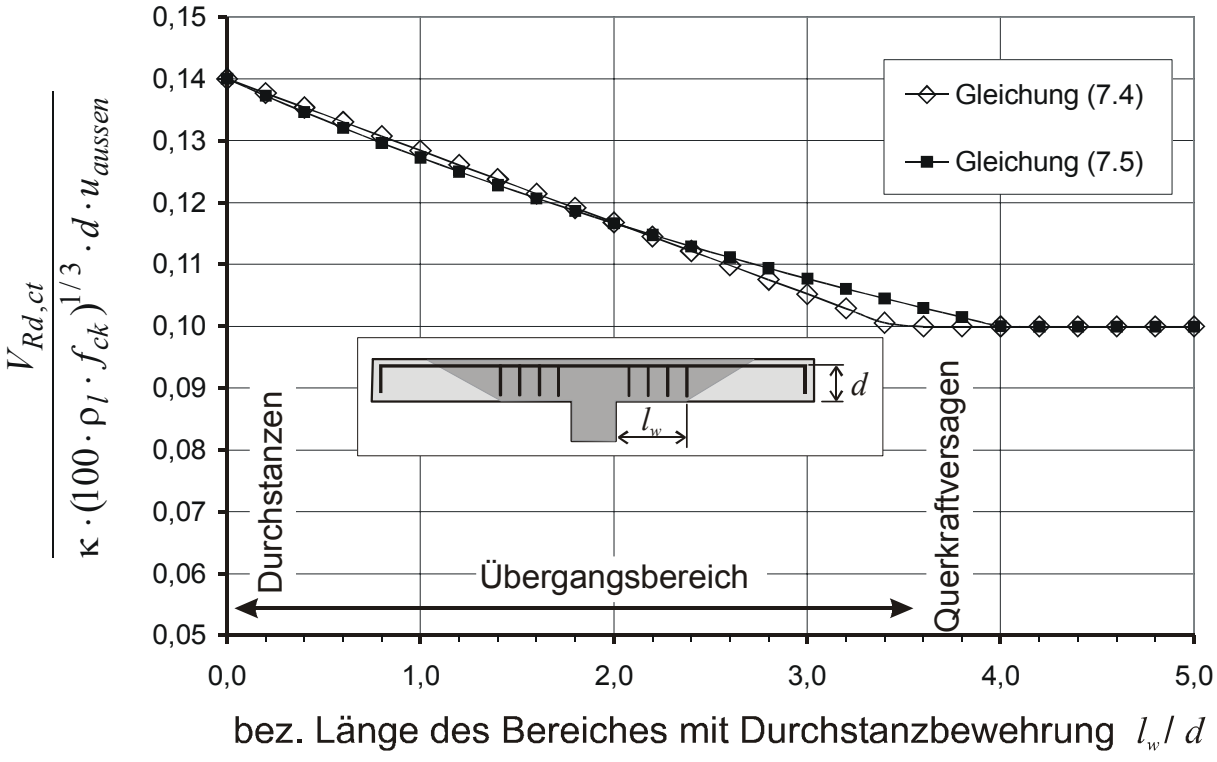


Bild 7-16 Verlauf möglicher Interpolationsfunktionen nach den Gleichungen (7.4) und (7.5)

Komplexere Ansatzfunktionen wurden ebenfalls untersucht (z.B. Gleichung 7.5), allerdings konnte in Versuchsnachrechnungen keine qualitative Verbesserung der Rechen- und Versuchsergebnisse gegenüber κ_a nach DIN 1045-1 festgestellt werden. Beide Interpolationsfunktionen erlauben für die vorliegenden Verhältnisse eine eindeutige Berechnung der erforderlichen Länge des schubbewehrten Bereiches l_w, so dass für DIN 1045-1 ein linearer Übergang zwischen dem Durchstanzwiderstand und dem Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten nach den Gleichungen (7.3 und 7.4) vorgeschlagen wurde.

Bei der Nachrechnung von Ausschnittversuchen ist zu beachten, dass der Versagenskegel außerhalb der Bügelbewehrung bereits in den Bereich der Lasteinleitungszone hineinreichen kann (Bild 7-17). Hierdurch entsteht je nach Versuchsstand eine Verfälschung der Ergebnisse, was bei der Versuchsauswertung zu beachten ist.

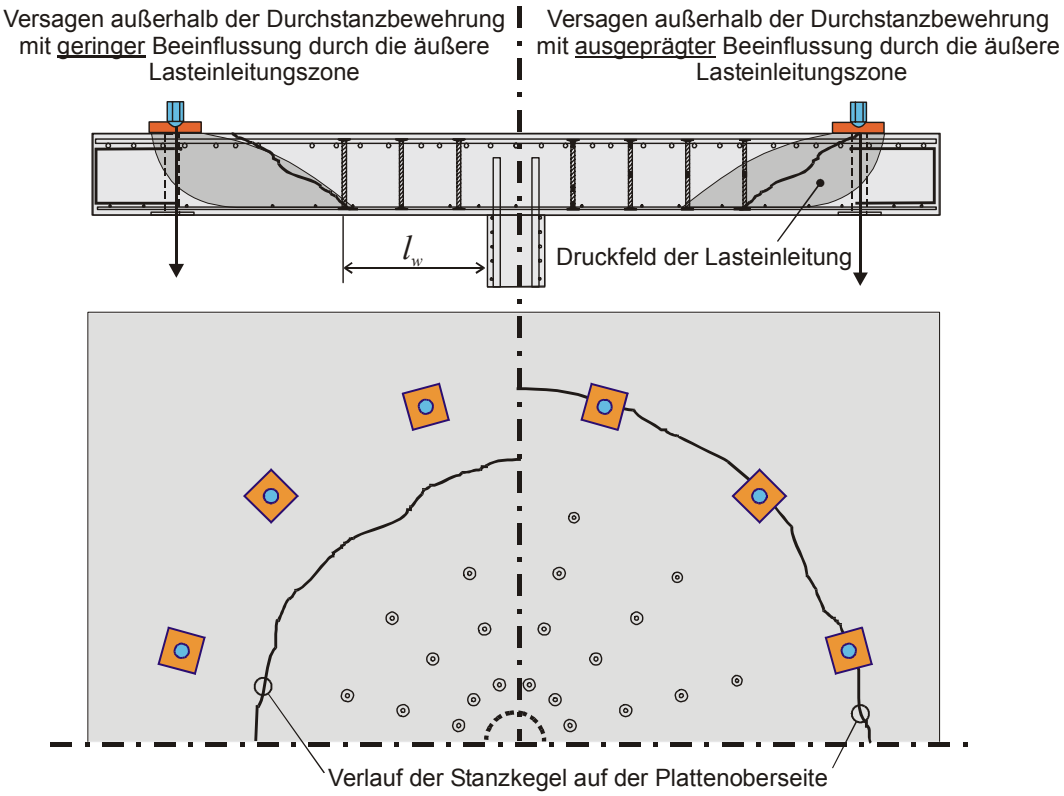


Bild 7-17 Skizze zur Beeinflussung des Durchstanzens außerhalb der Durchstanzbewehrung durch die äußere Lasteinleitungszone für zwei unterschiedlich große Bereiche mit Durchstanzbewehrung

Zur Abschätzung des Einflusses der Versuchseinrichtung werden deshalb in Tabelle 7-4 folgende drei Fälle mit unterschiedlicher Versuchsauswahl bei der Versuchsauswertung unterschieden:

Fall (a): Auswertung aller Versuche, die in der Literatur eindeutig mit einem Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung klassifiziert wurden (Bild 7-18a).

Fall (b): Auswertung aller Versuche, die auf Basis der Durchstanzwiderstände nach DIN 1045-1 rechnerisch außerhalb der Durchstanzbewehrung versagten (Bild 7-18b).

Fall (c): Auswertung aller Versuche, die auf Grundlage der Durchstanzwiderstände nach DIN 1045-1 sowie unter Berücksichtigung der Streubreite der Versuchsergebnisse (v = 10 %) rechnerisch einem Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung zugeordnet werden können (Bild 7-18c).

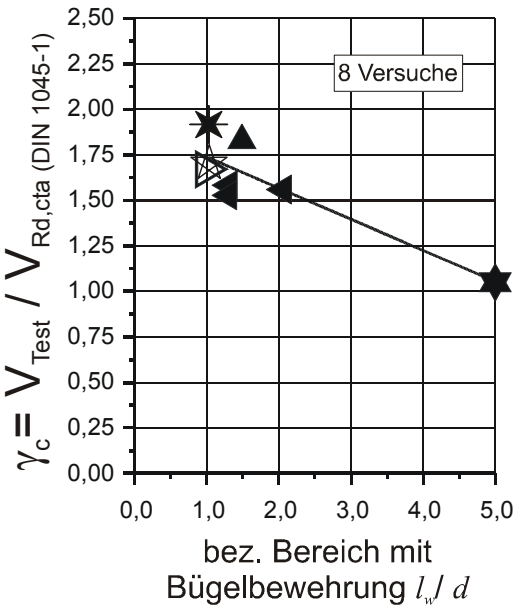
Tabelle 7-4 Statistische Kennwerte und Tragsicherheiten zum Durchstanzwiderstand außerhalb der Durchstanzbewehrung für drei unterschiedliche Stichproben

Fall	Bemessungs-lasten	Anzahl der Versuche	$\gamma_{c,m} = V_{Test} / V_{Rd,ct}$	v	Normal-verteilung γ_c	Log-Normalverteilung γ_c
	1	2	3	4	5	6
(a)	mit: f_{ck}, V_{rt} = 0%	7	1,69	0,10	1,41 (k_n = 1,645)	1,37 (k_n= 2,077)
(b)	mit: f_{ck}, V_{rt} = 0%	27	1,71	0,13	1,36 (k_n = 1,645)	1,33 (k_n = 1,737)
(c)	mit: f_{ck}, V_{rt} = 0%	41	1,67	0,12	1,35 (k_n = 1,645)	1,36 (k_n = 1,704)

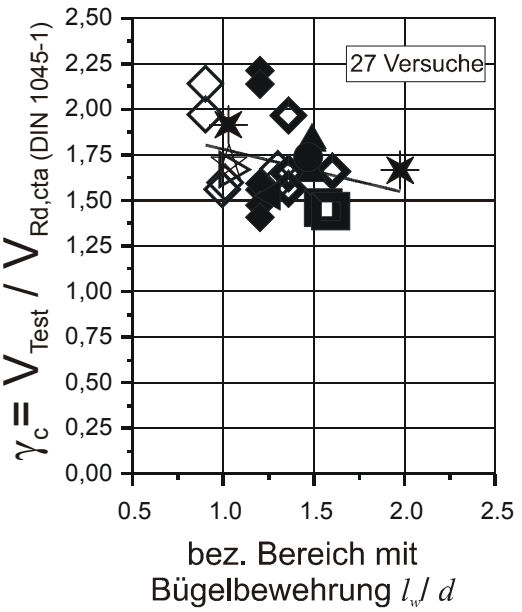
mit: $\xi_k = \xi_m \cdot (1 - k_n \cdot \mathrm{v})$

Sowohl die statistischen Kennwerte nach Tabelle 7-4 als auch die Bilder 7-18(a) bis (c) verdeutlichen, dass alle betrachteten Versuche der selben Grundgesamtheit angehören, da weder die statistischen Kennwerte noch die Tendenz der Versuchsergebnisse verändert wurde. Daher werden alle nachfolgenden Versuchsauswertungen entsprechend des Falles (c) vorgenommen.

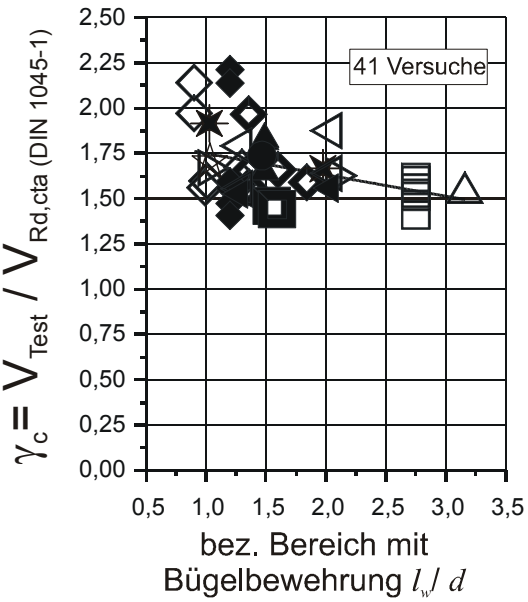
Nach den Bilder 7-18(a) bis (c) verringert sich mit zunehmender Länge des bewehrten Bereiches der experimentelle Durchstanzwiderstand gegenüber den rechnerischen Werten nach DIN 1045-1. Es ist daher davon auszugehen, dass der in Bild 7-17 skizzierte Einfluss der äußeren Lasteinleitungszone sich traglastmindernd auf die Versuchsergebnisse auswirkt. Eine extreme Traglastminderung war bei einem Versuch von *BROMS* [64] mit einer Länge des schubbewehrten Bereiches von $l_w = 5\ d$ festzustellen. In diesem Versuch lag der Traglastwiderstand außerhalb der Bügelbewehrung weit unterhalb der Querkrafttragfähigkeit liniengelagerter Platten, was physikalisch kein sinnvolles Ergebnis ist. Dieser Versuchswert wurde daher von den weiteren Versuchsauswertungen ausgeschlossen.



(a) Versuche, die in der Literatur eindeutig mit einem Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung klassifiziert wurden



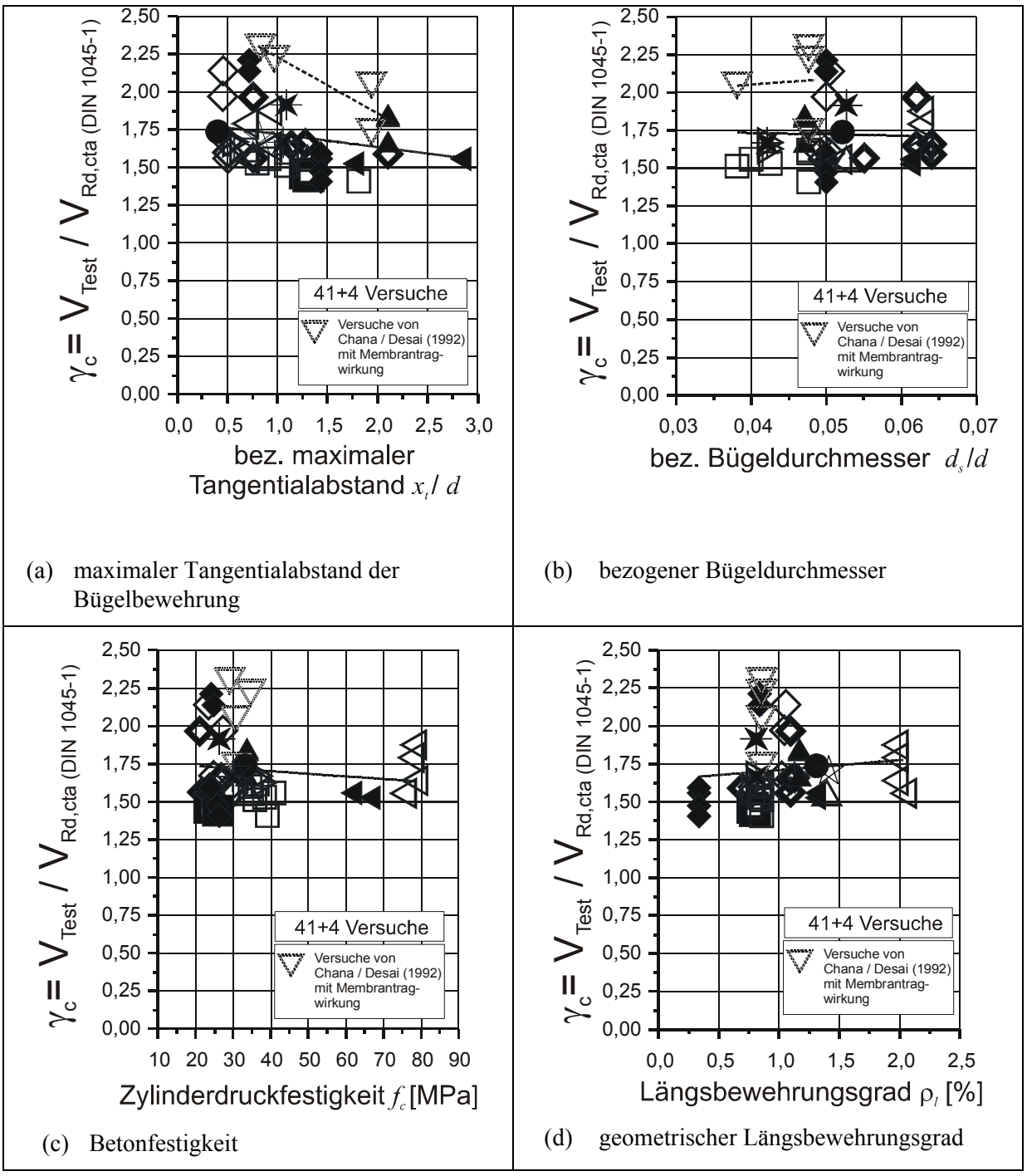
(b) Versuche, die auf Basis der Durchstanzwiderstände nach DIN 1045-1 rechnerisch außerhalb der Durchstanzbewehrung versagten



(c) Versuche, die auf Grundlage der Durchstanzwiderstände nach DIN 1045-1 sowie unter Berücksichtigung der Streubreite der Versuchsergebnisse rechnerisch einem Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung zugeordnet werden können

Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
+	Elstner / Hognstad	1956	0
◇	Andersson	1963	6
◆	Franz	1963	5
■	Narasiham	1971	0
▣	Petcu	1973	2
△	Marti	1977	1
▲	Seible / Ghali / Dilger	1980	3
★	Pralong / Muttoni / Müller	1979	0
✸	Broms	1990	0
×	Kinnunen / Nylander / Tolf	1980	0
◆	Tolf	1988	6
□	Chana / Desai	1991	6
▽	Chana / Desai	1992	0
▼	Yamada	1992	0
▷	Chana	1993	2
▶	Marzouk / Jiang	1997	0
✷	Beutel / Hegger	1998	2
◁	Lee / Morley	1999	4
◀	Oliveira / Melo	1999	2
●	Müller / Muttoni / Thürlimann	1984	1
☆	Wicke / Fritsche	1984	1
Summe:			41

Bild 7-18 DIN 1045-1: Auswertung zum Durchstanzen außerhalb der Bügelbewehrung



(a) maximaler Tangentialabstand der Bügelbewehrung

(b) bezogener Bügeldurchmesser

(c) Betonfestigkeit

(d) geometrischer Längsbewehrungsgrad

Bild 7-19 DIN 1045-1: Auswertung zum Durchstanzen außerhalb der Bügelbewehrung für 41 Durchstanzversuche sowie 4 Versuche mit einer Membrantragwirkung bzw. Gewölbetragwirkung (Legende siehe Bild 7-18) hinsichtlich der wesentlichen Einflussgrößen

Die Auswertung der Versuchsergebnisse des Falles (c) in Abhängigkeit des maximalen tangentialen Bügelabstandes $max\, s_t$, des Bügeldurchmessers d_s, der Betonfestigkeit f_c sowie des Längsbewehrungsgrades ρ_l (Bild 7-19) belegen, dass sowohl in Versuchen an Deckenausschnitten als auch in Versuchen mit einer Membrantragwirkung mit zunehmenden tangentialen Bügelabstand eine verminderte Durchstanztragfähigkeit im

äußeren Rundschnitt auftritt. Daher wurde nach DIN 1045-1 der maximale tangentiale Bügelabstand auf 1,5 *d* begrenzt.

Die Tragsicherheiten nach Tabelle 7-4 weisen 10 % geringere Werte als streng nach DIN 1045-1 erforderlich auf ($\gamma_c \approx 1{,}35 < 1{,}5$). Diese geringe Unterschreitung wurde bei den Beratungen zur DIN 1045-1 akzeptiert, da

(a) Versuche mit einem dokumentierten Versagen außerhalb der Bügelbewehrung und einer Breite des schubbewehrten Bereiches kleiner als 1,5 *d* die erforderlichen Tragsicherheiten nach DIN 1045-1 überschreiten (Bild 7-18a),

(b) Versuche an Deckenausschnitten ohne Deckenmembranwirkung die Durchstanztragfähigkeiten von Deckensystemen mit Deckenmembranwirkung unterschätzen (Bilder 7-19(a) bis (d)),

(c) eine ungünstige Beeinflussung der Durchstanzlasten infolge der äußeren Lasteinleitungszonen bei großen Bereichen mit Durchstanzbewehrung festgestellt werden konnte (Bilder 7-17und 7-18(a) bis (c)).

7.4 Maßstabseffekt des Stanzkegelumfangs

Die eigene Versuchsauswertung der Versuche P1-I, P1-II, P2-II und GP 1 ergab, dass trotz des spröden Verformungsverhalten beim Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung von einem stetigen Schrägrisswachstum auszugehen ist (Bild 7-12). Aufgrund der geometrisch Ähnlichkeit der Stanzkegel beim Durchstanzen im Bereich von Innenstützen ist zu überprüfen, ob ein Maßstabseffekt des Stanzkegeldurchmessers nach *BAZANT* [52] existiert. Hierzu werden nachfolgend alle Versuche der eigenen Datenbank mit einem Versagen ohne Durchstanzbewehrung, oder einem rechnerischen Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung ausgewertet (Bild 7-21). Zur Berücksichtigung der Einflüsse der Betonfestigkeit, des Längsbewehrungsgrades und des Maßstabeffektes der Plattendicke werden die Durchstanzlasten bezogen auf den Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung (Gleichung 7.1). Die Stützengeometrie und die Anordnung der Durchstanzbewehrung im Grundriss werden nach Bild 7-20 durch unterschiedliche geometrische Formen der Stanzkegel in den Versuchsnachrechnungen berücksichtigt.

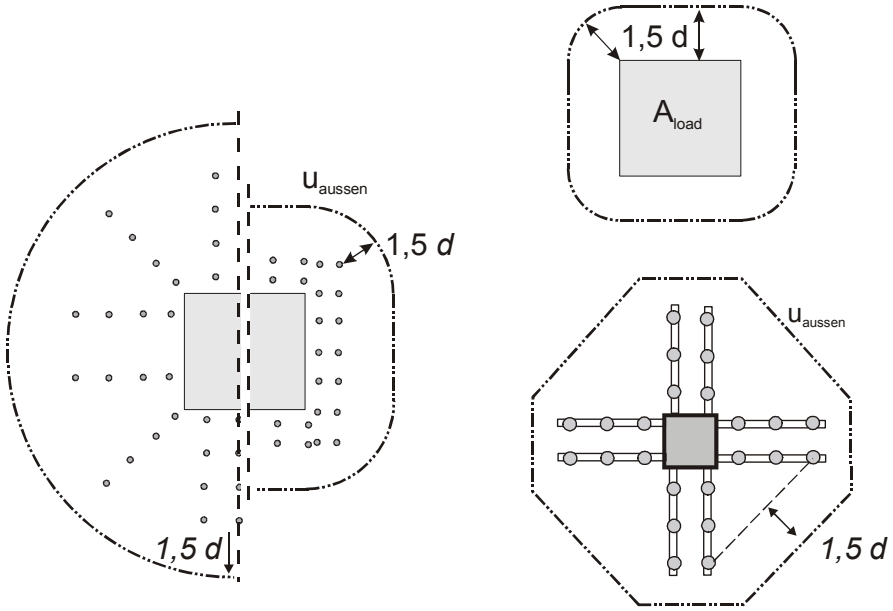


Bild 7-20 Geometrie der Stanzkegelumfänge in Abhängigkeit der Anordnung der Durchstanzbewehrung im Grundriss

Bild 7-21 zeigt, dass ein Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung und ein Versagen außerhalb einer Durchstanzbewehrung einheitlich mit einem Maßstabsgesetz nach *BAZANT* erfasst wird, wenn der Umfang des Stanzkegels als Parameter eingeführt wird.

$$\frac{V_u}{V_{Ru,ct}} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{1+\frac{u_{aussen}}{20 \cdot d}}} \tag{7.6}$$

Aufgrund der großen experimentellen Streubreiten werden zur Absicherung der Versuchsauswertungen Vergleichsrechnungen mit MASA durchgeführt (Bild 7-22). Diese Simulationen basieren auf dem FE-Modell des Versuchskörpers P1 (vgl. Bild 7-1) bei Variation der statischen Nutzhöhe und des Stützenquerschnittes für sonst gleiche Materialeigenschaften und Verhältniswerte von Elementgröße zur Plattendicke. Bild 7-22 verdeutlicht die Richtigkeit der Versuchsauswertungen.

DIN 1045-1 berücksichtigt diesen Maßstabeffekt des Stanzkegelumfanges, indem der Durchstanzwiderstand auf einen wirksamen Umfang von 11 *d* nach Bild 7-23 begrenzt wird. Für größere Lasteinleitungsflächen ist in den Teilflächen oberhalb dieses Grenzwertes der Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten anzusetzen. Eigene Versuchsnachrechnungen zeigten, dass diese Vorgehensweise zu einem vergleichbar sicheren Ergebnis führt wie Gleichung (7.6) (Bild 7-24).

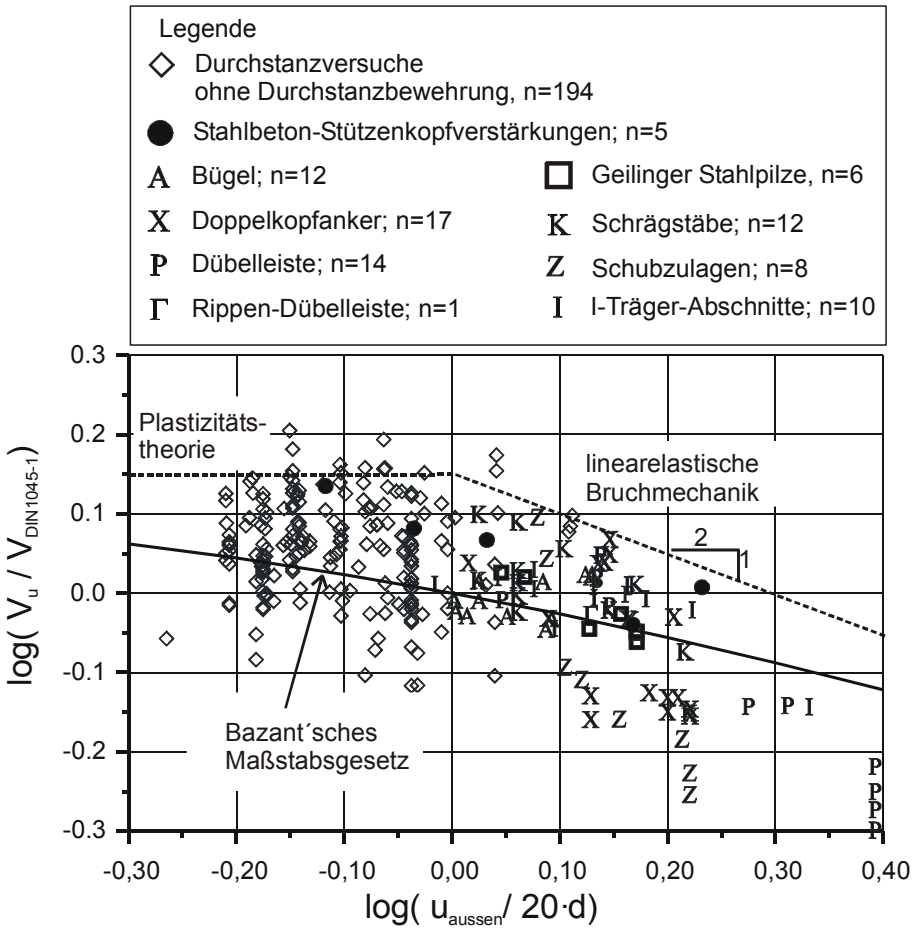


Bild 7-21 Durchstanzversuche: Maßstabseffekt des Stanzkegelumfangs mit einem Maßstabsgesetz nach *BAZANT*

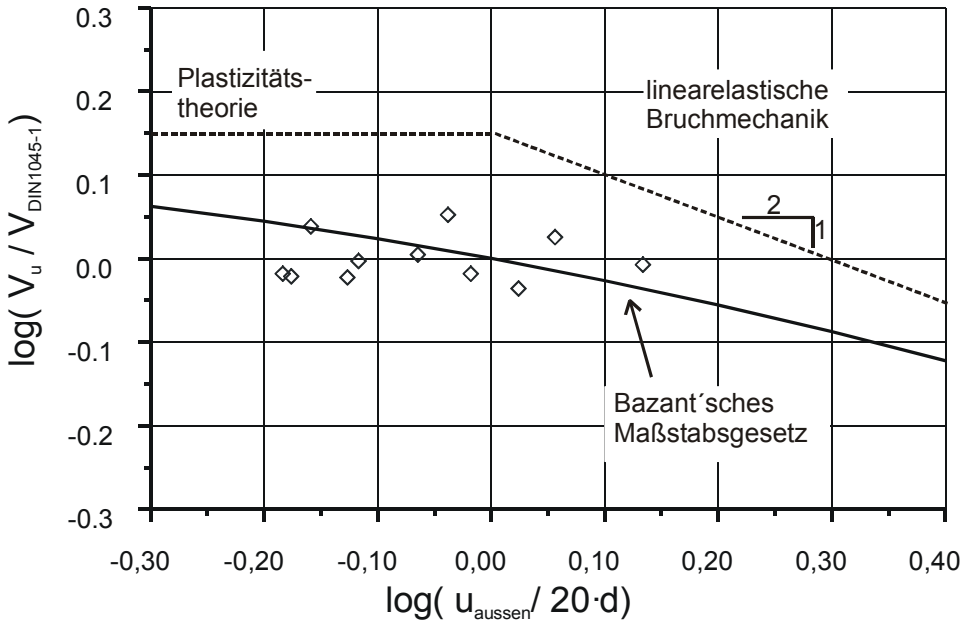


Bild 7-22 MASA-Berechnungen zum Maßstabseffekt des Stanzkegelumfangs

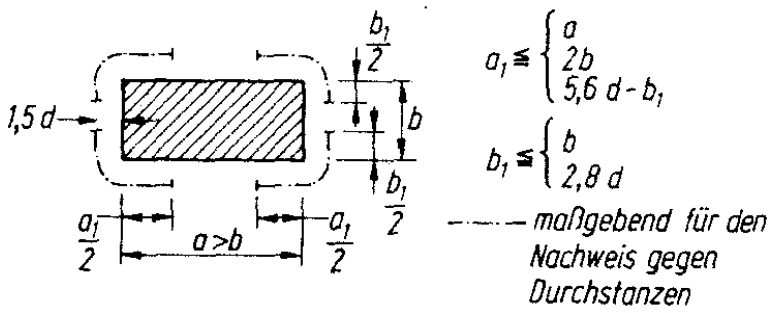
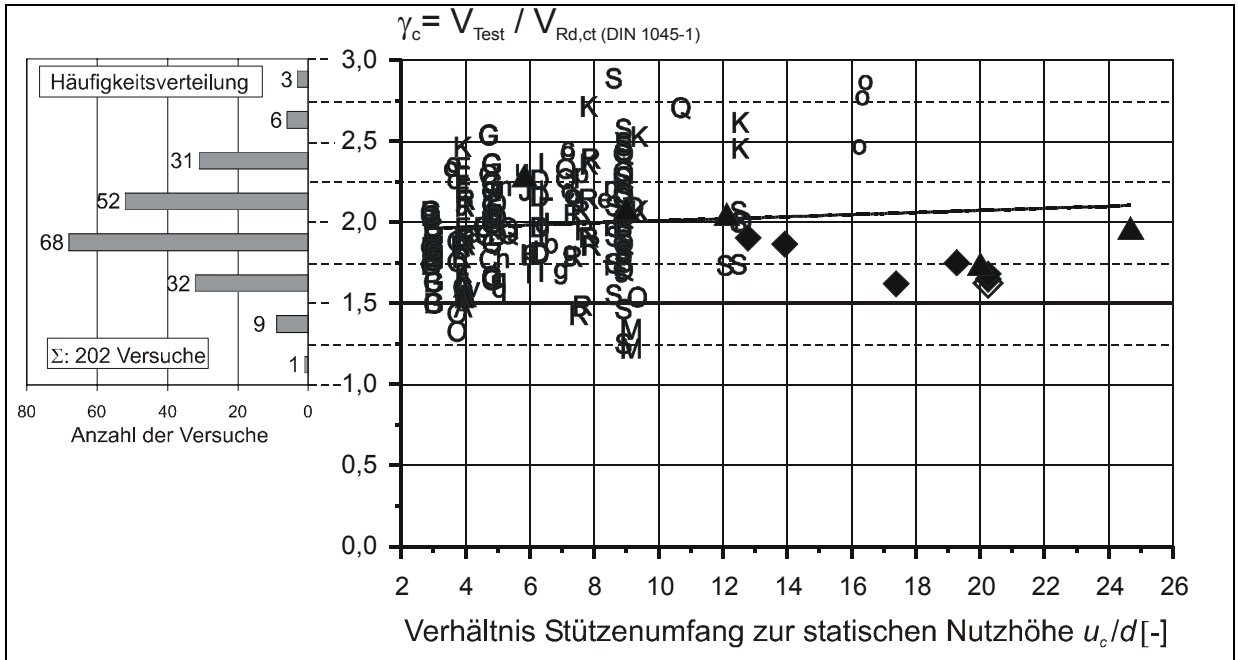


Bild 7-23 Definition des Durchstanzbereiches nach DIN 1045-1 bei Stützen mit einem bezogenen Stützenumfang größer als 11 *d*



Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
A	Hallgren	1996	6
B	Tomaszewicz	1993	13
C	Ramdane	1996	15
D	Marzouk / Hussein	1991	10
E	Lovrovich	1990	0
F	Tolf	1988	8
G	Regan	1986	23
H	Swamy	1982	1
I	Marti / Pralong	1977	2
J	Schaefers	1978	2
K, L	Ladner	1977; 1970	9
M	Corley / Hawkins	1968	2
N	Base	1966	0
O	Manterola	1966	5
P	Yitzhaki	1966	0
Q	Moe	1961	14
R	Kinnunen / Nylander	1960	17
S	Elstner / Hognstad	1956	23
a	Keefe	1954	1
b	Broms	1990	1
c	Yamada	1992	2

Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
d	Chana	1993	1
e	Marzouk	1997	1
f	Beutel / Hegger	1998	1
g	Lee	1999	2
h	Oliveira	1999	2
i	Criswell	1970	0
j	Regan	1984	0
k	Georgopoulos	1987	0
l	Alexander	1992	6
m	Franz	1963	1
n	Narasimhan	1971	2
o	Alander	2000	10
p	Chana	1991	2
q	Gomes	1999	3
r	Mokhtar	1985	1
s	Van der Voet	1982	1
t	Wicke	1984	1
u	Pilakoutas	1997	1
v	Völkel	1993	1
◆	Stützenkopfverstärkungen mit Stahleinbauteilen		7
▲	Stahlbeton-Stützenkopfverstärkungen		5
		Summe	**202**

Bild 7-24 DIN 1045-1: Versuchsnachrechnungen zum Durchstanzwiderstand bei großen Lasteinleitungsflächen mit $u_c > 11\ d$

7.5 Zusammenfassung

Nachdem unterschiedlichste Aspekte des Durchstanzens ohne Durchstanzbewehrung analysiert wurden, werden zur besseren Übersicht abschließend die wesentlichen Ergebnisse nochmals kurz zusammengefasst:

- Der Stanzkegel entwickelt sich sowohl aus Biegerissen als auch aus Schubrissen oberhalb der Betondruckzone.

- Infolge des stetigen Risswachstums des Stanzkegels existiert sowohl ein Maßstabsgesetzt der Plattendicke als auch eines des Stanzkegelumfanges.

- Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung tritt auf, wenn in der Betondruckzone die Hauptzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten (Spalten der Betondruckzone nach dem Versagensmodell von *HALLGREN* [122]).

- Mit den Fachwerkmodelle nach *ANDRÄ* [47] und *MUTTONI* [187] lässt sich sowohl das innere Tragverhalten des Durchstanzens ohne Durchstanzbewehrung als auch das Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung zutreffend beschreiben.

- Der schubbewehrte Bereich ist größer als nach DIN 1045(88) vorgesehen, um ein frühzeitiges Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung zu vermeiden. Zur Sicherstellung der Maximaltragfähigkeit nach DIN 1045-1 wurde daher ein zusätzlicher Querkraftnachweis außerhalb der Durchstanzbewehrung eingeführt, der sich am bewährten Konzept der Zulassungen Dübelleisten und Doppelkopfanker [20, 21] orientiert.

8 Analysen zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung

8.1 Allgemeines

Im Durchstanzbereich wirken gleichzeitig hohe Momenten- und Querkraftbelastungen, die sowohl einen sehr komplexer Beanspruchungszustand erzeugen als auch eine hohe Betonbeanspruchung hervorrufen (vgl. Abschnitt 2). Jedes Modell zur realistischen Abbildung des Durchstanzens – sei es ein numerisches, empirisches oder ein Modell nach den Regeln der technischen Mechanik- muss folgende Nichtlinearitäten des Werkstoffes Stahlbeton erfassen:

- Biege- und Schubtragverhalten in räumlichen Beanspruchungszuständen,
- lokales Verbund- und Endverankerungstragverhalten der Biege- und Durchstanzbewehrung,
- sowie das Betontragverhalten unter mehraxialer Druck- und Zugbeanspruchung.

Eine geschlossene theoretische Lösung zur Beschreibung des Durchstanzens, die alle Nichtlinearitäten beachtet, ist aus der Literatur nicht bekannt und ist aufgrund der Komplexität der Problemstellung auch nicht zu erwarten. Als zielführend haben sich bisher experimentelle, numerische und empirische Vorgehensweisen erwiesen. Ziel dieses Abschnittes ist es, ein Verständnis für die einzelnen Tragmechanismen des Durchstanzens zu gewinnen. Im Abschnitt 9 wird hierauf aufbauend ein praxisgerechter Bemessungsansatz für die Neufassung von DIN 1045-1 erarbeitet, bzw. bestehende Bemessungsansätze weiterentwickelt.

8.2 Zum Einfluss der Versuchsanordnung auf die Durchstanzbemessung

Aufgrund der eigenen experimentell gestützten Vorgehensweise ist es geboten, den Einfluss der Versuchsanordnungen auf den Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung genauer zu betrachten. Die in der Literatur dokumentierten Versuchanordnungen für Durchstanzversuche an Deckenausschnitten lassen sich in zwei Kategorien einteilen:

Typ A: Die Querkraftbeanspruchung wird über die Stütze eingetragen und über linien- oder punktförmige Auflagerpunkte am Plattenrand abgenommen. Hierdurch ist die Verformungsebene des freien Plattenrandes vorgegeben und die Plattenbeanspruchung stellt sich steifigkeitsproportional ein (vgl. Versuchsstand in Bild 6-11). Infolge der inneren statischen Unbestimmtheit entstehen hierdurch ungleiche Auflagerkräfte.

Typ B: Die Querkraftbeanspruchung wird über die Stütze eingetragen und über hydraulisch gekoppelte Hydraulikzylinder gleicher Kolbenfläche am Plattenrand abgenommen (vgl. Versuchsstand in Bild 6-12). Infolge des konstanten Öldruckes wird eine nahezu konstante Querkraftbeanspruchung am Plattenrand fixiert. Hierdurch ergeben sich in Abhängigkeit der jeweiligen Plattensteifigkeit unterschiedliche Verformungen des freien Plattenrandes.

Zum Beginn der eigenen Forschungsarbeiten wurde für die Versuchsserie P sowie für die Versuche V1 und V2 der Versuchstand Typ A eingesetzt. Aufgrund von Vorüberlegungen wurde erwartet, dass sich bei einer steifigkeitsproportionalen Querkraftverteilung ein wirklichkeitsnahes Durchstanztragverhalten mit Querkraftumlagerungen einstellt und tendenziell höhere Durchstanzlasten erreicht werden können.

Die Dehnungsmessungen an den Abspannungen ergaben unabhängig vom jeweils untersuchten Bewehrungstyp (I, II oder III vgl. Bild 5-9) deutlich erhöhte Abspannkräfte im Bereich der Plattendiagonalen (Bild 8-1). Bei den eigenen Versuchen traten keine Querkraftumlagerungen zwischen den einzelnen Abspannungen auf. Ursache hierfür ist die ausgeprägte radiale Sektorrissbildung (vgl. Abschnitt 4.2.3.2). Infolge der gemessenen Rissbreiten mit Werten größer als 0,8 mm, können weder nennenswerte Rissreibungskräfte in tangentialer Richtung übertragen werden, noch ist eine ausreichende Duktilität der hochausgenutzten Betondruckzone zur Schnittkraftumlagerung vorhanden.

Insoweit lagen bei den eigenen 11 Versuchen der Serie P sowie bei den Versuchen V1 und V2 auf der sicheren Seite liegende Testbedingungen vor (Versuchsstand Typ A).

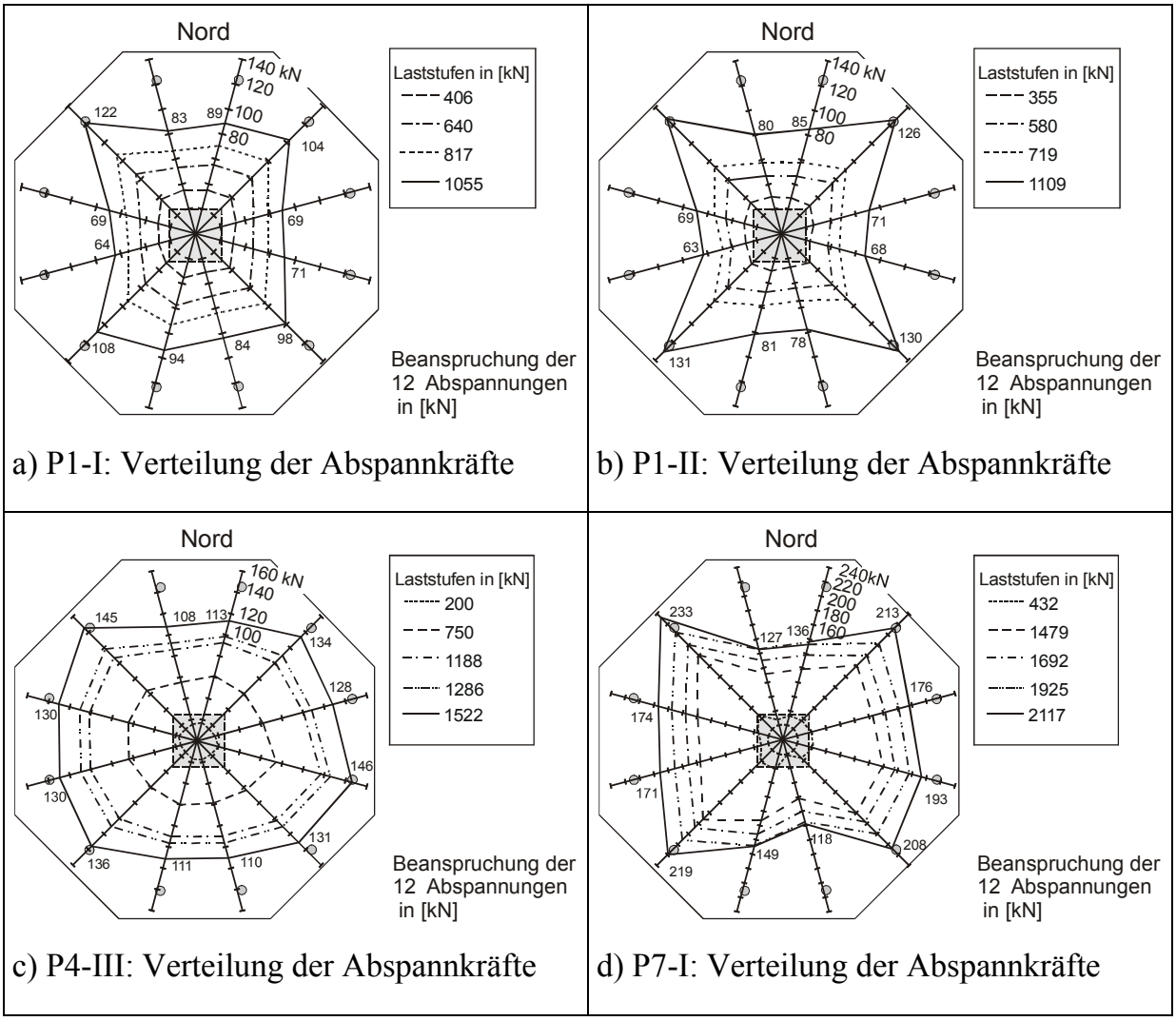


Bild 8-1 Lastaufnahme der 12 Abspannungen in ausgewählten Laststufen am Beispiel der Versuche P1-I, P1-II, P4-III und P7-I

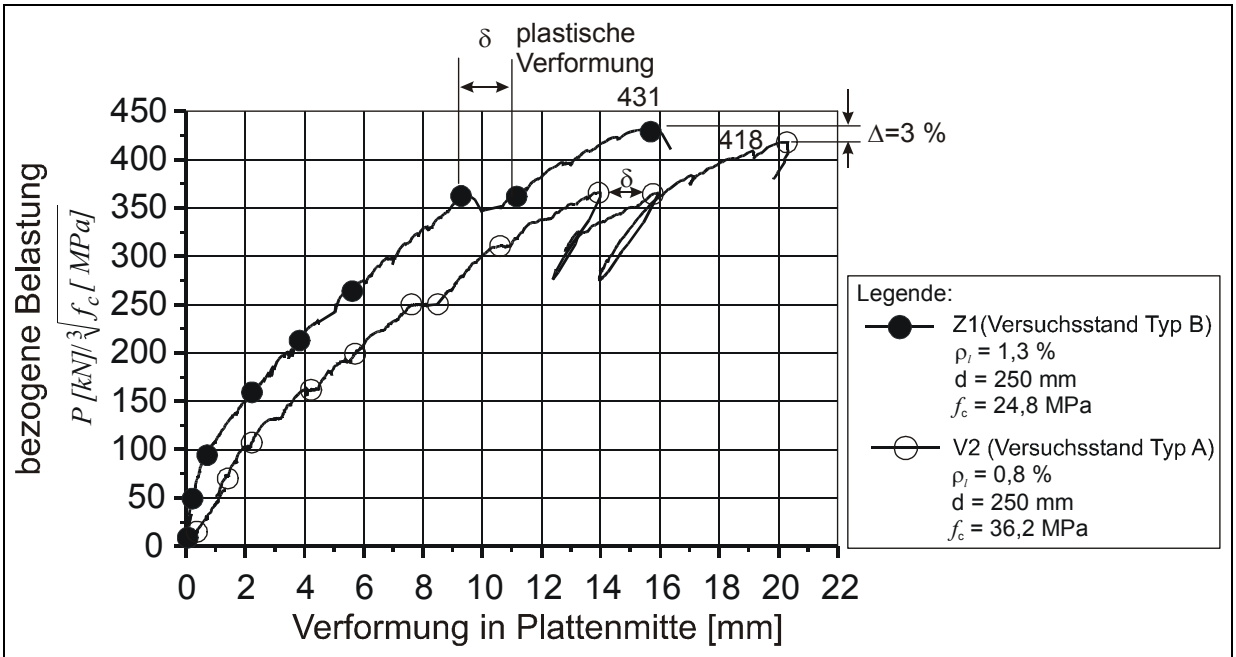
Ein Vergleich der Mittelwerte der vier Abspannungen im Bereich der Plattendiagonalen mit der mittleren Prüfkraft bezogen auf 12 Abspannungen ergab, dass diese Versuche mit einem mittleren Lasterhöhungsfaktor von $\beta = 1{,}24$ bei einem Variationskoeffizienten von v = 9 % geprüft wurden. Diese lokal erhöhte Beanspruchung wurde in den Versuchen der Serie P durch einen direkteren Lastabtrag im Bereich der Plattendiagonale etwas entschärft, da bei einer quadratischen Stütze und einer kreisförmigen Lasteinleitung eine reduzierte Schubschlankheit im Bereich der Stützenecken vorliegt ($\lambda_{Diagonale} / \lambda_{Hauptachse} = 0{,}91$), die einen erhöhten Durchstanzwiderstand ermöglicht (vgl. Bild 2-6).

Im Versuchsstand Typ B ergibt sich bei Verwendung von kreisförmigen Stützen eine nahezu ideal rotationssymmetrische Biege- und Querkraftbelastung. Diese Art der Prüfung entspricht weitgehend der Modellbildung theoretischer Durchstanzansätze.

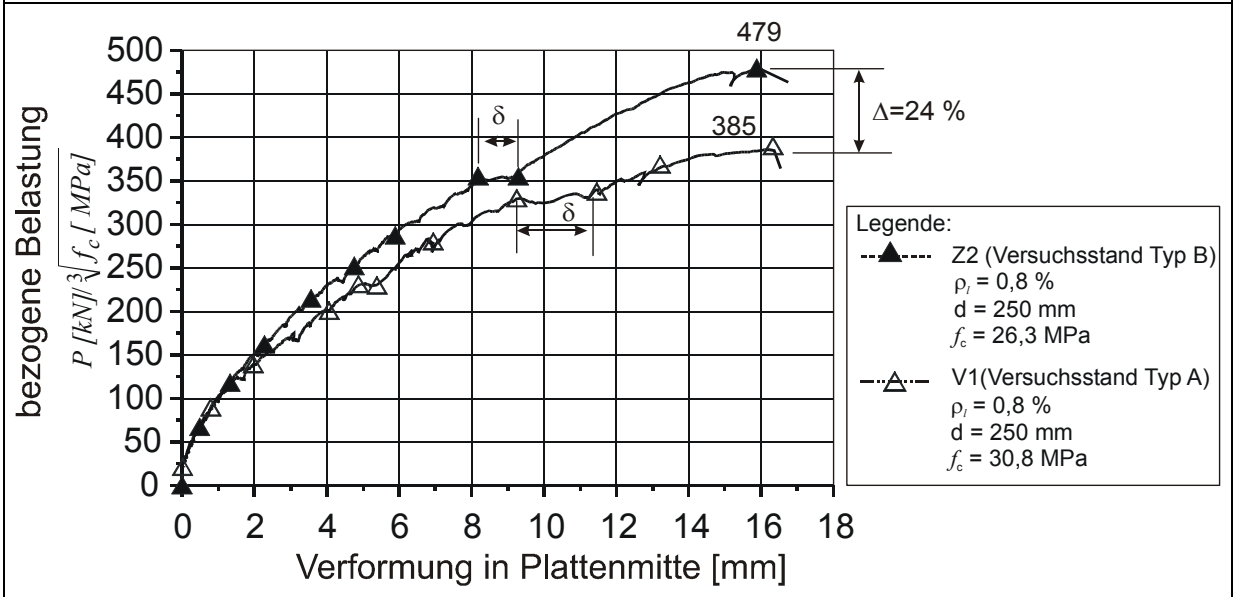
Eine Gegenüberstellung von zwei Versuchen im Versuchsstand Typ A (Versuche V1 und V2 mit Doppelkopfankern) mit zwei vergleichbaren Versuchen im Versuchstand Typ B (Versuche Z1 und Z2 mit Doppelkopfankern) zeigt, dass die Versuchskörper im Versuchsstand A bei einsetzender Schubrissbildung größere plastische Verformungen aufweisen als im Versuchsstand B (Bild 8-2). Im Mittelwert ergibt sich zudem eine um etwa 15 % reduzierte maximale Durchstanzkapazität. Numerische Untersuchungen zur Versuchsanordnung von *ELIGEHAUSEN* und *SIPPEL* [90] bestätigten die Traglastunterschiede der eigenen Versuche. Experimentelle Ursache der reduzierten Durchstanzlast war eine verstärkte interne Fachwerktragwirkung von Ankerreihe zu Ankerreihe, die nicht vollständig dem Bemessungsmodell nach Abschnitt 2.5.3.2 entsprach.

Im Vergleich zum Versuchsstand Typ A gibt der Versuchsstand Typ B die Richtung des Lastpfades für die Querkraft vor und führt zu einer gleichmäßigeren Ausnutzung der Durchstanzbewehrung sowie zu einer geringeren Streuung der experimentellen Ergebnisse. Zudem liegen bei Verwendung des Versuchstandes Typ B mit kreisförmigen Stützen weniger Störeinflüsse gegenüber der theoretischen Modellbildung (vgl. Abschnitt 2) vor, so dass die Zuordnung von Messwerten zu theoretischen Überlegungen wesentlich vereinfacht wird.

Bei Verwendung des Versuchsstandes Typ A in Verbindung mit quadratischen Stützenquerschnitten entsteht vergleichbar zu Decksystemen im Bereich der Stützenecken eine erhöhte Durchstanzbeanspruchung (vgl. Bilder 4-1 und 4-11). Ein Vergleich des maximalen Lasterhöhungsbeiwertes β im Versuch der Serie P ($\beta_{max} = 1{,}27 \cdot (1+0{,}09) = 1{,}38$) mit einer nichtlinearen rechnerischen Querkraftverteilung im Deckensystem $\beta_{max} = 1{,}20$ (vgl. Bild 4-15) belegt, dass der Versuchstand Typ A auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse erzeugt, wenn der Lasterhöhungsbeiwert β bei der Auswertung der experimentellen Durchstanzwiderstände vernachlässigt wird. Für die Auswertung der eigenen Versuchsserie P wird im Abschnitt 9 entsprechend verfahren.



(a) Last-Verformungskurven der Versuche Z1 (Versuchsstand Typ B) und V2 (Versuchsstand Typ A)



(b) Last-Verformungskurven der Versuche Z2 (Versuchsstand Typ B) und V1 (Versuchsstand Typ A)

Bild 8-2 Vergleich der Lastverformungskurven in der Versuchsanordnungen der Typen A und B bei vergleichbaren Versuchskörpern

Bei Verwendung des Versuchsstandes des Typs B ist zu hinterfragen, ob ein systematischer Ausschluss von lokalen Beanspruchungsspitzen zur Ableitung von Bemessungsregeln geeignet ist. Bild 4-15 verdeutlicht, dass die tatsächliche Durchstanzbeanspruchung (Innenstütze) eines Deckensystems mit annähernd gleichen Stützweiten

zwischen den Beanspruchungszuständen der Versuchsstände Typ A und B zu erwarten ist·([$\beta_{Typ\ A}$ = 1,15 + $\beta_{Typ\ B}$ = 1,0]/2 ≈ 1,05 nach Bild 4-15).

Da aus architektonischen Gründen oft ungleiche Stützweitenverhältnisse bei Flachdecken vorliegen und eine direkte experimentelle Bestimmung des Durchstanzwiderstandes aus wirtschaftlichen Gründen nicht möglich ist, wird zur Festlegung von Bemessungswiderständen im Bereich von Innenstützen folgende Vorgehensweise empfohlen:

(1) Aufgrund der geringeren Störeinflüsse sollte der Versuchsstand Typ B mit kreisförmigen Stützen, zur experimentellen Bestimmung des Durchstanztragverhaltes verwendet werden.

(2) Für eine baupraktische Durchstanzbemessung sind zusätzlich zu (1) die Einflüsse aus Stützengeometrie und Stützweitenverhältnisse durch ergänzende theoretische oder numerische Betrachtungen zu erfassen. Hierzu wurde in den Abschnitten 4 und 7 jeweils ein Vorschlag unterbreitet.

(3) Zur Festlegung des inneren Tragmodells der Durchstanzbewehrung (Fachwerk- oder Sprengwerkbildung) bzw. zur Bewertung der Stabilität der internen Tragwirkung sollte der Versuchsstand Typ A eingesetzt werden, da dieser der Platte eine ungleichförmige Querkraftbeanspruchung aufzwingt. Anderenfalls sind aus Systemüberlegungen ausreichend hohe Beiwert β abzuleiten, welche die rechnerische Beanspruchung soweit erhöhen, dass baupraktische Querkraftverteilungen im Durchstanzbereich erfasst werden. Die Quantifizierung dieses Lasterhöhungsfaktors β ist sowohl von der Art der Durchstanzbewehrung als auch von der konstruktiven Durchbildung abhängig, sodass eine genauere Bestimmung nur im Einzelfall möglich ist.

8.3 Tragverhalten einer Bügelbewehrung im Durchstanzbereich

8.3.1 Zum Verformungsverhalten

In den Versuchen P1-II und P2-II wurden konventionelle Bügel nach DIN 1045(88) oder Eurocode2, Teil 1 als Durchstanzbewehrung eingesetzt. Ein Vergleich der Last-Verformungskurven (Bild 8-3) zeigt, dass für die vorliegenden Verhältnisse eine Bügelanordnung nach DIN 1045(88) eine um etwa 60 % erhöhte Durchstanzkapazität gegenüber dem Widerstand ohne Durchstanzbewehrung aufweist (Versuche P1 und P1-II).

Nachdem der Versuch P1-II vorzeitig außerhalb der Durchstanzbewehrung versagte (siehe Abschnitt 7), wurde im Versuch P2-II zusätzlich eine zweite zweischnittige Bügelreihen um die Stütze angeordnet (Bild 8-6). Hierdurch ergab sich keine weitere Traglaststeigerung, da infolge der ungleichmäßigen Querkraftvereilung (Bild 8-1) die zu gering bemessene Durchstanzbewehrung im Bereich der Plattendiagonalen vorzeitig versagten. Demnach ist die Durchstanzbewehrung entweder sektorweise zu bemessen, oder es ist ein geeigneter Lasterhöhungsfaktor β bei der Dimensionierung der Bügelbewehrung zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 4).

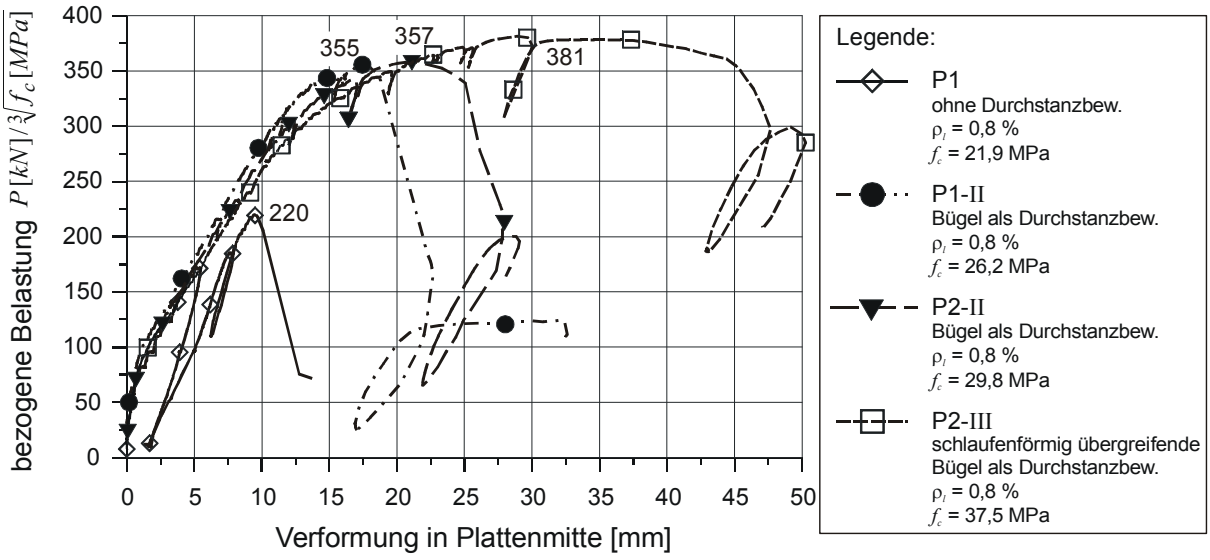
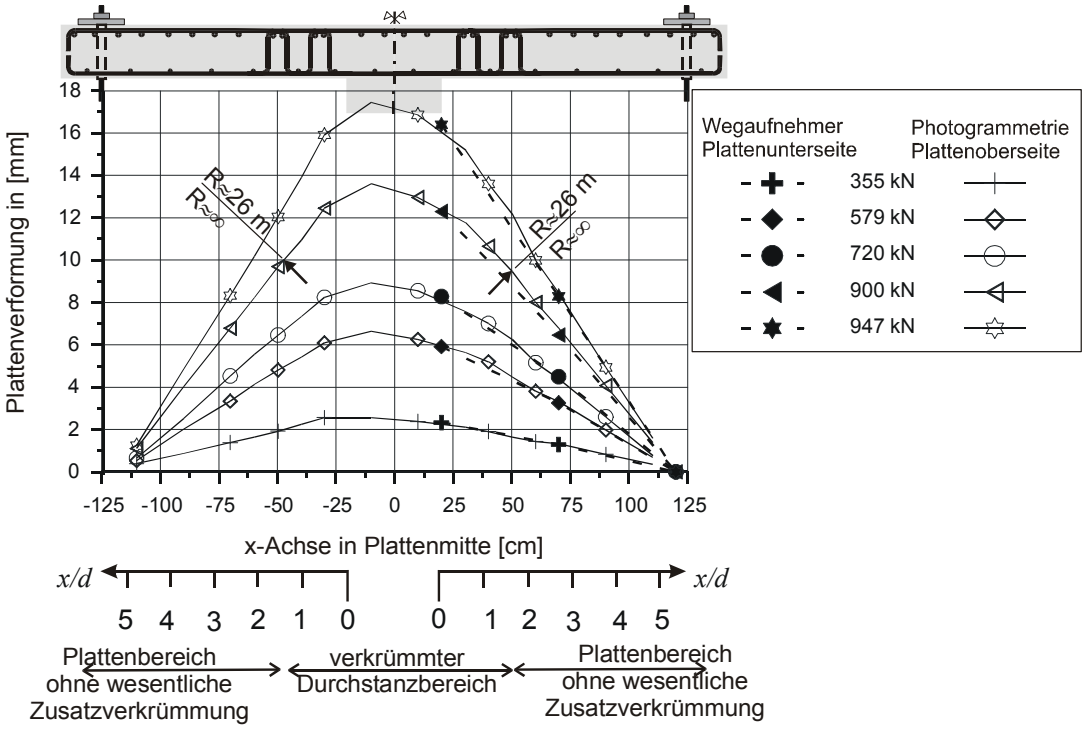
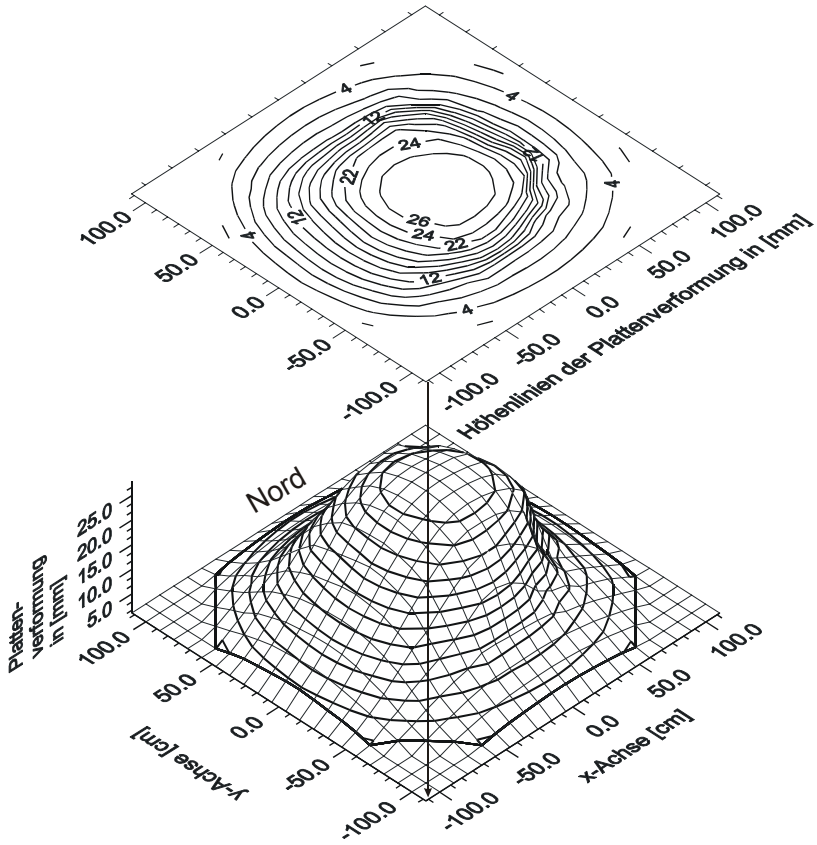


Bild 8-3 Last-Verformungskurven der Versuche P1, P1-II, P2-II sowie P2-III



(a) Biegelinie im Plattenquerschnitt



(b) dreidimensionale Verformungsfigur

Bild 8-4 Versuch P2-II: (a) Biegelinie des Plattenausschnittes für ausgewählte Laststufen und (b) dreidimensionale Verformungsfigur bei 85 % der Traglast (Laststufe 947 kN, Bruch 1109 kN)

Ein Vergleich des Versuches P2-II mit dem Versuch P2-III mit einer schlaufenförmigen Bügelform und drei quadratisch angeordneten zweischnittigen Bügelreihen zeigt, dass die Traglast des Versuches P2-II nur 6% unterhalb der eines Biegeversagens lag (Bild 8-3). Im Versuch P2-II war die Biegerissbildung demnach weit fortgeschritten, so dass die im Versuch beobachtete Verankerungsqualität der Bügel als charakteristisch einzustufen ist (vgl. Abschnitt 8.3.2), da die ungünstigen Einflüsse einer ausgeprägten Biegerissbildung auf die Bügelverankerung in der Druck- und Zugzone voll wirksam waren.

Alle eigenen bügelbewehrten Versuchskörper verformten sich nahezu rotationssymmetrisch, wobei die Verkrümmungen der Platte nur bis zu einen Abstand von etwa 1,5 *d* vom Stützenanschnitt auftraten (Bild 8-4). Dies entspricht der in Abschnitt 2.3.2 beschriebenen Modellbildung nach *KINNUNEN / NYLANDER* [145].

8.3.2 Zur Beanspruchung der Bügelbewehrung

Aufgrund der begrenzten Anzahl von Messstellen konnten nur die Bügel in einem Plattenabschnitt mit Dehnungsmessstreifen ausgerüstet werden (nummerierte Bügel im Bild 8-6). Zur Bestimmung des Querkraftanteiles der Bügelbewehrung wurden die maximalen Bügeldehnungen je Bügelreihe und Plattensegment als charakteristische Messwerte betrachtet. Diese differenzierte Vorgehensweise war notwendig, da die Bügeldehnungen infolge der unterschiedlichen Schubrissbildung, der Verbundtragwirkung entlang des Bügelschenkels sowie wegen den nicht unerheblichen Streuungen Verankerungsqualität stark variierten (Bild 8-5).

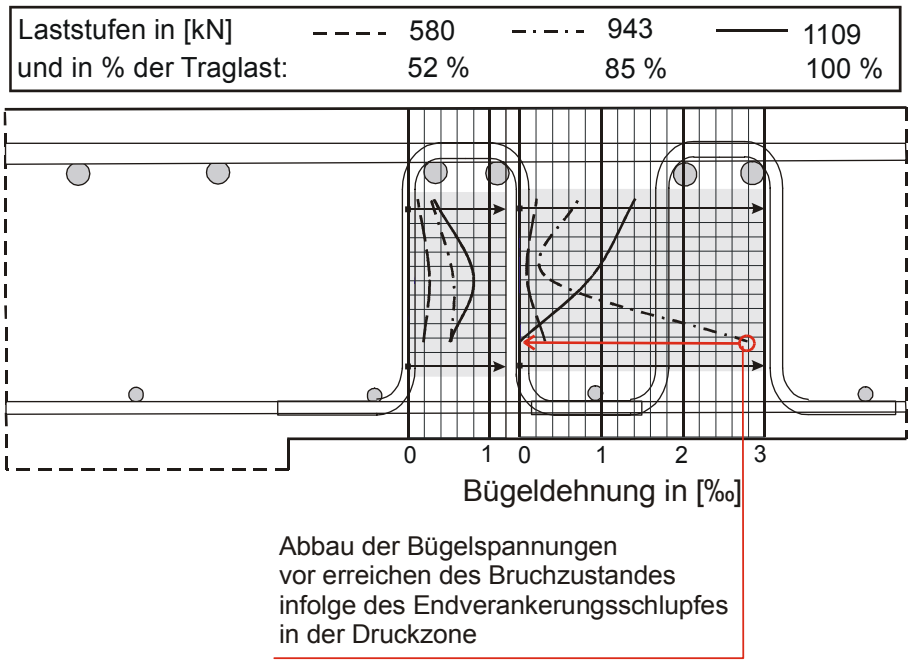
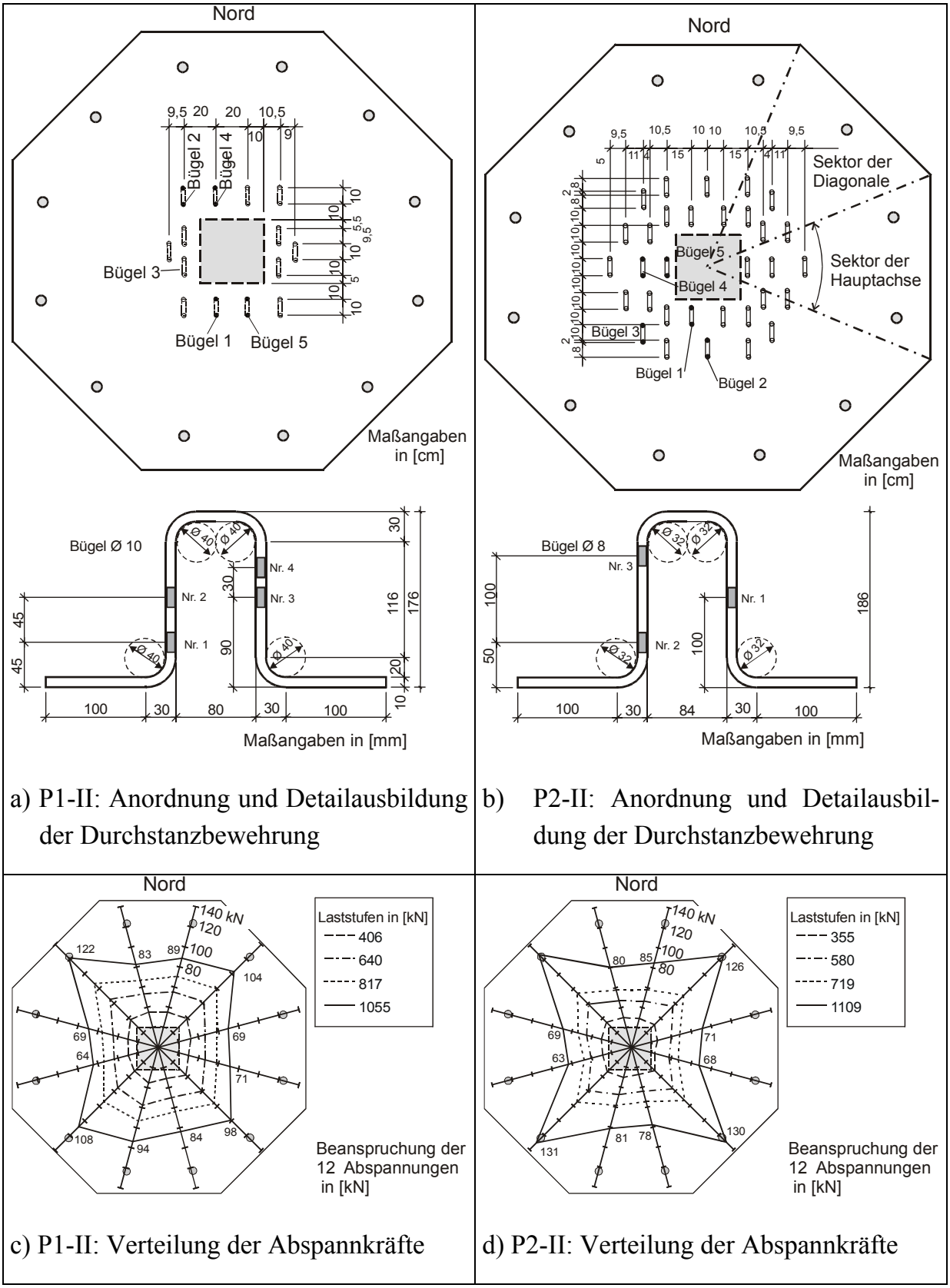


Bild 8-5 Versuch P2-II: Verlauf der Bügeldehnungen entlang zweier Bügelschenkel



a) P1-II: Anordnung und Detailausbildung der Durchstanzbewehrung

b) P2-II: Anordnung und Detailausbildung der Durchstanzbewehrung

c) P1-II: Verteilung der Abspannkräfte

d) P2-II: Verteilung der Abspannkräfte

Bild 8-6 Anordnung, Detailausbildung der untersuchten Bügelbewehrung sowie die Verteilung der Querkraftbeanspruchung im Bereich der Abspannungen

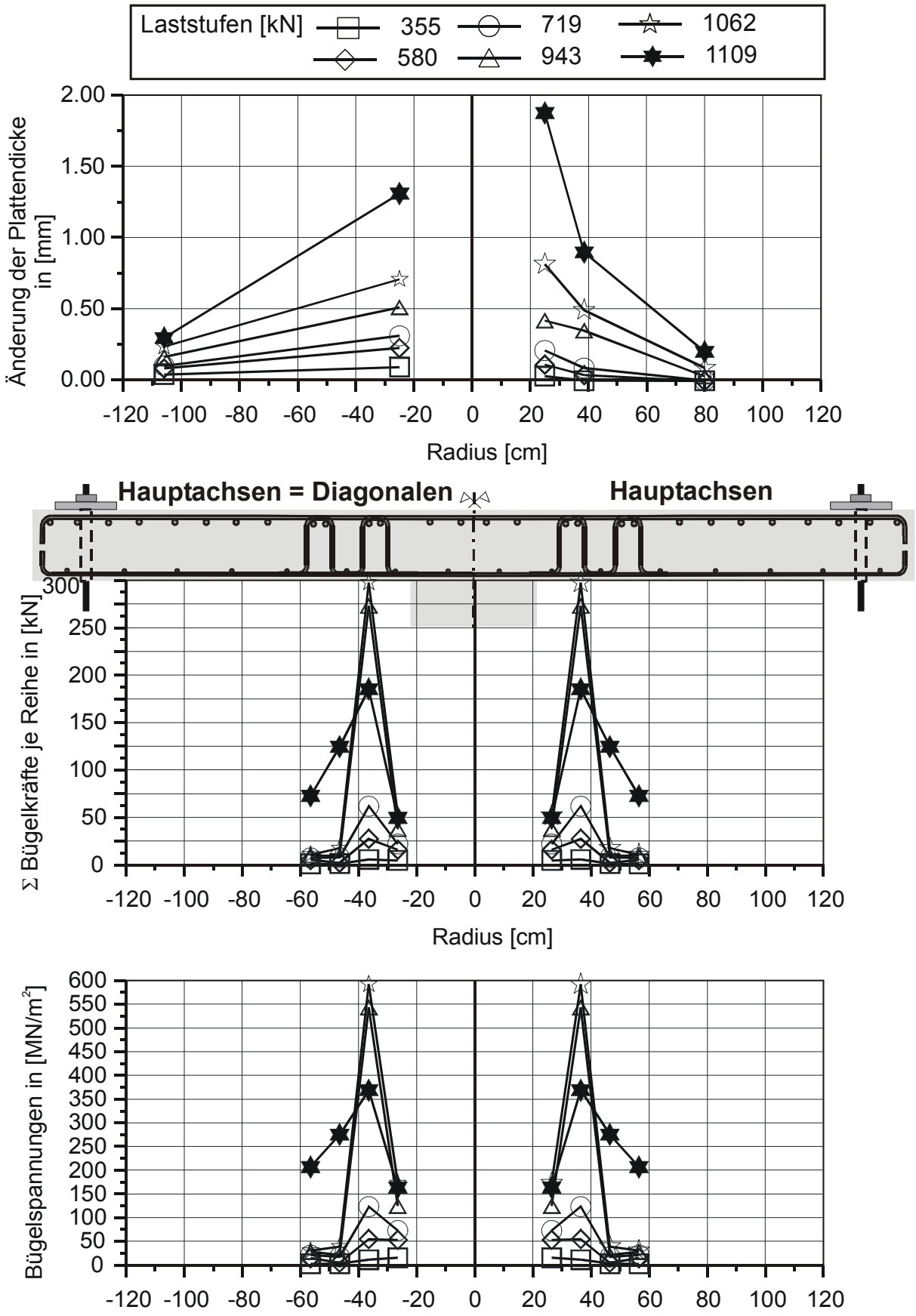
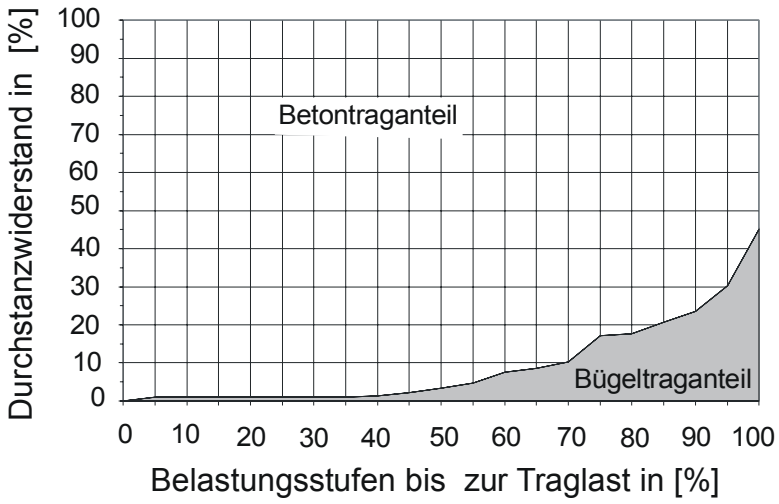
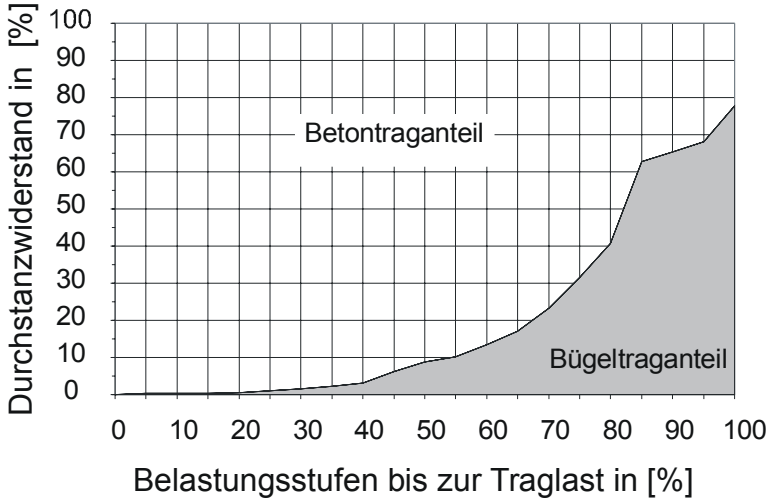


Bild 8-7 P1-II: Entwicklung der Änderung der Plattendicke, der Bügelspannungen und der Bügelkräfte (Definition der Hauptachse und Diagonale siehe Bild 8-6b)



a) P1-II: Verteilung der Prüflast zwischen Bügelbewehrung und Beton



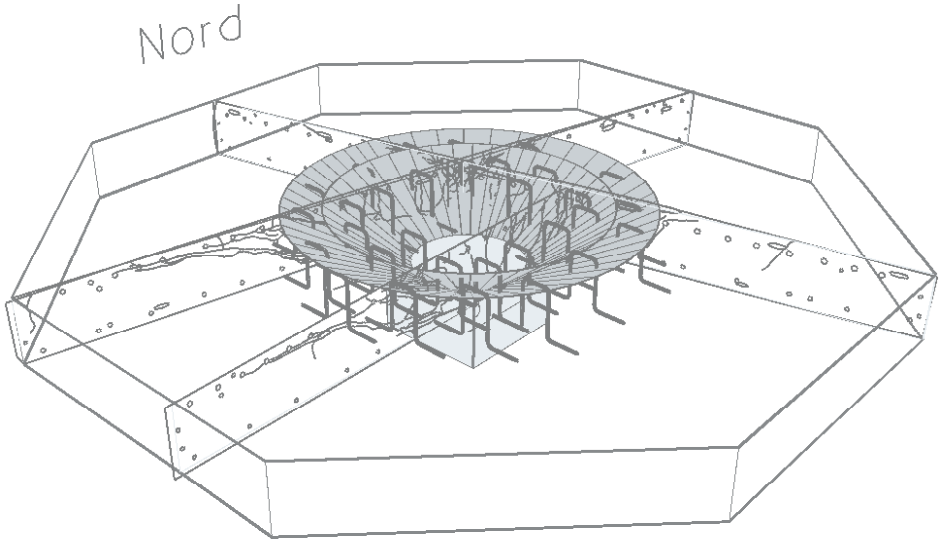
a) P2-II: Verteilung der Prüflast zwischen Bügelbewehrung und Beton

Bild 8-8 Versuche P1-II und P2-II: Traganteile der Bügelbewehrung bezogen auf die Durchstanzlast

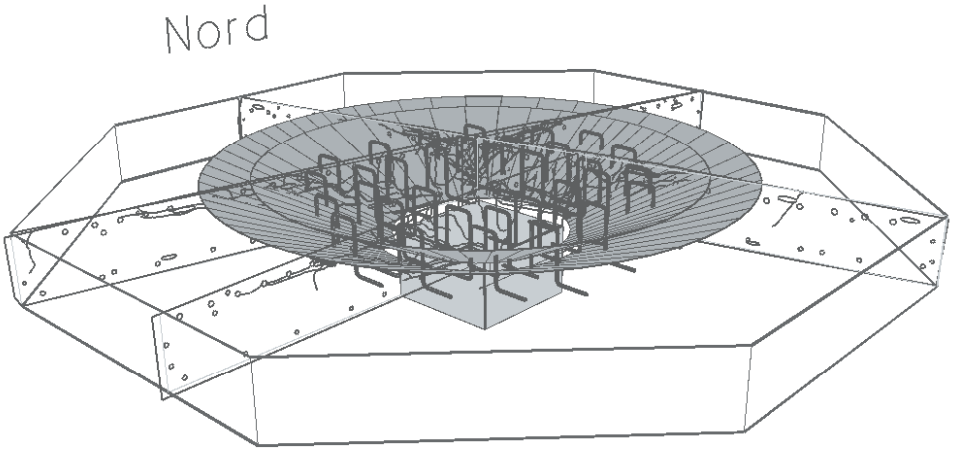
Die Bügelkräfte wurden getrennt nach Bügelreihe und Plattensegment (Sektor der Plattenhauptachse und Sektor der Plattendiagonalen Bild 8-6b) berechnet und aufsummiert. Zur Absicherung dieser Auswertemethode wurde der Versuch P2-II mit MASA simuliert, um die berechneten Bügelkräfte den experimentellen Ergebnissen gegenüberzustellen (siehe Abschnitt 8.3.3). Insgesamt konnte eine gute Übereinstimmung festgestellt werden (Bild 8-12), so dass die Auswertemethode als zutreffend bewertet wird. Die Bilder 8-7 und 8-22 zeigen exemplarisch die Verteilung der Bügelspannungen und Bügelkräfte im Plattenquerschnitt.

In Bild 8-8 wurden die Bügeltraganteile je Plattensektor zusammengefasst und mit der einwirkenden Prüfkraft verglichen. Es ist zu erkennen, dass die Bügel in der ersten und zweiten Bügelreihe ab einer Prüfkraft von etwa 50 % bis 60 % der Traglast erstmals

messbar beansprucht wurden. Die Bügel in der dritten und vierten Reihe beteiligten sich ab etwa 85 % der Traglast (Bild 8-7). Der Versuch P1-II war für die Gesamtbeanspruchung der Bügel nicht repräsentativ (Bild 8-8a), da ein Durchstanzen außerhalb der Durchstanzbewehrung maßgebend wurde.



(a) Simulation der steil verlaufenden Schrägrisse



(b) Simulation der flacher verlaufenden Schrägrisse

Bild 8-9 Versuch P2-II: Dreidimensionale CAD-Simulation des Stanzkegelverlaufes auf Grundlage der aufgenommenen Rissbilder der Sägeschnitte

Der gesamte Bügeltraganteil im Versuch P2-II betrug 75 % der Traglast, was der Regelung nach DIN 1045(88) (vgl. Abschnitt 2.5.2) entspricht Die Entwicklung der Bügelspannungen in Abhängigkeit der Belastung lässt erkennen, dass einzelne Bügel bis zur Streckgrenze beansprucht wurden. Insbesondere die hohe Bügelbeanspruchung war infolge der eingeschränkten Verankerungsqualität nicht stabil (Bild 8-5), so dass

im Bruchzustand im Mittel maximal 76% der Nennfestigkeit der Streckgrenze aktiviert werden konnten. Hierbei stellte sich Bügelschlupf sowohl in der Biegezug- als auch in der Biegedruckzone ein. Die Nachbildung des räumlichen Stanzkegelverlaufes auf Grundlage der Rissbilder aus den Sägeschnitte veranschaulicht, dass die Einzelrisse des Stanzkegels die Bügel kurz oberhalb oder unterhalb der Abbiegungen kreuzten (Bild 8-9). Daher standen zur Verankerung der Bügelkräfte nur die horizontal abgebogenen Schenkel zu Verfügung. Diese sind aufgrund der kurzen Verankerungslänge von etwa 10 d_s nicht in der Lage, eine Bügelbeanspruchung in Höhe der Streckgrenze zuverlässig in den Beton einzuleiten.

Ein Vergleich der Bügelspannungen mit der Verformungsfigur verdeutlicht, dass der Bereich einer hohen Bügelbeanspruchung mit dem Verkrümmungsbereich der Platte zusammenfällt. Da einzig im verkrümmten Plattenbereich hohe Querkraft- und Biegebeanspruchungen gleichzeitig wirken, wird dieser Plattenabschnitt nachfolgend als Durchstanzbereich oder Lasteinleitungsbereich bezeichnet. Außerhalb des Durchstanzbereiches klingt sowohl die Momenten- als auch die Querkraftbelastung schnell ab (vgl. Bild 8-14), so dass sich mit zunehmenden Abstand von der Stütze ein Beanspruchungszustand vergleichbar mit liniengelagerten Platten einstellt.

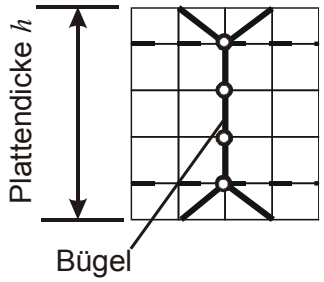
8.3.3 Simulation des Versuches P2-II mit MASA

Zur Minimierung der Modellfehler wurde die Bügelbewehrung des Versuchskörpers P2-II erstmals diskret entsprechend ihrer Anordnung im Versuch simuliert. Hierzu gehörte auch das Verankerungsverhalten der Bügel zu erfassen. Da das Verankerungsverhalten grundsätzlich aus Versuchen und den eigenen Simulationen bekannt (vgl. Abschnitt 5) ist , erschien eine Lösung leicht möglich. Dennoch war eine Vielzahl von numerischen Simulationen und Parameterstudien erforderlich, um eine zutreffende Bügelverankerung abzubilden.

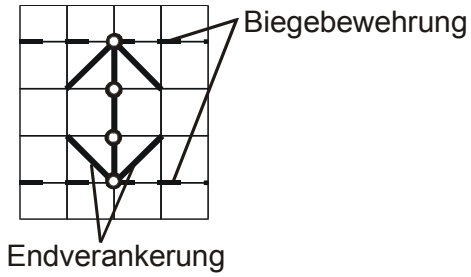
Als Endverankerung für eine Bügelbewehrung wurden im einzelnen die Varianten (a) bis (d) nach Bild 8-10 untersucht. Die Formen (a) bis (c) zeigten jeweils zu große Beton-Querzugspannungen im Verankerungsbereich, so dass die Bügelbewehrung nicht ausreichend aktiviert werden konnte. Einzig das von *OZBOLT* [195] entwickelte biegesteife Element führte zum Ziel (Form d). Das globale Tragverhalten der Bügel konnte mit dieser Art der Diskretisierung (Bild 8-10f) gut erfasst werden (Bild 8-12).

Für die Nachrechnung der Versuche mit Durchstanzbewehrung wurden die rechnerischen Materialeigenschaften aus der Berechnung ohne Durchstanzberechnung übernommen, so dass die Berechnungsergebnisse mit und ohne Durchstanzbewehrung vergleichbar sind. Einzig die Beton- und Stahlfestigkeiten wurden an die gemessenen Materialfestigkeiten der Versuche angepasst (vgl. Abschnitt 6).

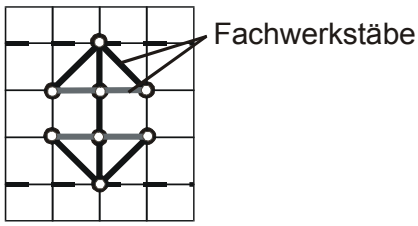
Die Simulation des Versuches P2-II mit MASA ergab eine um 10 % reduzierte Durchstanzlast gegenüber dem Versuch. Die Maximaldurchbiegung und das spröde Verformungsverhalten des Versuches wurden in der Simulation nicht erfasst (Bild 8-11). Vergleiche der rechnerischen Betonstauchungen, Betonstahldehnungen und Bügelkräfte (Bild 8-12) zeigten eine gute Übereinstimmungen mit den Messwerten [55]. Daher wurde der Traglastunterschied in der Simulation auf die nicht abgebildete Dübelwirkung der Längsbewehrung zurückgeführt (vgl. Abschnitt 8.8).



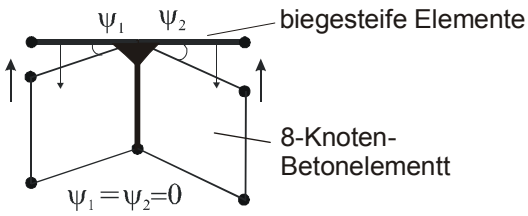
Typ (a)



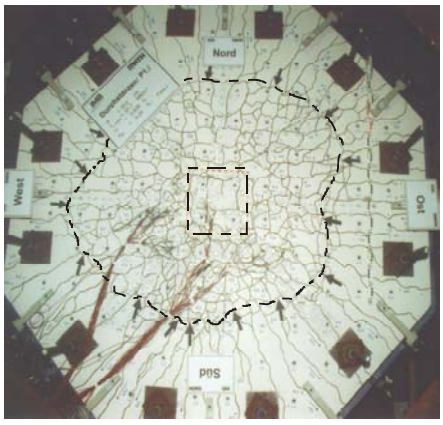
Typ (b)



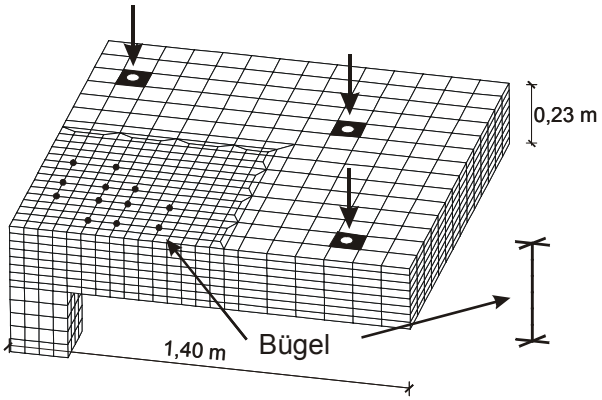
Typ (c)



Typ (d)



(e) Lasteinleitungspunkte im Versuch



(f) ¼ des Versuchskörpers als Finite-Elemente-Modell

Bild 8-10 Untersuchte Möglichkeiten zur Abbildung der Endverankerungselemente einer Bügelbewehrung und das verwendete Finite-Elemente-Netz

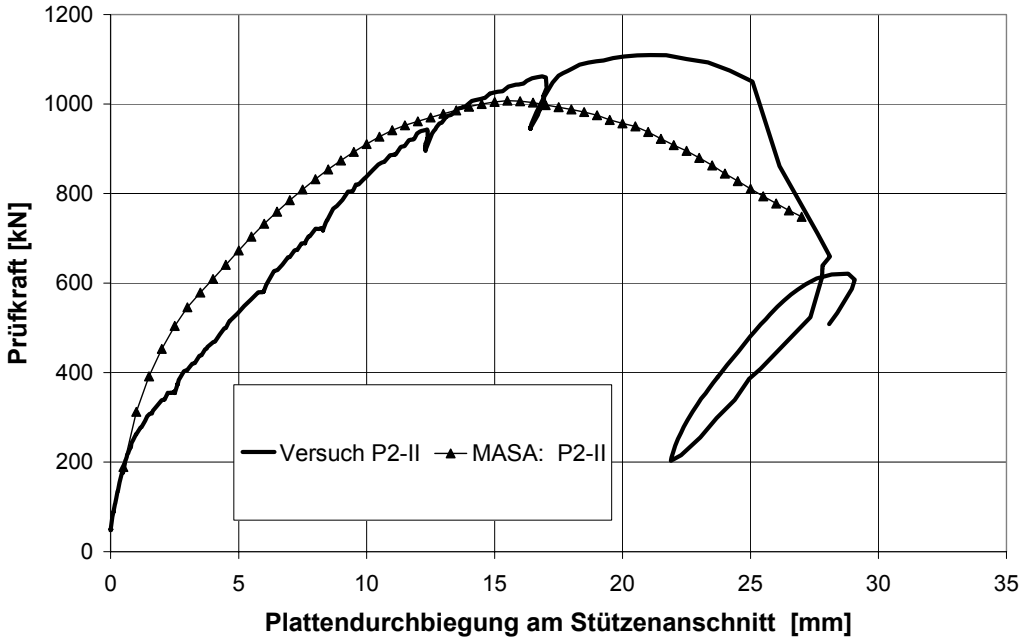


Bild 8-11 Versuche P2-II: Nachrechnung des Versuches mit MASA

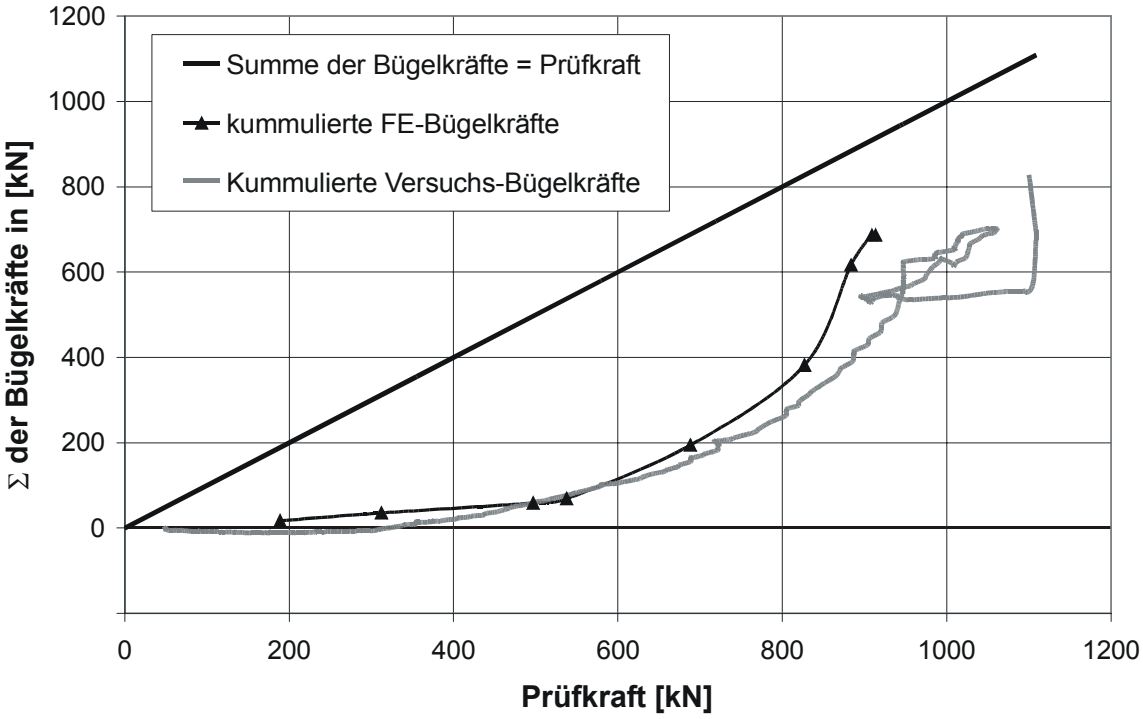


Bild 8-12 Versuche P2-II: Vergleich der Summe der simulierten und gemessenen Bügelkräfte

8.3.4 Stabwerkmodell und Schnittgrößenverteilung

Die Tragmechanismen eines bügelbewehrten Durchstanzbereiches im Bruchzustand werden nachfolgend anhand der mit MASA berechneten Betonspannungsverteilung erläutert (Bild 8-13).

Ausgehend von der Abspannebene bildet sich eine Druckstrebe zum Fußpunkt der außen liegende Durchstanzbewehrung aus. Das horizontale Gleichgewicht im Fußpunkt der Druckstrebe wird vorwiegend über tangentiale Umlenkkräfte sichergestellt (siehe Anstieg der tangential ausgerichteten Betondruckspannungen und vgl. Modell „Rond-Point“ nach *PRALONG* in Bild 2-9). Eine weitere Druckstrebe bildet sich von der Abspannebene zum Fußpunkt der zweiten Bewehrungsreihe aus. Nachdem die Querkraft im Bereich der Bügel „hochgehängt“ ist, formieren sich Druckstreben zum Stützenanschnitt und zum Fußpunkt der ersten und zweiten Bewehrungsreihe, d.h. die Durchstanzbewehrung wird sowohl durch eine Sprengwerk- als auch durch eine Fachwerktragwirkung belastet. Im Bereich der Stütze und der ersten und zweiten Bewehrungsreihe wird das horizontale Gleichgewicht der Druckstreben vorwiegend über die radial ausgerichteten Druckstreben sichergestellt. Eine Integration der Betonschubspannungen der Betondruckzone ergab, dass der Betontraganteil nach Bild 8-8 in etwa dem Querkrafttraganteil der Betondruckzone entspricht. Somit kann der Betontraganteil, der Betonruckzone zugeordnet werden. Dieses Tragverhalten entspricht grundsätzlich dem plastischen Bemessungsansatz nach *BRÄNDLI* (vgl. Abschnitt 2). Allerdings kann die Durchstanzbewehrung bei geringen Bauteilhöhen nicht bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden, wie die Auswertungen in Abschnitt 8.3.2 zeigen.

Integriert man die Betonspannungen über den Plattenquerschnitt unter Berücksichtigung der Spannungen der Betonstahlbewehrung, so ergeben sich im Bruchzustand für die Platte P2-II Schnittgrößen (Bild 8-14), die vergleichbar mit einer Kreisringplatte (siehe Bild 2-2) sind. Allerdings wird in tangentialer Richtung die Momentenbeanspruchung einer Kreisringplatte unterschritten, da in radialer Richtung gegenüber der Plattentheorie eine erhöhte Momententragwirkung festzustellen ist. Diese Momentenverteilung ist nicht überraschend, da die Platte P2-II das Lastniveau eines plastischen Biegeversagens nicht erreichte und somit die Momentenumlagerung von der Kreisplatte zur Kreisringplatte nicht abgeschlossen war. Die Querkraftverteilung stimmt gut mit den theoretischen Werten überein, wobei die Querkraftbeanspruchung außerhalb der Durchstanzbewehrung infolge der direkten Druckstreben schneller abklingt als nach der Plattentheorie.

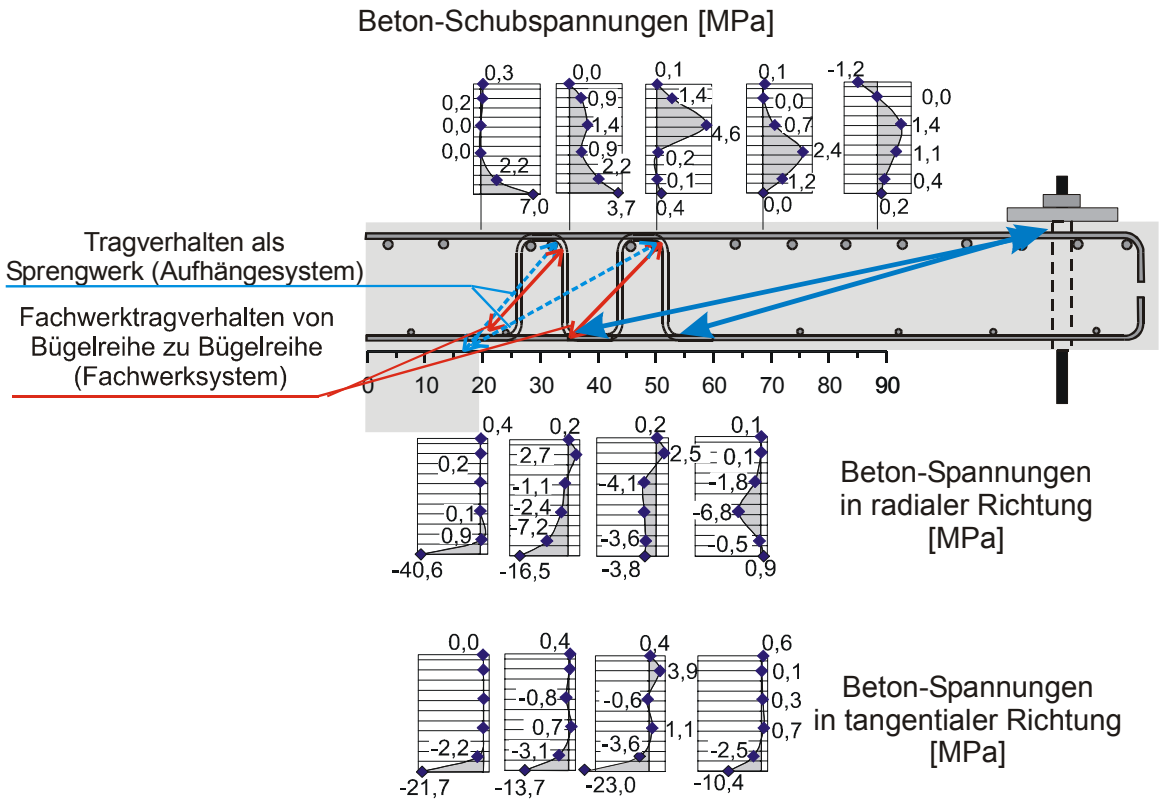


Bild 8-13 P2-II: Beton-Spannungsverteilungen über die Querschnittshöhe aus der Nachrechnung des Versuches mit MASA bei 1000 kN Belastung

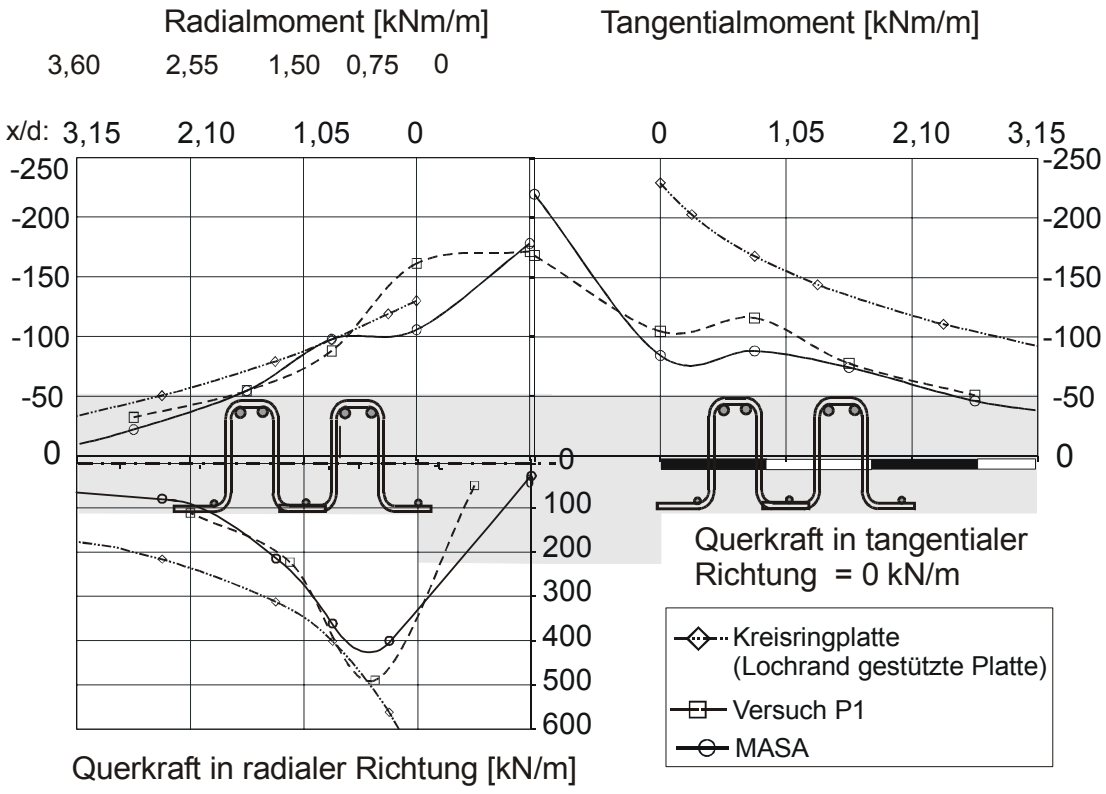


Bild 8-14 Versuch P2-II: Schnittgrößenverteilungen bei 90 % der Traglast

8.3.5 Zusammenfassung zum Tragverhalten einer Bügelbewehrung

Das Bügeltragverhalten im Durchstanzbereich lässt sich mit folgenden Punkten charakteristisch zusammenfassen:

- Der hochbeanspruchte Durchstanzbereich fällt zusammen mit dem Bereich der größten Verkrümmungen aus den Stützmomenten. Der Verkrümmungsbereich kann mit einem Radius von etwa 1,5 d vom Stützenanschnitt angegeben werden.

- Bügel werden erst ab einer Belastung von 50 bis 60 % der Traglast aktiviert. Die Bügel außerhalb des primären Durchstanzbereiches im Abstand von 1,5 d vom Stützenanschnitt werden etwa bei 85 % der Traglast aktiviert.

- Im Traglastbereich wird etwa 75 % der gesamten Querkraftbelastung über die Bügelbewehrung in die Stütze eingeleitet, die restlichen 25 % über einen Betontraganteil. Anhand von numerischen Simulationen ist der Betontraganteil auf die Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone zurückzuführen.

- Die Verankerungsqualität üblicher Bügel in schlanken Flachdecken, die mit 90°-Abbiegungen und einer Abbiegelänge von 10 d_s ausgebildet sind, reicht aus, um im Durchstanzbereich eine Bügelbeanspruchung von etwa 75 % der Nennfestigkeit f_{yk} zuverlässig im Beton zu verankern. Ursache hierfür ist, dass der Stanzkegel die Bügel jeweils kurz oberhalb bzw. kurz unterhalb der Abbiegung kreuzt, d.h. als Endverankerungslänge steht nur die Hakenlänge zur Verfügung.

- Eine Bügelanordnung im Durchstanzbereich nach DIN 1045(88) ermöglicht gegenüber einer Platte ohne Durchstanzbewehrung eine Traglaststeigerung von etwa 60 %.

8.4 Zum Tragverhalten von Schubzulagen (Formen Ia und Ib)

Schubzulagen nach DIN 1045(88) wurden ausschließlich im Versuch P1-I untersucht (Bild 8-15). Insgesamt verhielt sich der Versuchskörper vergleichbar zum Versuch P1-II mit einer Bügelbewehrung (Bild 8-17). Da beide Versuche außerhalb der Durchstanzbewehrung versagten, ist die erhöhte Tragfähigkeit im Versuch P1-I gegenüber P1-II weitgehend auf die größere Betonfestigkeit zurückzuführen. Bemerkenswert ist die größere Steifigkeit der Versuche P1-I und P2-I gegenüber den Versuchen P1-II und P-II, die auf das schlupfärmere Verankerungsverhalten der angeschweißten Querstäbe gegenüber den 90° Abbiegungen zurückzuführen ist. Infolge der erhöhten Bewehrungsmenge bei Anordnung von einer vertikalen Steckbügelbewehrung und der damit verbundenen Reduktion der Schubrissbreiten wurde das steifere Verformungsverhalten im Versuch P2-I nochmals verstärkt (Bild 8-17).

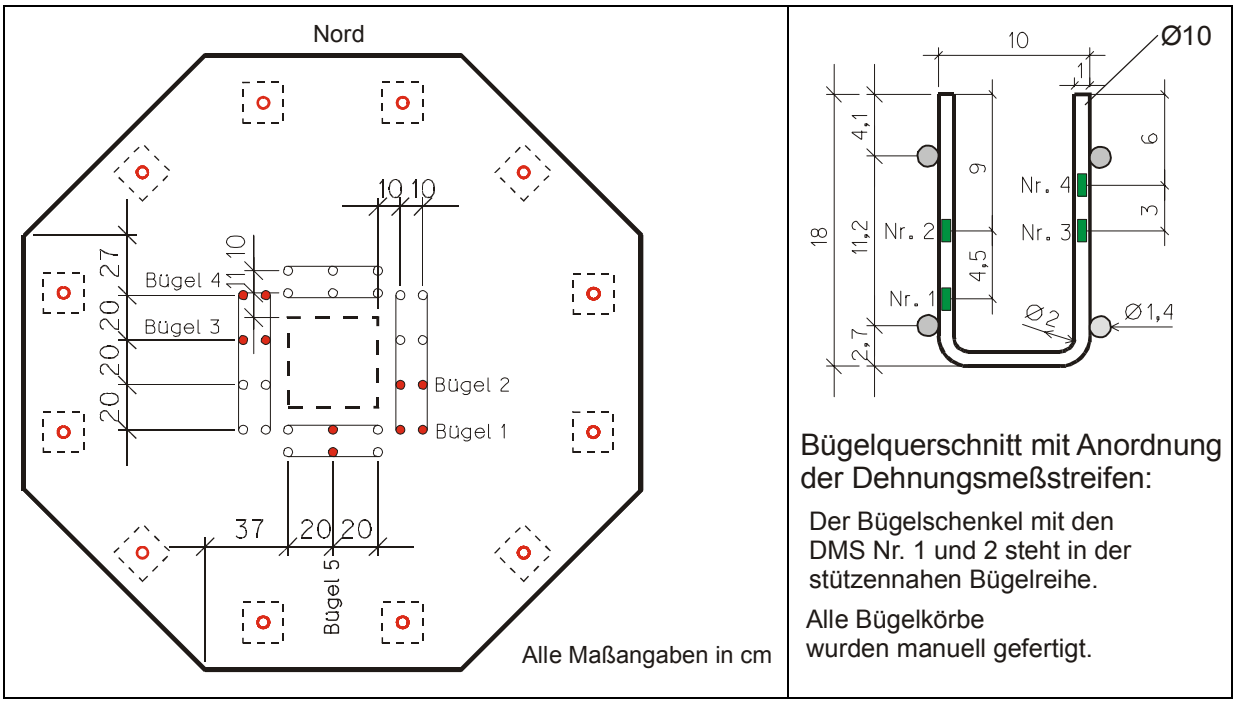


Bild 8-15 Versuch P1-Ia: Anordnung und Detailausbildung der Schubzulagen Typ I a

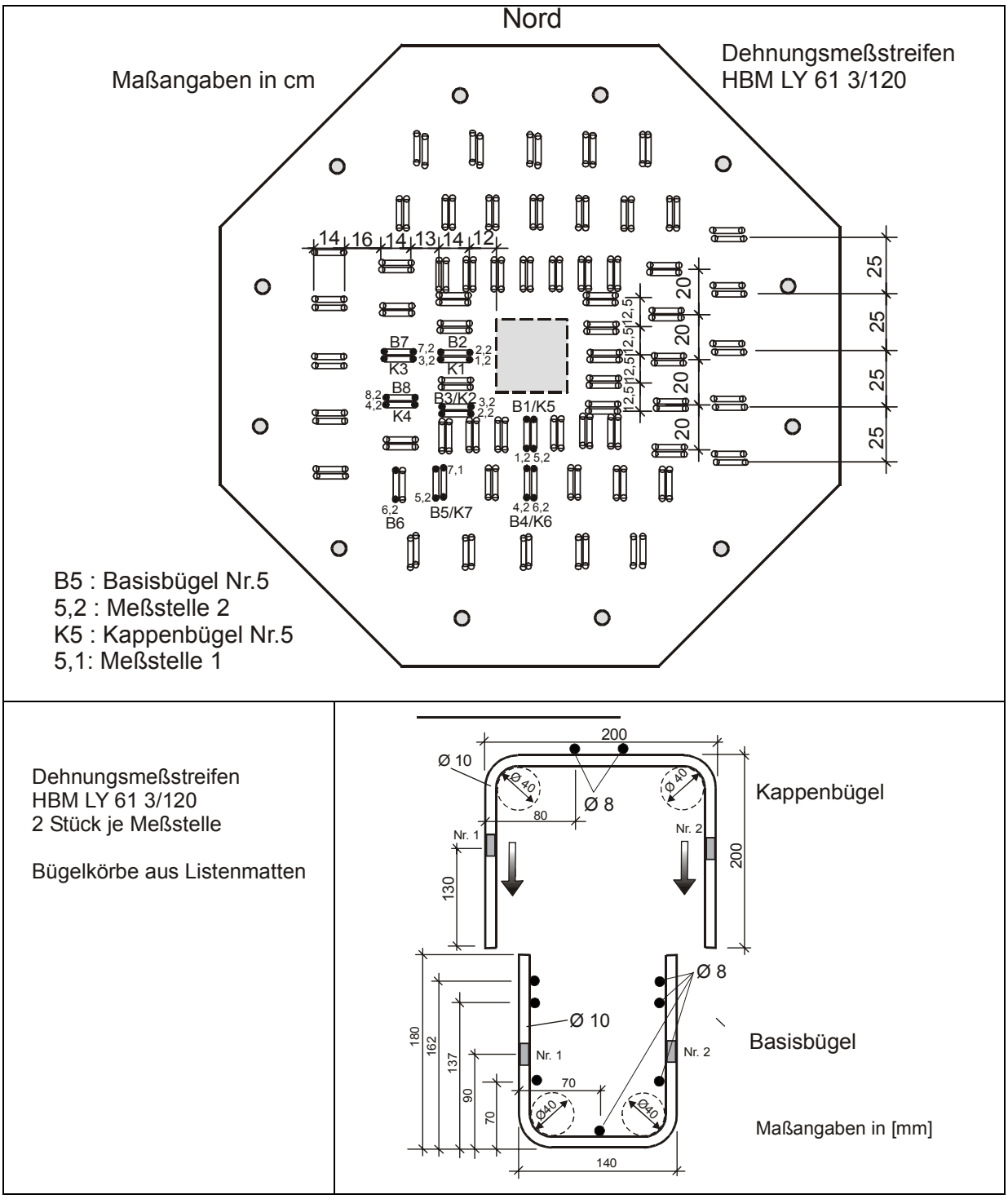


Bild 8-16 Versuch P5-I: Anordnung und Detailausbildung der Durchstanzbewehrung Typ I b

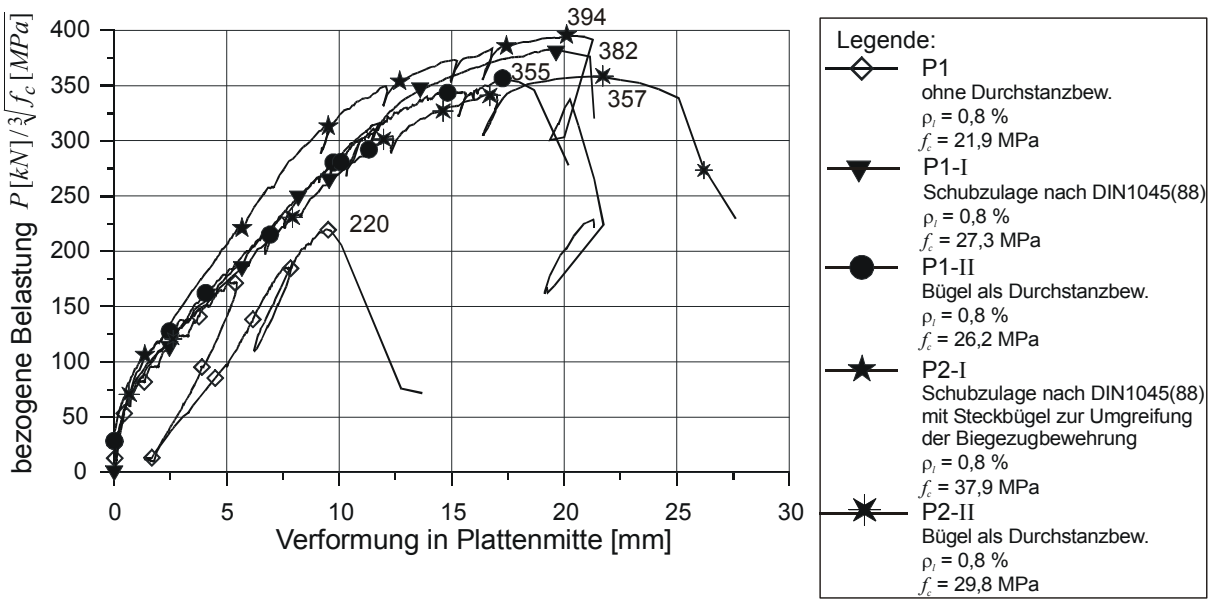


Bild 8-17 Vergleich der Last-Verformungskurven eines Versuches ohne Durchstanzbewehrung (P1) mit zwei Versuchen mit einer Bügelbewehrung (P1-II und P2-II) sowie zwei Versuchen mit Schubzulagen als Durchstanzbewehrung (P1-I und P2-I)

Im Versuch P1-I trat der Bruch außerhalb der Schubzulagen auf, so dass Schubzulagen nach DIN 1045(88) bis zum 1,5-fachen des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung als effektiv einzustufen sind.

Zur Sicherung der Betondeckung gegen ein frühzeitiges Abheben infolge Dübelwirkung der Biegezugbewehrung (siehe Abschnitt 8.8), wurde die Form Ib gegenüber der Form Ia um einem zusätzlichen Kappenbügel ergänzt (Bild 8-16). In den so bewehrten Versuchen P3-I, P5-I, P6-I und P7-I erreichte die Schubzulagenbeanspruchung die Nennfestigkeit der Streckgrenze f_{yk}. Diese Beanspruchung wurde in der ersten und zweiten Bügelreihe durch eine kombinierte Sprengwerk- und Fachwerktragwirkung verursacht. Die Steckbügel dagegen wurden nur geringfügig beansprucht, dieses Tragverhalten entspricht den Untersuchungen zur Verankerungsqualität in Abschnitt 5. Sie verminderten im wesentlichen die horizontale Rissbildung in Höhe der Längsbewehrung infolge Dübelwirkung der Längsbewehrung, was infolge der Stabilisierung des Verbundes zu einer erhöhten Biegekapazität der Plattenausschnitte führte.

Aus der dreidimensionalen CAD-Simulation der Schubrissverläufe ist zu erkennen, dass die Schrägrisse die Schubzulagen meist kurz oberhalb oder unterhalb der angeschweißten Querstäbe kreuzen. Durch die Querstäbe wird die Rissgeometrie gleichsam vorgegeben (Bild 8-18).

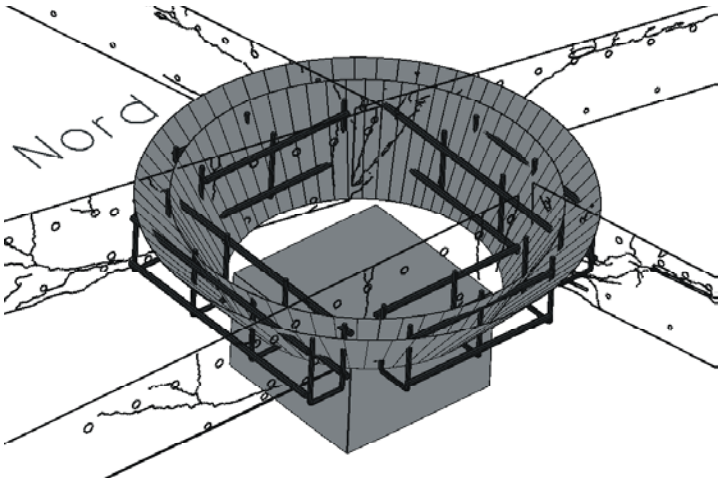


Bild 8-18 Versuche P5-I: Anordnung und Detailausbildung der Durchstanzbewehrung Typ I b

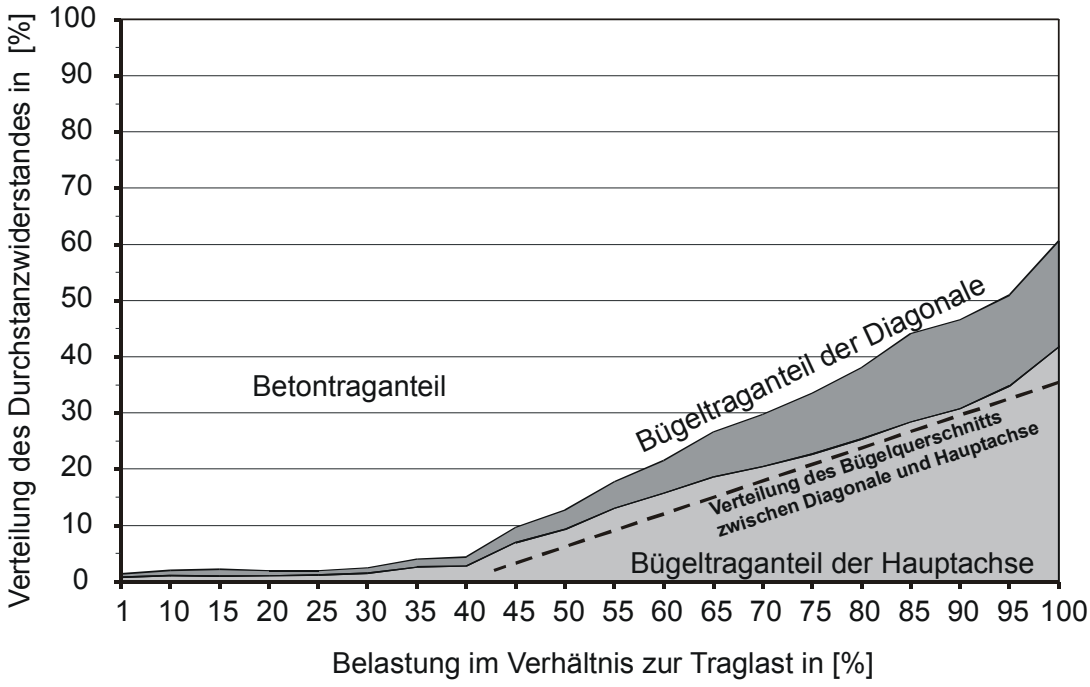


Bild 8-19 Versuch P6-I: Traganteile der Schubzulagen bezogen auf die Durchstanzlast

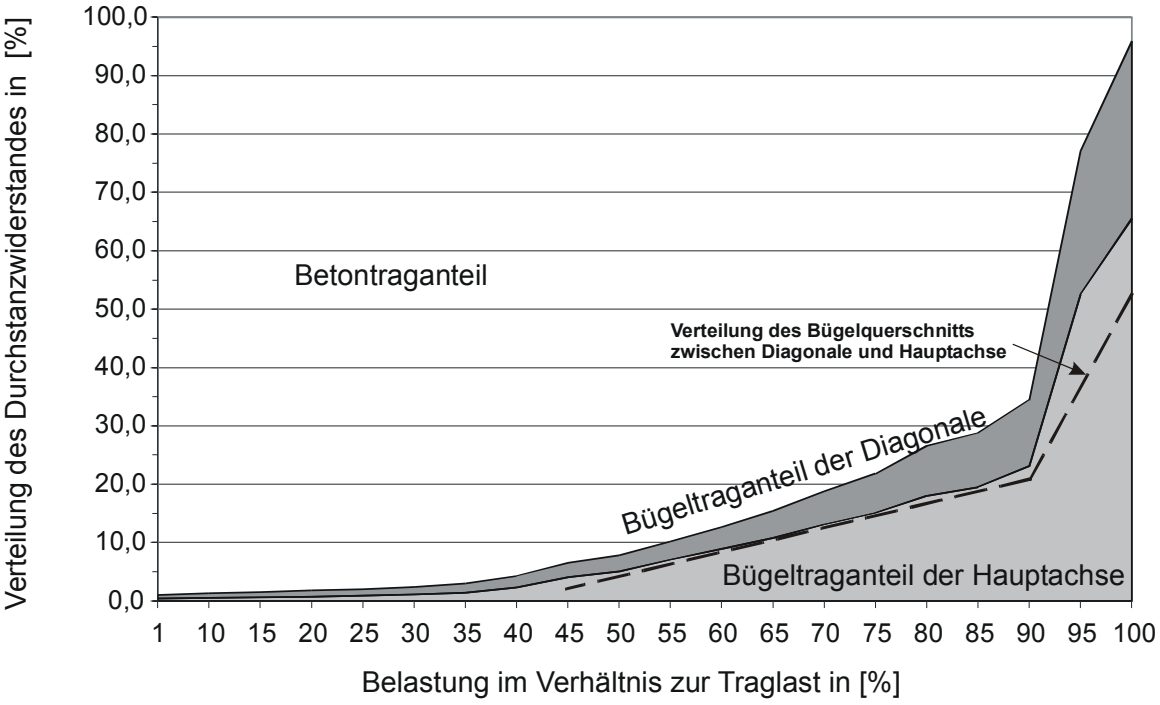


Bild 8-20 Versuch P7-I: Traganteile der Schubzulagen bezogen auf die Durchstanzlast

Vertikale Schubzulagen des Typs Ib ergaben im Bruchzustand im Mittel einen Betontraganteil von 45 % der Durchstanzlast. In Bild 8-19 ist eine typische Entwicklung der Querkraftverteilung zwischen Beton und Schubzulagen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Kraftverteilung innerhalb der Schubzulagen querschnittsproportional entwickelt, wie die gestrichelt eingezeichnete Linie zeigt. Als besonders wirksam erwiesen sich Schubzulagen des Typs Ib, mit einem gegen die Rissrichtung geneigten Bügelschenkel (Bild 8-21). Diese Form wurde bis zu 90 % der Nennfestigkeit f_{yk} beansprucht (Bild 8-21) und erzeugte auch außerhalb des Durchstanzbereiches eine ausgeprägte Schrägrissbildung, wie Bild 6-18(*l)* zeigt. Die Entwicklung der Querkraftkomponente der Schubzulagen nach Bild 8-20 weist gegenüber Bild 8-19 einen deutlichen Anstieg der Bewehrungskräfte bei etwa 90 % der Traglast auf. Ab dieser Belastungsstufe hatte sich innerhalb der Platte eine eindeutige Fachwerktragwirkung von Bügelreihe zu Bügelreihe ausgebildet, wohingegen sich beim Versuchskörper P6-Ib kein Wechsel vom Aufhängesystem zum Fachwerksystem festzustellen war (vgl. Bild 8-13). Hierdurch wurde im Versuche P7-I die plastische Verformungskapazität gegenüber allen anderen Versuchen wesentlich gesteigert (Bild 8-22).

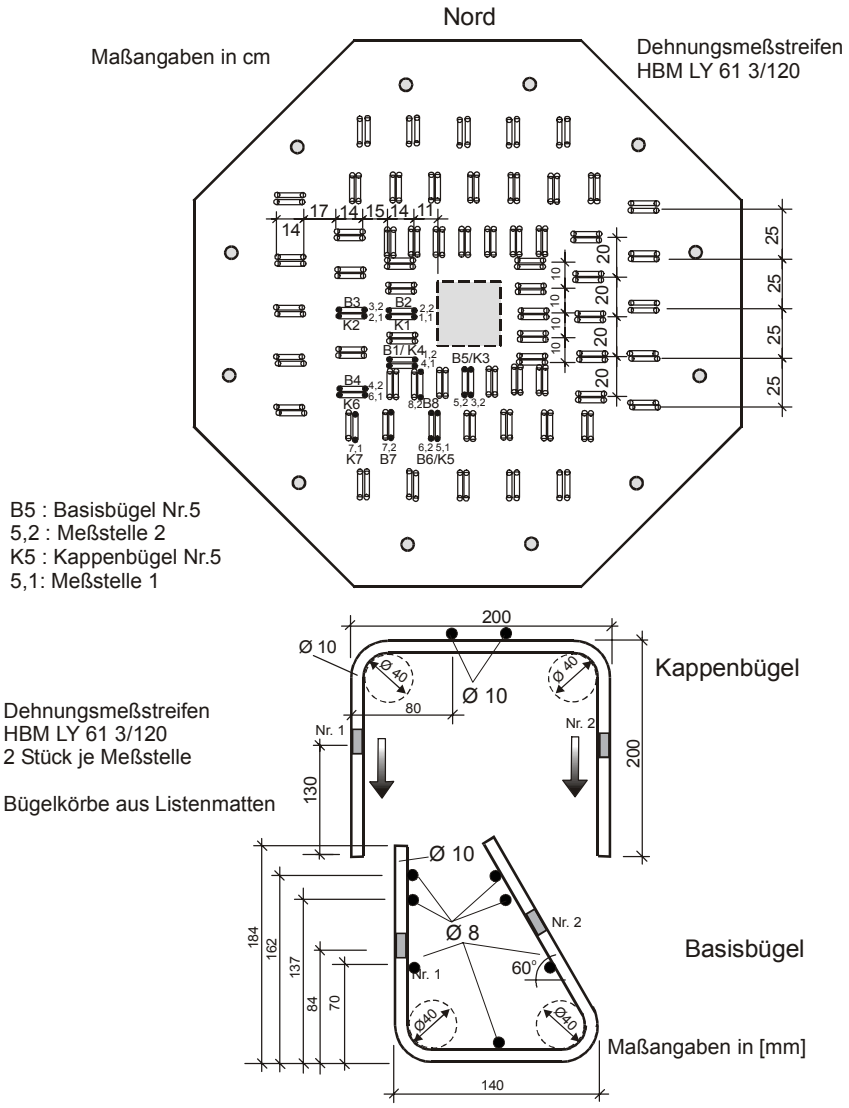


Bild 8-21 P7-I: Anordnung und Ausbildung der Durchstanzbewehrung

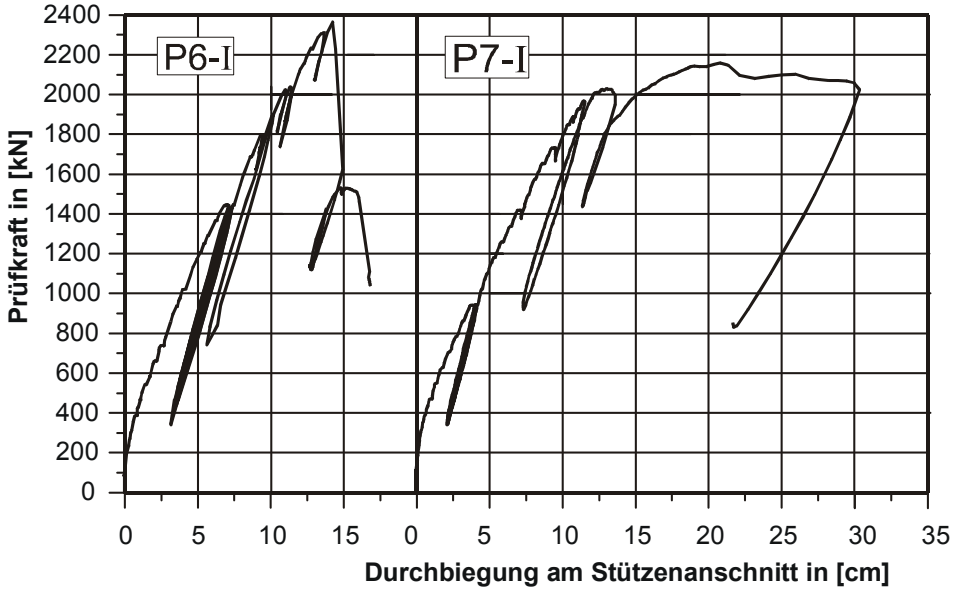


Bild 8-22 Versuche P6-I und P7-Ib: Vergleich der Last-Verformungskurven

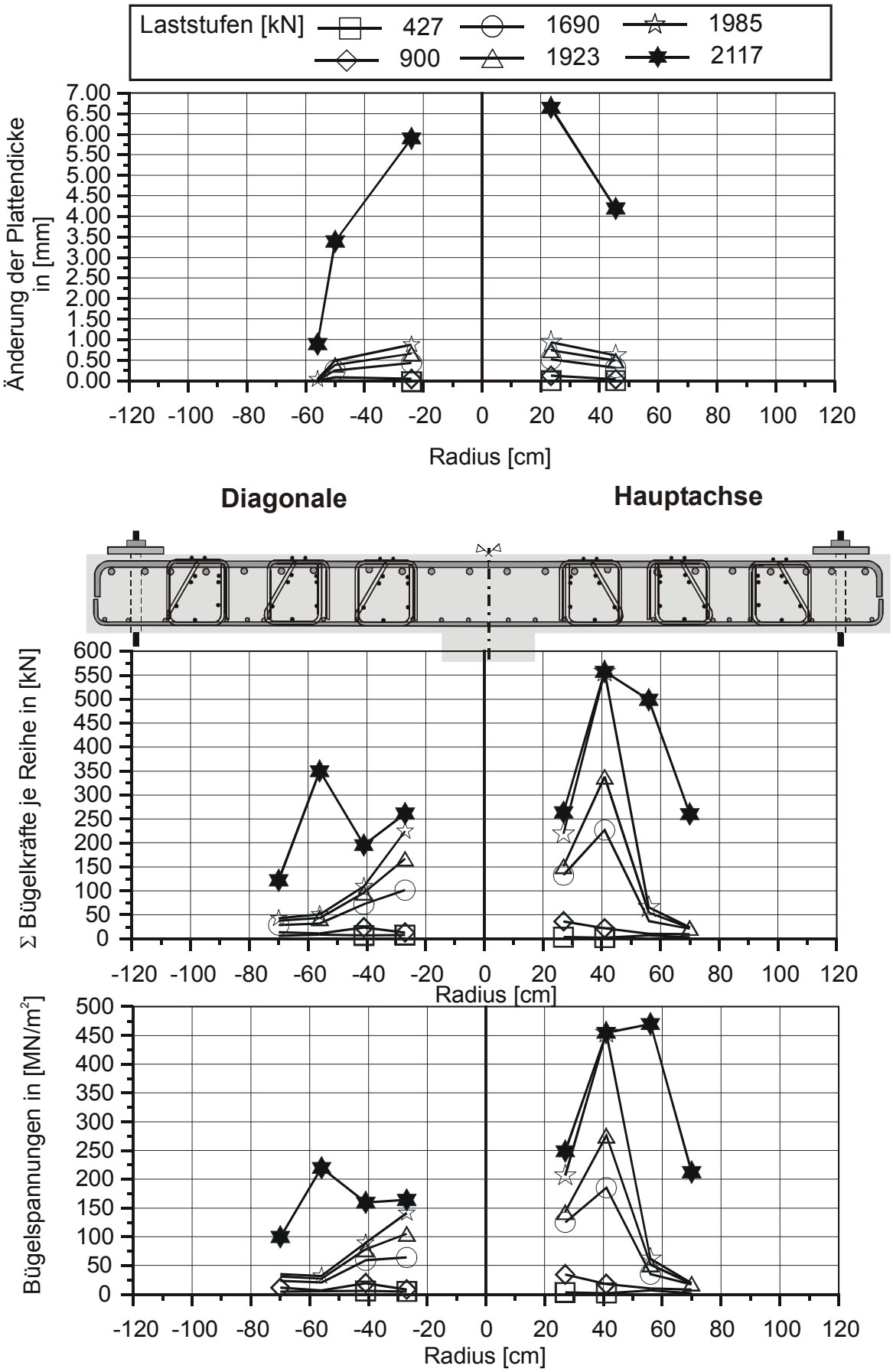


Bild 8-23 P7-Ib: Beanspruchung der Durchstanzbewehrung

Zusammenfassung zum Tragverhalten von Schubzulagen

Das Tragverhalten von Schubzulagen nach DIN 1045(88) lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit Schubzulagen der Form Ia kann die Traglast bis zum 1,5-fachen Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung gesteigert werden.

- Aufgrund der verbesserten Endverankerungsqualität gegenüber einer Bügelbewehrung ergibt sich ein etwas steiferes Verformungsverhalten, das zu einem Traglastzuwachs von etwa 8 bis 10 % gegenüber einer Bügelbewehrung führt.

- Vertikale Steckbügel vermindern die horizontale Rissbildung in Höhe der Biegezugbewehrung infolge der Dübelwirkung. Hierdurch bleiben die guten Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung auch bei hoher Querkraftbeanspruchung weitgehend erhalten, was die Biegekapazität der Flachdecke im Vergleich zu üblichen Schubzulagen nach DIN 1045(88) erhöht. Als Durchstanzbewehrung sind die vertikalen Steckbügel unwirksam, obwohl eine Mitwirkung bei der Begrenzung der Schrägrissbreite sowie der Dübelwirkung im Schrägriss nachzuweisen ist.

- Schubzulagen können Zugkräfte, die bis 90 % ihrer Nennfestigkeit (f_{yk} = 500 MPa) zuverlässig im Beton verankern.

- Als besonders effektiv erwiesen sich Schubzulagen, die den Stanzkegel nahezu rechtwinklig kreuzen, da hierdurch die Duktilität des Durchstanzbereiches wesentlich erhöht wurde.

- Die Schubzulagen wirkten im Durchstanzbereich sowohl als Aufhängebewehrung als auch als Querkraftbewehrung mit einer Fachwerktragwirkung von Bügelreihe zu Bügelreihe. Die Fachwerktragwirkung stellte sich kontinuierlich ab einer Querkraftbeanspruchung von 85 bis 90 % der Bruchlast ein.

8.5 Zum Tragverhalten einer Bügelbewehrung mit schlaufenförmiger Übergreifung (Form III)

In den Versuchen P2-III und P4-III wurde die Durchstanzbewehrung quadratisch in zwei bzw. drei zweischnittigen Bügelreihen um die Stütze angeordnet (Bild 8-24). Nachdem der Versuchskörper P2-III ein Biegeversagen aufgetreten war, wurde im Versuchskörper P4-III der Längsbewehrungsgrad von 0,8 % auf 1,13 % sowie die statische Nutzhöhe von 190 mm auf 230 mm vergrößert. Hierdurch konnte im Versuch ein Überschreiten der Streckgrenze in der Biegezugbewehrung vermieden werden.

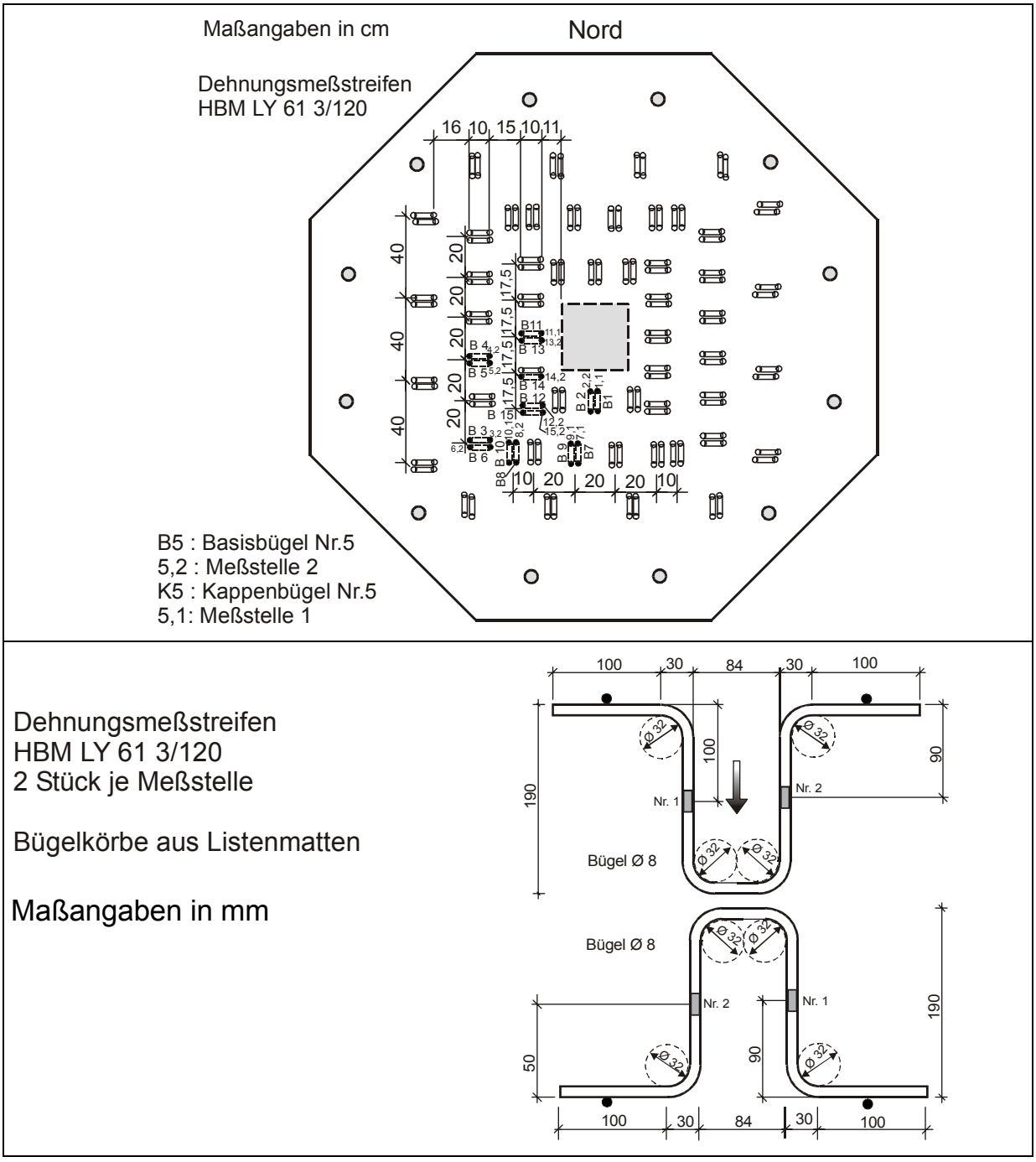


Bild 8-24 Versuch P4-III: Anordnung und Detailausbildung der Durchstanzbewehrung Form III

In beiden Versuchen wurden die ersten drei Bügelreihen als Durchstanzbewehrung beansprucht. Die Nennfestigkeit der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung wurde nur im Versuch P4-III im Bereich der Hauptachse erreicht. Im Versuch P2-III stiegen die Bügelkräfte der ersten und der zweiten Bügelreihe nahezu gleichmäßig an, was auf einen fachwerkartigen Lastabtrag schließen lässt (Bild 8-25). Insgesamt war im Vergleich zu den Bewehrungsformen I und II (Bilder 8-6 und 8-14) eine frühzeitige Beanspruchung der schlaufenförmigen Bewehrung festzustellen (Bild 8-26). Dies wird auf die schlechtere Verankerung der Bewehrung im Zugbereich zurückgeführt (vgl. Abschnitt 5). Insgesamt stellte sich eine leicht erhöhte Tragfähigkeit gegenüber einer üblichen Bügelbewehrung ein, was auf die vergrößerte Bügelbewehrungsmenge und die günstigen sekundären Tragmechanismen zurückzuführen ist. Eine genaue Quantifizierung der absoluten Traglastunterschiede zwischen den untersuchten Bewehrungsformen I bis III erfolgt im Kapitel 9.

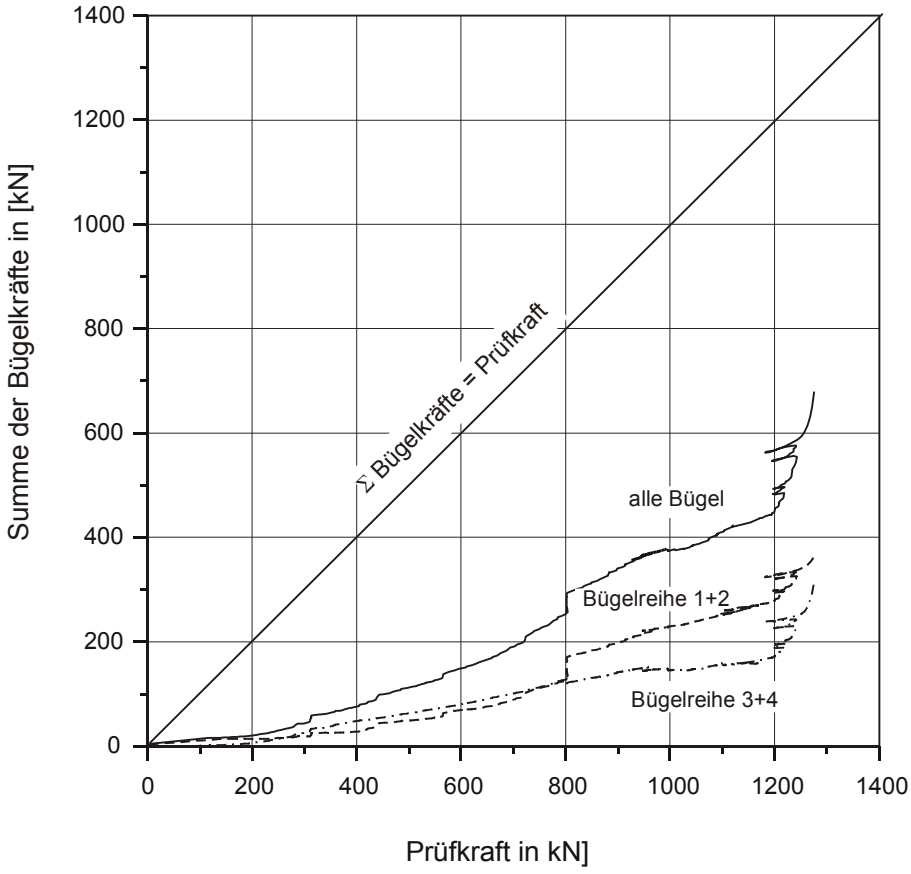


Bild 8-25 Versuch P2-III: Lastaufnahme der Bügelbewehrung

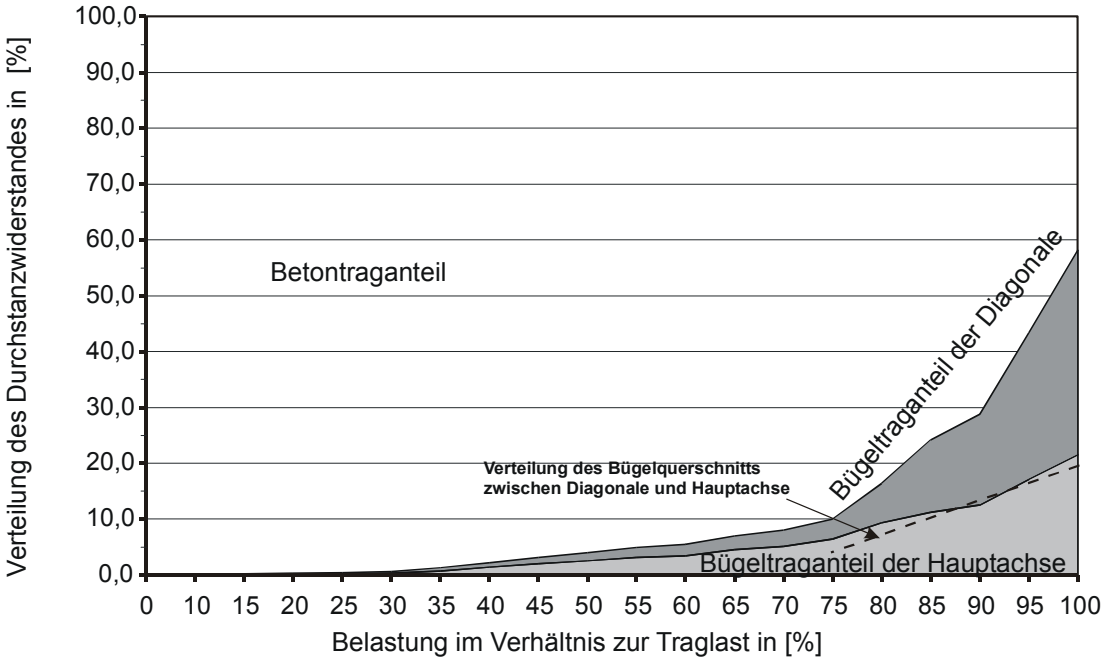


Bild 8-26 P4-III: Lastaufnahme der Bügelbewehrung

8.6 Zum Tragverhalten von Doppelkopfankern

8.6.1 Tragverhalten in dünnen Platten

Das grundsätzliche Tragmodell für Doppelkopfanker basiert auf dem Tragmodell von Dübelleisten nach *ANDRÄ* (vgl. Abschnitt 2.5.3.2). Die Anker oder die Dübel auf Leisten werden im Durchstanzbereich c – im Abstand von 1,0 *d* zum Stützenanschnitt - als Aufhängebewehrung beansprucht (Bild 8-27). Eine Fachwerktragwirkung wird ausschließlich außerhalb des Stanzbereiches im Bereich d nach DIN 1045(88) berücksichtigt. Im Vergleich zu einer Bügelbewehrung (Abschnitt 8.3) oder zum Tragverhalten von Schubzulagen (Abschnitt 8.4) wird bei Dübelleisten und Doppelkopfankern kein Betontraganteil als wirksam angenommen.

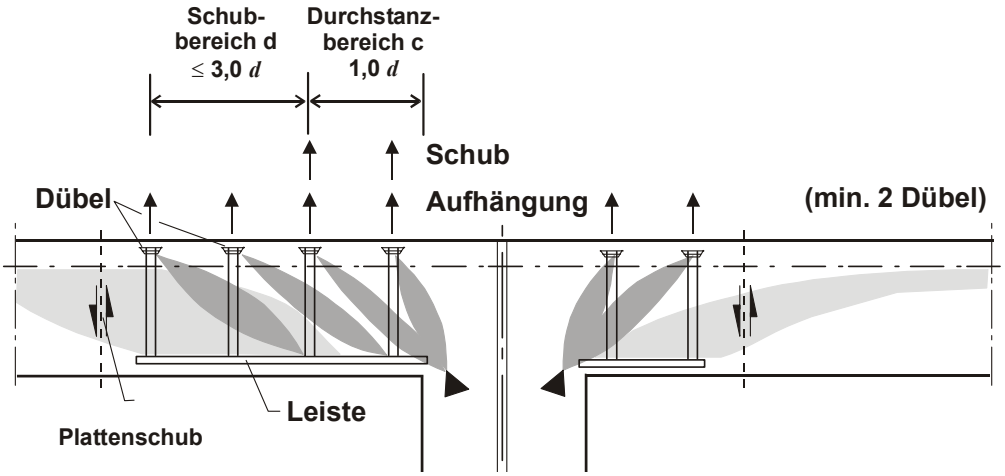


Bild 8-27 Grundsätzliches Tragmodell von Doppelkopfankern und Dübelleisten nach *ANDRÄ* [44 bis 50]

Da das Tragmodell nach *ANDRÄ* für Dübelleisten und Doppelkopfanker dem Stand der Technik entspricht, konzentrierten sich die eigenen Untersuchen zum Tragverhalten von Doppelkopfankern auf folgende Detailbetrachtungen:

- Aufgrund der eigenen Versuche Z1 bis Z6 (vgl. Abschnitt 6.4) konnte nachgewiesen werden, dass der Durchstanzbereich c nach Zulassung [21] für Halfen HDB-Standardelemente von 1,0 *d* auf 1,125 *d* ausgeweitet werden kann, ohne dass die Tragfähigkeit infolge der flacheren Druckstrebenneigungen Tragfähigkeitsänderungen gegenüber der bisherigen Anordnung vermindert werden musste. Dieses Ergebnis war trotz der geringen Vergrößerung des Durchstanzbereiches von 1,0 d auf 1,125 d nicht offensichtlich, da die Betondruckspannungen am Stützenanschnitt nach eigenen Untersuchungen an einem Ingenieurmodell nur eine geringe Variationsbereite der Druckstrebenneigung und damit der Betonbeanspruchung zulassen. Diese Modelluntersuchungen wurden in den Versuchen bestätigt. Bereits bei Ausdehnung des Aufhängebereiches auf 1,2 *d* war für den inneren Lastabtrag

ein Wechsel von einem Aufhängefachwerk zu einer Fachwerktragwirkung von Anker zu Anker festzustellen.

- Zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit von Doppelkopfankern wurde die Abstufung der Ankerquerschnitte im Bereich d der Zulassung diskutiert. Die eigenen Modellstudien und Versuchsauswertungen kamen zu folgendem Ergebnis:

  Die Bilder 8-27 und 8-28 verdeutlichen die unterschiedliche Lasteinleitung bei einem Deckensystem und einem Deckenausschnitt. Für Deckenschlankheiten zwischen 25 und 35 ergeben sich bei Flachdecken hohe Feld- und Stützmomente, die nach *SPECHT / SCHOLZ* [232] nur über ein gestaffeltes System aus mehreren Druckbögen in der Auflagerzone eingeleitet werden können (Bild 8-28). Demgegenüber wird die Randquerkraft bei Durchstanzversuchen in der Regel im Bereich des Momentennullpunktes auf der Plattenoberseite in den Deckenausschnitt eingeleitet (Bild 8-29). Zudem wird in Versuchen die Längsbewehrung nicht gestaffelt bei gleichzeitig höheren mechanischen Längsbewehrungsgraden als in realen Deckensystemen. Hierdurch ergeben sich flachere Druckstrebenneigungen als in Deckensystemen, so dass sich bei der experimentellen Untersuchung des Bereiches d keine oder nur eine geringfügige Fachwerktragwirkung einstellen kann.

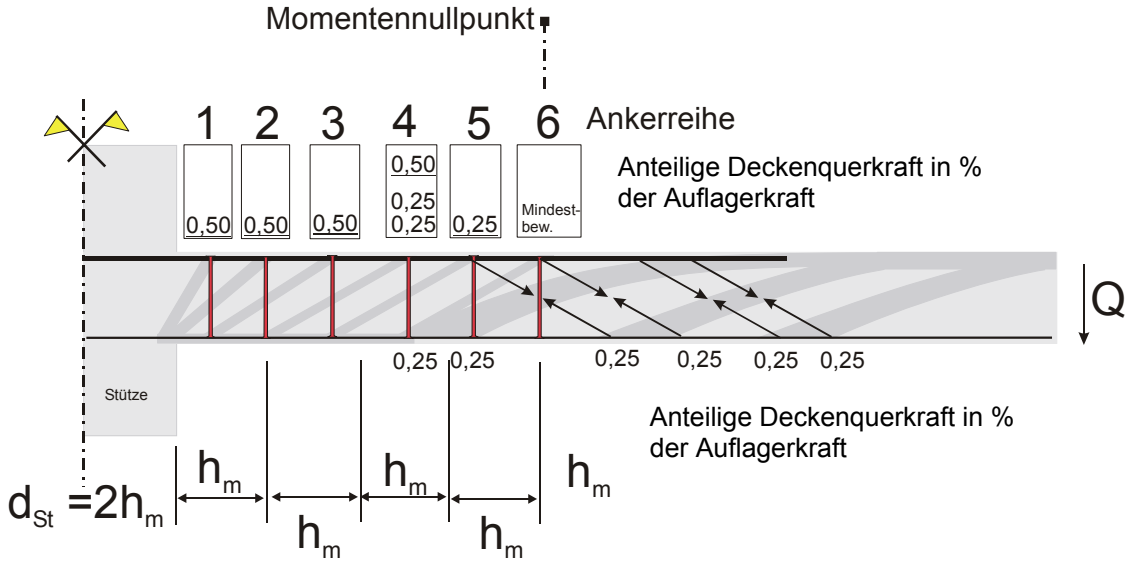


Bild 8-28 Lastabtrag im Durchstanzbereich eines Deckensystems

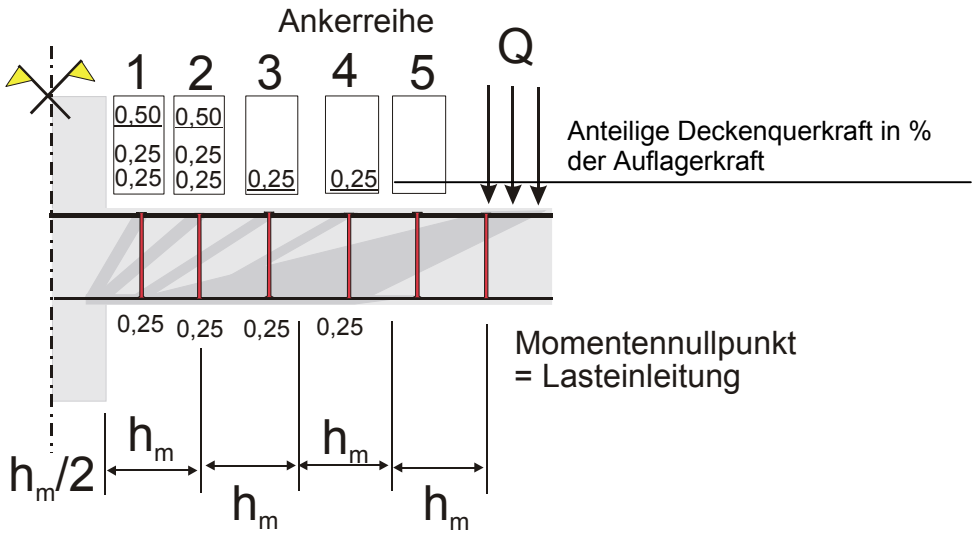


Bild 8-29 Lastabtrag im Durchstanzbereich eines Deckenausschnittes

Nach Auffassung des Autors sind bei Bemessung der Anker oder Dübel im Durchstanzbereich folgende Gesichtspunkte unbedingt zu beachten:

(a) Bei hoher Querkraftbeanspruchung bilden Stahlbeton-Flachdecken mehrere Druckbögen aus. Die Querkräfte außerhalb des schubbewehrten Bereichs werden stets über die Betonzugfestigkeit wieder „hochgehängt". Hieraus kann sich ein Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung entwickeln, wenn der schubbewehrte Bereich entweder zu klein ausgebildet wird oder die Schubbewehrung unterdimensioniert ist.

(b) Etwa 50 % der Decken-Querkraft werden in einem Abstand zwischen 3 und 4 d bzw. h_m vom Stützenanschnitt über direkte Druckstreben in die Anker oder Dübel eingeleitet. Die restlichen 50 % der Querkraft werden über die Betonzugfestigkeit hochgehängt und beanspruchen die Dübel anschließend über eine Fachwerktragwirkung.

(c) Im stützennahen Bereich mit einem Abstand von bis zu 2,5 d bzw. h_m vom Stützenanschnitt führt die Fachwerk- und Aufhängetragwirkung für die ersten vier Dübelreihen jeweils zu einer Querkraftbeanspruchung von etwa 50 % der Deckenquerkraft Q *bzw.* V.

8.6.2 Tragverhalten in dicken Platten

Im Hochbau werden immer häufiger weitgespannte Hohlkörperdecken als Flachdecken eingesetzt, die im Durchstanzbereich als Vollquerschnitt ausgeführt werden. Infolge der Hohlkörper entstehen größere statische Nutzhöhen als bei üblichen Flachdecken, so dass sich relativ geringe geometrische Längsbewehrungsgrade aus der Biegebemessung ergeben. Vergleichbare Verhältnisse ergeben sich auch im Bereich von Fundamentplatten die allerdings infolge der entlastend wirkenden Bodenpressungen ein etwas günstigeres Tragverhalten erwarten lassen. Derartige Verhältnisse wurden experimentell bislang für Doppelkopfanker nicht überprüft, so dass eine experimentelle Untersuchung als geboten erschien. Im eigenen Versuch V4 wurde daher ein 380 mm dicker Plattenausschnitt als Vollquerschnitt mit einem geometrischen Längsbewehrungsgrad von nur 0,5 % und Halfen-Doppelkopfankern als Durchstanzbewehrung untersucht.

Im Versuch stellte sich im Durchstanzbereich bei etwa 85 % der Traglast ein Wechsel vom Aufhängefachwerk zur Fachwerktragwirkung ein, bei der die Querkraft von Anker zu Anker weitergeleitet wird (Bilder 8-28 und 8-29). Dieses Tragverhalten verursachte plastische Verformungsanteile, die in der Last-Verschiebungskurve deutlich zu erkennen sind (Bild 8-30). Vor einer vollständigen Fachwerkausbildung trat jedoch ein Betonversagen am Stützenanschnitt ein (Bild 8-32).

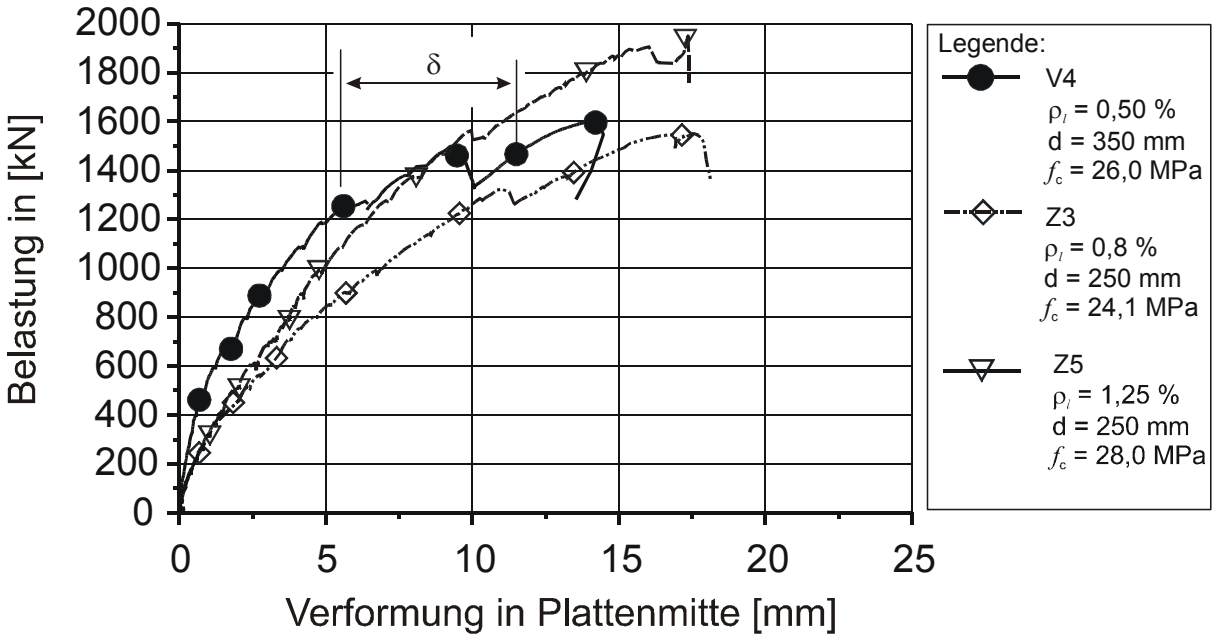


Bild 8-30 Last-Verschiebungskurven der Versuche V4, Z3 und Z5

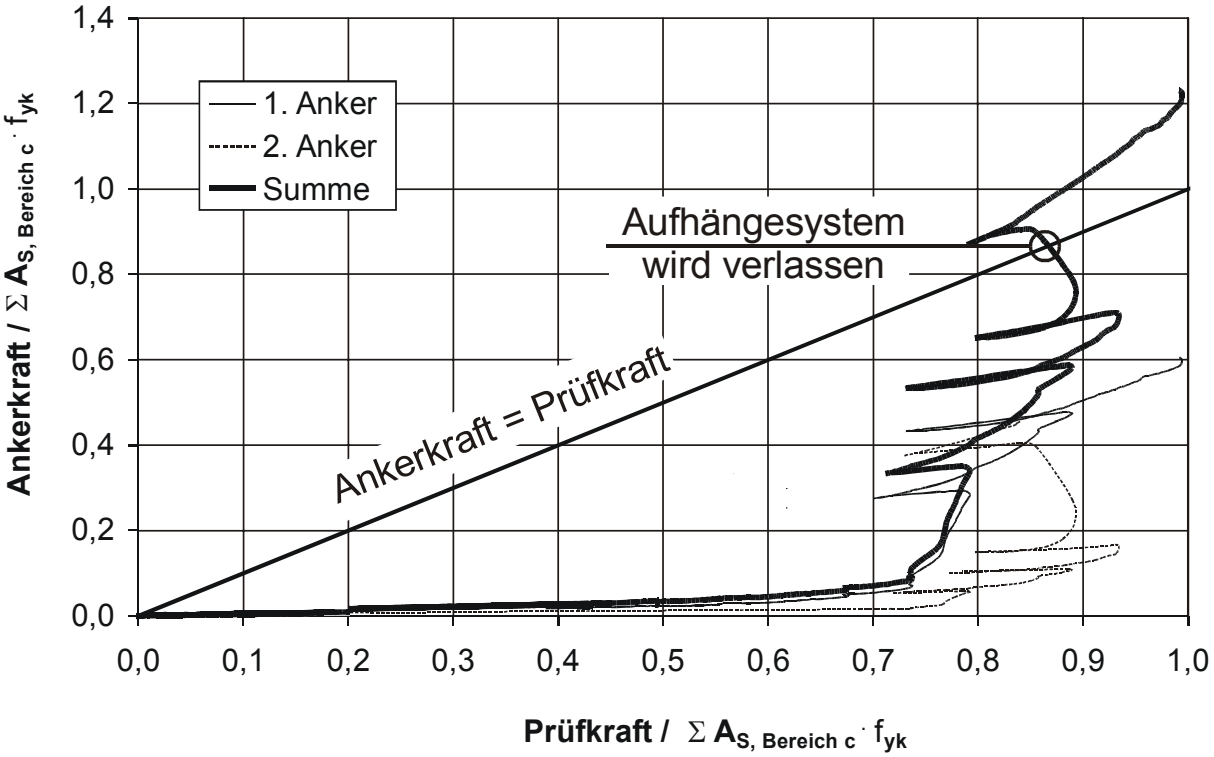


Bild 8-31 Versuch V4: Bezogene Darstellung der Ankerkräfte in Abhängigkeit der Prüflast

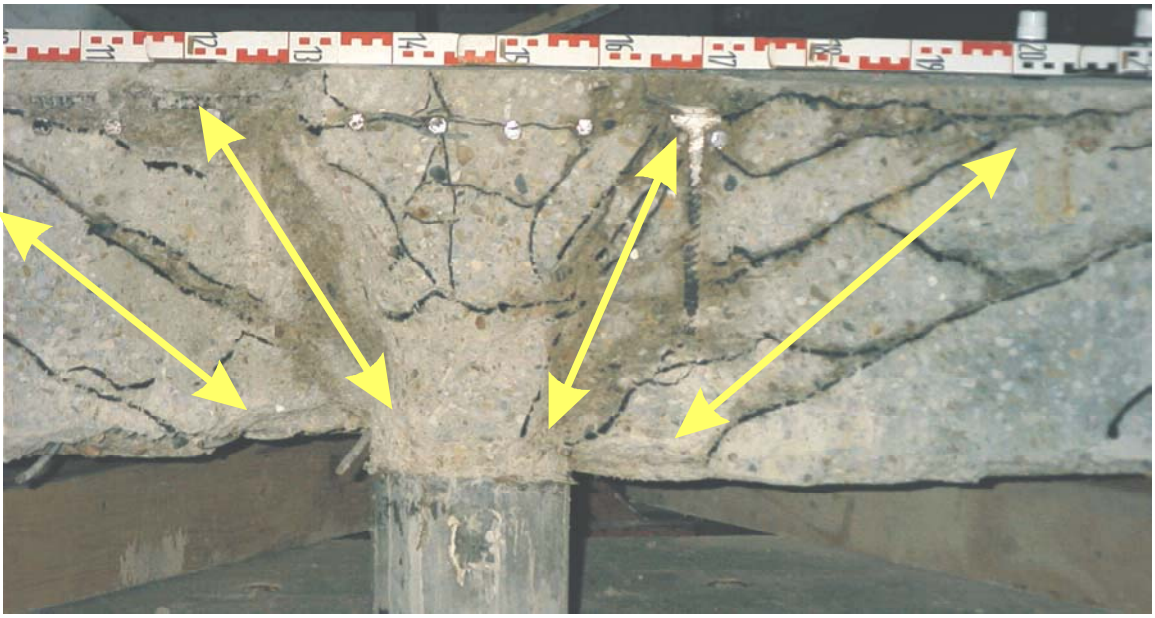
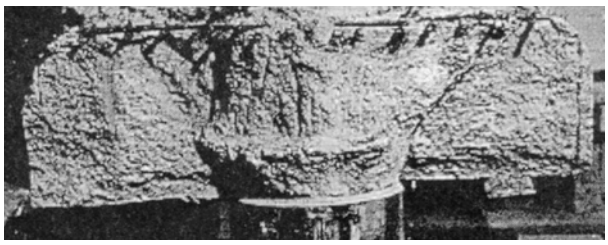


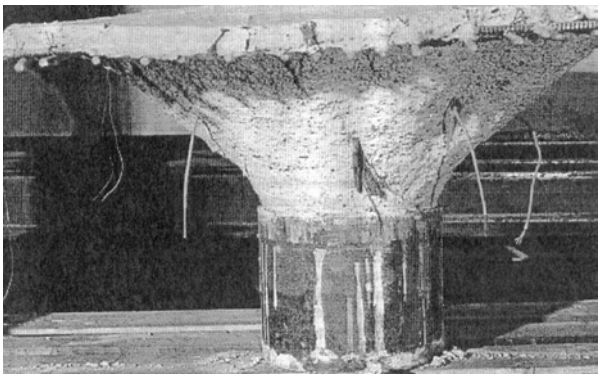
Bild 8-32 Versuch V4: Rissbild im Bereich der Stütze im Sägeschnitt

Im vorliegenden Fall war das Aufhängefachwerk nicht ausreichend stabil. Die interne Schrägrissbildung schnürte eine direkte Lasteinleitung von der zweiten Ankerreihe in die Stütze mit zunehmender Belastung ein, so dass allein die erste Ankerreihe als Auflager für die Druckstreben zur Verfügung stand (Bild 8-31).

Vergleichbar steile Rissneigungen wie im Versuch V4 stellten auch *HALLGREN, KINNUNEN* und *NYLANDER B.* [124] in Versuchen an dicken Platten ohne Durchstanzbewehrung fest (Bilder 8-32(a) bis (c)).

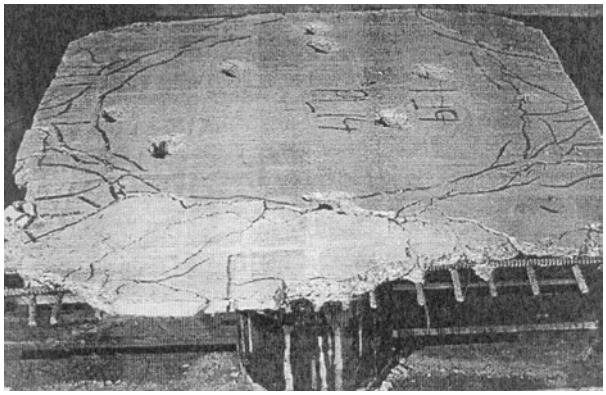


(a) Versuch S 2





(b) Versuch S 12



(c) Versuch S14

Bild 8-33 Durchstanzkegel dicker Fundamentplatten ohne Schubbewehrung [124]

Aus dem Versuch V4 ist abzuleiten, dass sich bei dicken Platten eine teilweise Fachwerktragwirkung einstellt und ein Aufhängefachwerk als Tragmodell allein nicht zutreffend ist. Auf Grundlage des Versuches V4 wird daher vorgeschlagen für eine statische Nutzhöhe von 350 mm eine etwa 20%-ige Überbemessung der Anker im Bereich c vorzunehmen, um die Maximaltragfähigkeit nach Abschnitt (9) sicherzustellen.

8.7 Zum Verbundversagen der Längsbewehrung als Ursache für das Durchstanzen

ALEXANDER und *SIMMONDS* [36 bis 41] gehen von einem Verbundversagen als wesentliche Versagensursache für das Durchstanzen aus (vgl. Abschnitt 2.3.6). Dieses wurde von *DIETERLE* [73, 74] bislang nur bei Flachdecken und Fundamenten mit starken Bewehrungskonzentrationen für möglich gehalten. Aufgrund der aufwendigen Instrumentierung sind die eigenen Versuche der Serie P gut geeignet, um das Verbundversagen als Versagensursache zu überprüfen.

In Bild 8-34 ist der typische Verlauf der Beanspruchung der Biegezug- und Biegedruckbewehrung am Beispiel des Versuches P5-I dargestellt. Ausgehend von der Maximalbeanspruchung am Stützenanschnitt klingt die Dehnung der Zugbewehrung bis zum freien Plattenrand nahezu linear ab. Die Biegedruckbewehrung ist in der Regel nur gering beansprucht. In Tabelle 8-1 sind die maximalen mittleren Verbundspannungen der Biegezugbewehrung zusammengestellt und den Grenzwerten der Verbundspannungen nach Model Code 90 für gute Verbundbedingungen gegenübergestellt. Die mittlere Verbundspannung wurde auf einer Stablänge von ca. 10 d_s aus dem maximalen Dehnungsgradienten der Biegezugbewehrung unterhalb der Fließdehnung ermittelt. Es wurde davon ausgegangen, dass gute Verbundbedingungen vorlagen, da alle Versuchskörper sowohl Plattdicken von ca. 25 cm aufweisen als auch beim Betonieren sorgfältig verdichtet und nachbehandelt wurden.

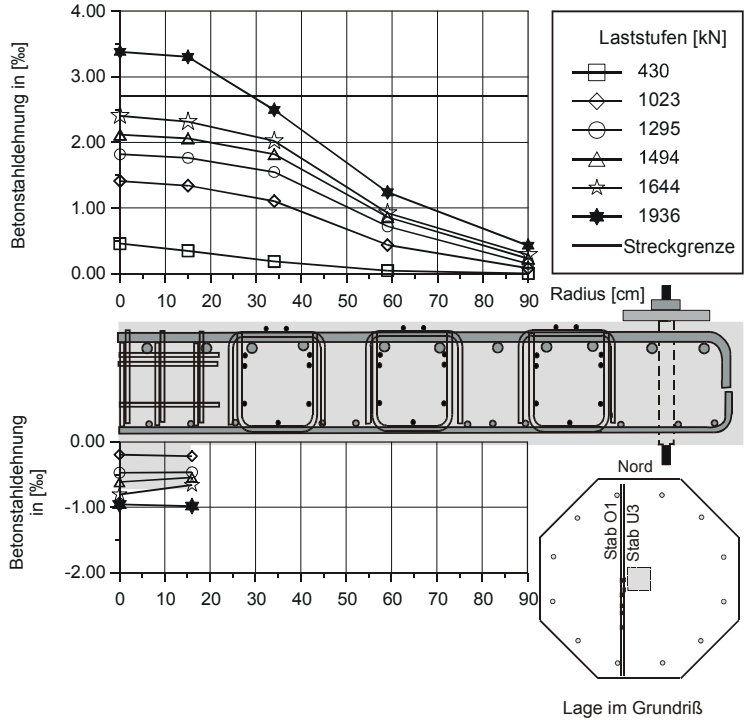


Bild 8-34 Versuch P5-I: Beanspruchung der Biegezugbewehrung

Tabelle 8-1 Sicherheit gegen Verbundversagen der Biegezugbewehrung nach Model Code 90 (Tabelle 3.1.1)

Versuch	d_s	E_s	f_c	$\Delta\varepsilon$ /10 d_s	τ_m	τ_u	$\gamma_{Verbund}$
	[mm]	[GPa]	[MPa]	[‰/m]	[MPa]	[MPa]	[-]
P1	14	218,5	21,9	3,6	2,8	9,4	3,4
P1-I	14	218,5	27,3	4,2	3,2	10,4	3,3
P1-II	14	218,5	26,2	3,5	2,7	10,2	3,8
P2-I	14	203,2	37,9	4,7	3,3	12,3	3,7
P2-II	14	203,2	29,8	5,3	3,8	10,9	2,9
P2-III	14	203,2	37,5	5,5	3,9	12,2	3,1
P3-I	20	203,2	23,2	3,6	3,6	9,6	2,7
P4-III	20	212,0	27,8	2,5	2,6	10,5	4,0
P5-I	20	212,0	45,3	4,4	4,7	13,5	2,9
P6-I	25	204,5	46,3	2,9	3,7	13,6	3,7
P7-I	20	212,0	40,0	4,4	4,6	12,6	2,7

$$\tau_m = \frac{\Delta\varepsilon}{10 \cdot d_s} \cdot \frac{E_s \cdot d_s}{4};\ \tau_u = 2{,}0\sqrt{f_c};\ \gamma_{Verbund} = \frac{\tau_u}{\tau_m}$$

Tabelle 8-2 Sicherheit gegen Verbundversagen der Biegezugbewehrung nach *DIETERLE* [73, 74]

Versuch	d_s	s_l	c	E_s	f_c	$\Delta\varepsilon$ /10 d_s	τ_m	τ_u	$\gamma_{Verbund}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[Gpa]	[MPa]	[‰/m]	[MPa]	[MPa]	[-]
P1	14	100	25	218,5	21,9	3,6	3,1	0,9	0,30
P1-I	14	100	25	218,5	27,3	4,2	3,6	1,1	0,30
P1-II	14	100	25	218,5	26,2	3,5	3,0	1,1	0,36
P2-I	14	100	25	203,2	37,9	4,7	3,7	1,3	0,35
P2-II	14	100	25	203,2	29,8	5,3	4,3	1,1	0,26
P2-III	14	100	25	203,2	37,5	5,5	4,4	1,3	0,30
P3-I	20	125	30	203,2	23,2	3,6	4,5	1,0	0,22
P4-III	20	125	25	212,0	27,8	2,5	3,7	1,1	0,29
P5-I	20	105	30	212,0	45,3	4,4	5,9	1,5	0,25
P6-I	25	125	25	204,5	46,3	2,9	5,8	1,5	0,25
P7-I	20	105	26	212,0	40,0	4,4	6,3	1,4	0,22

$$\tau_m = \frac{\Delta\varepsilon}{s_l} \cdot \frac{E_s \cdot d_s^2 \cdot \pi}{4 \cdot (c + d_s)} \cdot;\ \tau_u = 1{,}3 \cdot \left(\frac{f_{c,cube\,200}}{30} \right)^{2/3};\ \gamma_{Verbund} = \frac{\tau_u}{\tau_m}$$

Tabelle 8-3 Sicherheit gegen Verbundversagen der Biegezugbewehrung nach *ALEXANDER* und *SIMMONDS* [39]

Versuch	d_s	s_l	c	E_s	f_c	$\Delta\varepsilon / 10d_s$	τ_m	τ_u	$\gamma_{Verbund}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[GPa]	[MPa]	[‰/m]	[MPa]	[MPa]	[-]
P1	14	100	25	218,5	21,9	3,6	2,8	3,4	0,82
P1-I	14	100	25	218,5	27,3	4,2	3,2	3,8	1,19
P1-II	14	100	25	218,5	26,2	3,5	2,7	3,7	1,38
P2-I	14	100	25	203,2	37,9	4,7	3,3	4,5	1,35
P2-II	14	100	25	203,2	29,8	5,3	3,8	4,0	1,04
P2-III	14	100	25	203,2	37,5	5,5	3,9	4,4	1,14
P3-I	20	125	30	203,2	23,2	3,6	3,6	3,1	0,85
P4-III	20	125	25	212,0	27,8	2,5	2,6	3,4	1,27
P5-I	20	105	30	212,0	45,3	4,4	4,7	3,6	0,78
P6-I	25	125	25	204,5	46,3	2,9	3,7	3,5	0,95
P7-I	20	105	26	212,0	40,0	4,4	4,6	3,4	0,74

$$\tau_m = \frac{\Delta\varepsilon}{10 \cdot d_s} \cdot \frac{E_s \cdot d_s}{4}; \quad \tau_u = \sqrt{f_c} \cdot \left(0{,}0961 \cdot b_i + 0{,}1337\right) \quad , bi = \min\left(\frac{s_l}{d_s} - 1; \sqrt{3} \cdot \frac{2 \cdot \left(d_s + c\right)}{d_s}\right);$$

$$\gamma_{Verbund} = \frac{\tau_u}{\tau_m}$$

Die nach Model-Code 90 ermittelten Tragsicherheiten $\gamma_{Verbund}$ gegenüber einem Verbundversagen der Biegezugbewehrung zeigen, dass bei keinem Versuchen ein Verbundversagen nach Model-Code 90 aufgetreten ist.

Unterstellt man die Grenzspannung für das Abspaltens der Betondeckung nach *DIETERLE* [73, 74] (Tabelle 8-2), so wurden diese Grenzwert in allen Versuchen überschritten. Da insbesondere die vorzeitig beendeten Versuche P4-III und P5-I keine horizontalen Risse im Bereich der Längsbewehrung aufweisen (Bilder 6-18(i) und (j)), muss davon ausgegangen werden, dass für die untersuchten Verhältnisse bei Schubbewehrten Flachdecken die mittlere Grenzverbundspannung nach *DIETERLE* um ungefähr einen Faktor von 3 zu klein sind. Allerdings ist zu beachten, dass *DIETERLE* bei Fundamenten von größeren Stabdurchmessern und konzentrierteren Lasten ausgegangen ist, so dass in seinen Versuchen ungünstigere Randbedingungen vorlagen als in den Eigenen. Somit kann eine Anhebung der Grenzverbundspannung nach *DIETERLE* ohne weitere Untersuchungen nicht empfohlen werden.

Die Grenzverbundspannung nach *ALEXANDER* und *SIMMONDS* [39] beschreibt hingegen näherungsweise die mittlere auftretende Verbundspannung im Durchstanzbereich (Tabelle 8-3). Nach Auffassung des Autors ist der theoretische Ansatz von *ALEXANDER* und *SIMMONDS* [36 bis 41] in Verbindung mit den eigenen Versuchen dennoch nicht frei von folgenden Widersprüchen:

(a) Die im Versuch im Bereich der Längsbewehrung aufgetretenen horizontalen Risse (Bild 6-18) könnten auch durch die Dübelwirkung der Längsbewehrung im Nachbruchverhalten entstanden sein. Eine Zuordnung dieser Rissbildung zur Verbundspannung nach *ALEXANDER* und *SIMMONDS* ist somit nicht eindeutig möglich, zumal die vor dem endgültigen Versagen abgebrochenen Versuche P4-III und P5-I keine horizontalen Verbundrisse aufweisen (Bild.6-18).

(b) Die in Tabelle 8-3 angegebenen größten mittleren Verbundbeanspruchungen traten bei allen Versuchen unterhalb der Bruchlast auf, so dass die Überschreitung der Verbundspannung allein als Versagenskriterium nicht ausreichend ist.

Die von *ALEXANDER* und *SIMMONDS* definierte verträgliche Verbundspannung ist daher vielmehr als eine Vergleichsspannung einzustufen, bei der infolge der Biegebeanspruchung im Mittel ein Durchstanzversagen auftritt.

8.8 Zur Dübelwirkung der Längsbewehrung

Die Nachrechnungen der eigenen Versuche mit MASA ließen sowohl eine gute Übereinstimmungen der Messwerte als auch des gesamten Tragverhaltens erkennen. Allerdings wurden die Traglasten der Versuche nicht erreicht (vgl. Bilder 8-34 und 8-11). Hierzu ist anzumerken, dass jede Veränderung der Beton-Materialparameter im MASA-Modell stets an einer Platte mit und einer ohne Durchstanzbewehrung überprüft wurde, um eine numerisch konsistente Abbildung des Durchstanzens sicherzustellen.

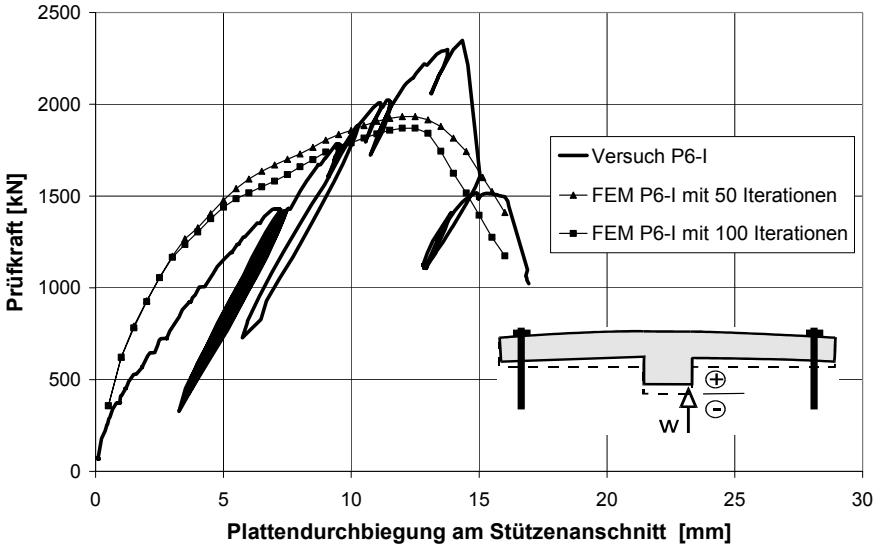


Bild 8-35 Versuch P6-I: Last-Verformungslinie des Versuches und der Simulationsrechnung mit MASA

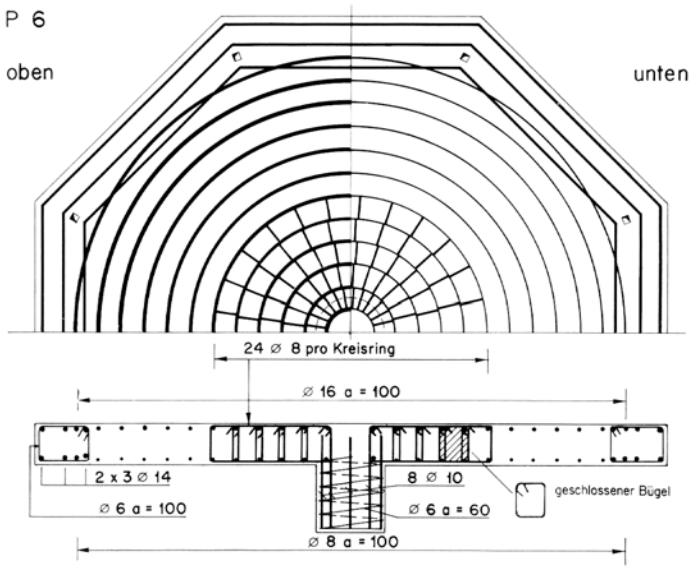


Bild 8-36 Versuchskörper P6 der ETH-Zürich [167]

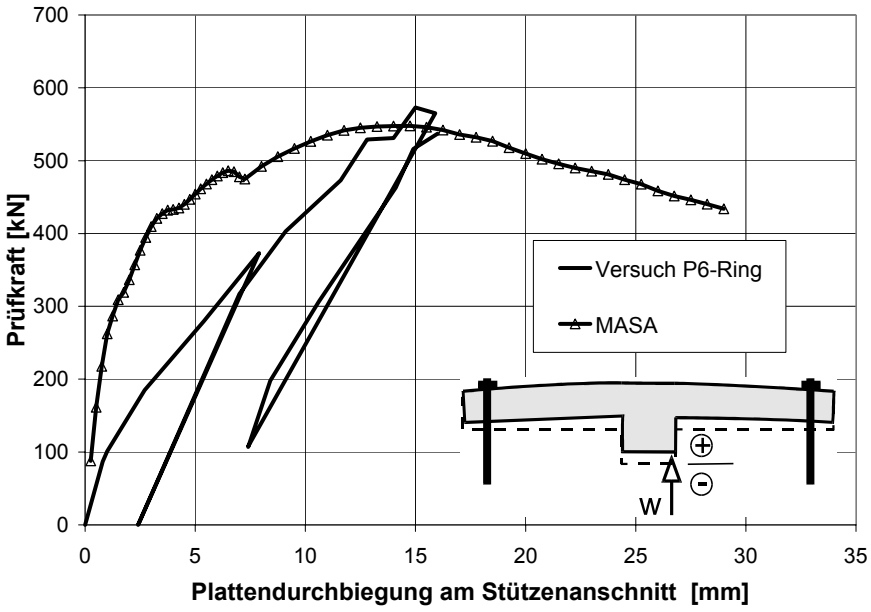


Bild 8-37 Versuch P6-ETH: Last-Verformungslinie des Versuches und der Simulationsrechnung mit MASA

Aus den Variationen der Materialparameter, die zu keiner konsistenten Abbildung des Durchstanzens führten, wurde deutlich, dass die FE-Modellierung der Längsbewehrung durch Fachwerkstäbe unzureichend ist, da die Dübelwirkung der Längsbewehrung nicht abbildet wird. Zur Überprüfung der Größenordnung dieses Modellfehlers wurde ein Versuch mit Durchstanzbewehrung und einer ringförmigen Biegezugbewehrung der ETH-Zürich [167] nachgerechnet, bei dem systembedingt keine Dübelwirkung der Längsbewehrung auftreten konnte (Bild 8-36). Die Versuchsnachrechnung zeigte, dass die verwendeten Materialparameter in MASA sowohl die Traglast als auch

die zugehörige Maximalverformung erfassten (Bild 8-37). Daher ist von einer Beteiligung der Dübelwirkung der Längsbewehrung am Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung auszugehen. Zur Quantifizierung der Dübelwirkung der Längsbewehrung wurden die Ergebnisse von *PRUIJSSERS* [205] verwendet (Gleichung 8.1). Bei den eigenen Versuchen wurde die Dübelwirkung der Längsbewehrung stets durch ein Abplatzen der Betondeckung (Concrete splitting) begrenzt, so dass auf die Angabe der Bemessungsgleichung für ein Betonversagen verzichtet wird. Da die Dübelwirkung je Stab berechnet wird, kommt der Schnittigkeit der den Stanzkegel kreuzende Biegezugbewehrung eine besondere Bedeutung zu. Ausgehend von der experimentellen Rissgeometrie des Stanzkegels der vorgestellten Versuche P2-II und P6a ergibt sich die Dübelwirkung der Längsbewehrung nach Tabelle 8-4.

Versagensart II (Abplatzen des Betons, „Concrete splitting“)

$$D_u = 5 \cdot f_{ct} \cdot c \cdot d_s (c/(0{,}66c + d_c)) \tag{8.1}$$

mit:

D_u Dübelkraft eines Bewehrungsstabes
d_s Stabdurchmesser
c Betondeckung
f_{ct} Zugfestigkeit des Betons

Tabelle 8-4 Quantifizierung der Dübelwirkung der Längsbewehrung nach Gleichung (8.1) für die Versuche P2-II ($\rho_l = 0{,}8$ %) und P6-I ($\rho_l = 1{,}76$ %)

Versuch	f_{ct} [N/mm²]	c [mm]	d_s [mm]	D_u [kN]	Schnittigkeit bei r = 1,0d	Schnittigkeit bei r = 1,5d	Summe F_d [kN]
P2-II	2,2	25	14	3,16		40	126
P6-I	3,0	35	25	9,55	32		306

Traganteil der Dübelwirkung an der Gesamtlast:
P2-II: 126 / 1109·100 % = 11 %
P6-I: 306 / 2349 ·100 % = 13 %

Im Mittel beträgt die Dübeltragwirkung nach Gleichung (8.1) etwa 12 % der experimentellen Durchstanztraglast. Dieses Ergebnis ist aufgrund der unterschiedlichen Stanzkegeldurchmesser nahezu unabhängig vom geometrischen Längsbewehrungsgrad ρ_l. Daher kann die von *KINNUNEN* und *NYLANDER* pauschale Lasterhöhung zur Berücksichtigung der Dübelwirkung der Längsbewehrung (vgl. Abschnitt 2.3.2) grundsätzlich bestätigt werden. Allerdings entspricht der Traganteil nicht 30 % der Bruchlast wie von *KINNUNEN* und *NYLANDER* angegeben, sondern sollte nach Auffassung des Autors auf etwa 10% der Traglast begrenzt sein.

Für Durchstanzbewehrungsformen die unterhalb der Zugbewehrung verankert werden, ist daher eine verminderte Durchstanzlast zu erwarten. Anderenfalls sollten zur Sicherstellung der Dübelwirkung der Längsbewehrung etwa 15 % der gesamten Durchstanzlast durch zusätzliche vertikale Steckbügel gesichert werden. Hierzu ist jeder Biegezugstab im Abstand von 1,5 d vom Stützenanschnitt mindestens durch zwei Steckbügel im Abstand von 0,5 *d* und 1,0 *d* zu umfassen. Die Endverankerung der Steckbügel ist für die Dübelwirkung der Längsbewehrung z.B. nach Gleichung (8.1) mit üblichen Verbundkennwerten nachzuweisen.

9 Weiterentwicklung eines halbempirischen Bemessungsansatzes zum Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung

9.1 Allgemeines

Das Durchstanzen mit und ohne Durchstanzbewehrung wird durch eine Vielzahl von globalen und lokalen Einflussparametern (Platten- und Stützengeometrie, Betonfestigkeit, Längsbewehrungsgrad, Maßstabseffekte, Verbund, Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung, konstruktive Durchbildung) bestimmt, deren zum Teil nichtlinearen Auswirkungen kombiniert auftreten. Zur Herleitung eines praxisgerechten Bemessungsansatzes wird daher eine halb-empirische Vorgehensweise gewählt. Ziel war es, einen Bemessungsansatz für die Neufassung von DIN 1045-1 anzugeben, der sich grundsätzlich an das Nachweisformat nach EC 2, Teil 1[8] anlehnt und die Sicherheitsanforderungen nach EC 1 [10] erfüllt. Die eigenen Untersuchungen sind daher als Weiterentwicklung des Durchstanz-Bemessungsansatzes nach EC 1, Teil 1 einzustufen.

Grundlage der Herleitungen in diesem Abschnitt bilden die Literaturauswertung sowie die Auswertung der eigenen Versuchsdatenbank (vgl. Abschnitt 2) und die Ergebnisse der eigenen experimentellen und numerischen Untersuchungen (siehe Abschnitt 6, 7 und 8).

9.2 Zur Durchstanzbeanspruchung und zur Nachweisschnittführung

Im Durchstanzbereich sind grundsätzlich folgende drei Versagensformen zu unterscheiden (Bild 9-1):

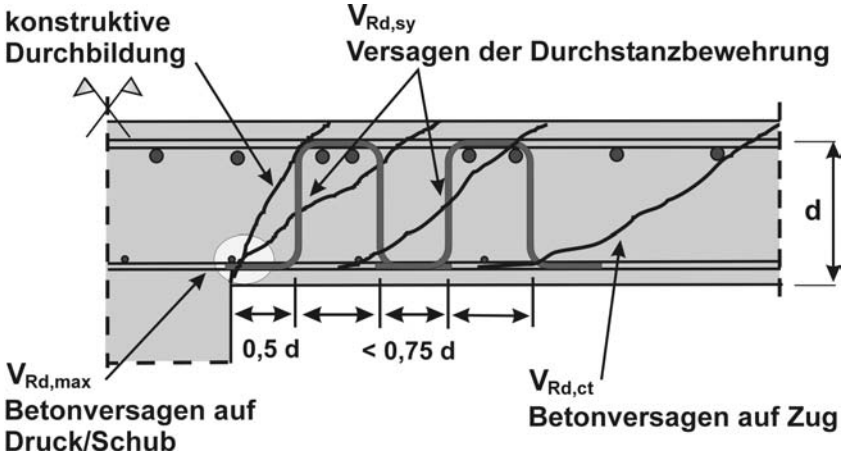


Bild 9-1 Mögliche Versagensformen des Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung am Beispiel einer Bügelbewehrung

(1) Die obere Grenze der Tragfähigkeit wird durch die mehraxialen Druck- und Schubbeanspruchungen des Betons am Stützenanschnitt bestimmt, hier durch $V_{Rd,max}$ gekennzeichnet.

(2) Im Bereich der Durchstanzbewehrung kann ein Versagen dieser Bewehrung auftreten, der zugehörige Durchstanzwiderstand wird mit $V_{Rd,sy}$ bezeichnet.

(3) Als Drittes ist die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,cta}$ außerhalb des Bereiches mit Durchstanzbewehrung nachzuweisen (vgl. Abschnitt 7).

Im Bemessungsansatz nach Gleichung (9.1) wird die Nachweisstruktur nach Eurocode 2, Teil 1 grundsätzlich beibehalten, allerdings wird ein zusätzlicher Querkraftnachweis außerhalb der Durchstanzbewehrung eingeführt:

$$v_{Ed} \le \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{u_i} \le \min \begin{cases} v_{Rd,ct} & \text{Widerstand ohne Durchstanzbewehrung} \\ v_{Rd,cta} & \text{Widerstand außerhalb der Durchstanzbewehrung} \\ v_{Rd,sy} & \text{Widerstand der Durchstanzbewehrung} \\ v_{Rd,\max} & \text{Maximaltragfähigkeit} \end{cases} \quad \text{[MN/m]} \quad (9.1)$$

Hierin sind:

V_{Ed}, v_{Ed} Einwirkende Querkräfte

u_i jeweiliger Nachweisschnitt
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung: $u_i = u_{krit}$ nach EC 2 (Bild 7-23)
Widerstand außerhalb der Durchstanzbew.: Rundschnitt affin zu u_{krit} im Abstand von 1,5 d zur äußeren Durchstanzbewehrung
Widerstand der Durchstanzbewehrung: nach Bild 9-17
Maximaltragfähigkeit: $u_i = u_{krit}$ nach EC 2, Teil 1

β Beiwerte zur Berücksichtigung der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt

Sowohl die Untersuchungen zu Deckensystemen in Abschnitt 4 als auch die Untersuchungen zum Einfluss der Versuchsanordnung im Abschnitt 8.2 ergaben, dass die Durchstanzbemessung für die maximale und nicht für eine mittlere Querkraftbeanspruchung durchzuführen ist. Daher ist die maximal einwirkende Querkraft v_{Sd} [kN/m] entweder über Lasteinzugflächen mit einem Sektormodell oder auf Grundlage der einwirkenden gesamten Deckenquerkraft V_{Ed} [kN] unter Beachtung eines geeigneten Lasterhöhungsbeiwertes β festzulegen. Für Innenstützenbereiche mit annähernd gleichen Stützweiten führten die eigenen Berechnungen zu einem Lasterhöhungsbeiwert von $\beta = 1{,}05$. Eine geeignete Festlegung der Lasterhöhungsbeiwerte β für die Bereiche von Rand- und Eckstützen wurde von *VOCKE* [243] ausgearbeitet.

Der festgelegte Nachweisschnitt u_i ist in einem empirischen Nachweisformat grundsätzlich beliebig, da der Durchstanzwiderstand unter Berücksichtigung der festgeleg-

ten Form an Versuchen kalibriert wird. Für DIN 1045-1 wurde entsprechend Eurocode 2, Teil1 [8] ein Nachweisschnitt im Abstand von 1,5 *d* zum Stützenanschnitt gewählt. Diese Definition hat den Vorteil, dass der Nachweis weitgehend unabhängig von der Stützengeometrie ist, da stützennahe Beanspruchungsspitzen weitgehend abgeklungen sind (Bild 9–2). Dies hat zur Konsequenz, dass insbesondere bei den Nachweisen der Maximaltragfähigkeit und des Widerstandes ohne Durchstanzbewehrung bei Stützen-Sonderformen zu überprüfen ist, ob die pauschalen Lasterhöhungsbeiwerte β nach DIN 1045-1 die Beanspruchungsspitzen des vorliegenden Einzelfalls erfassen.

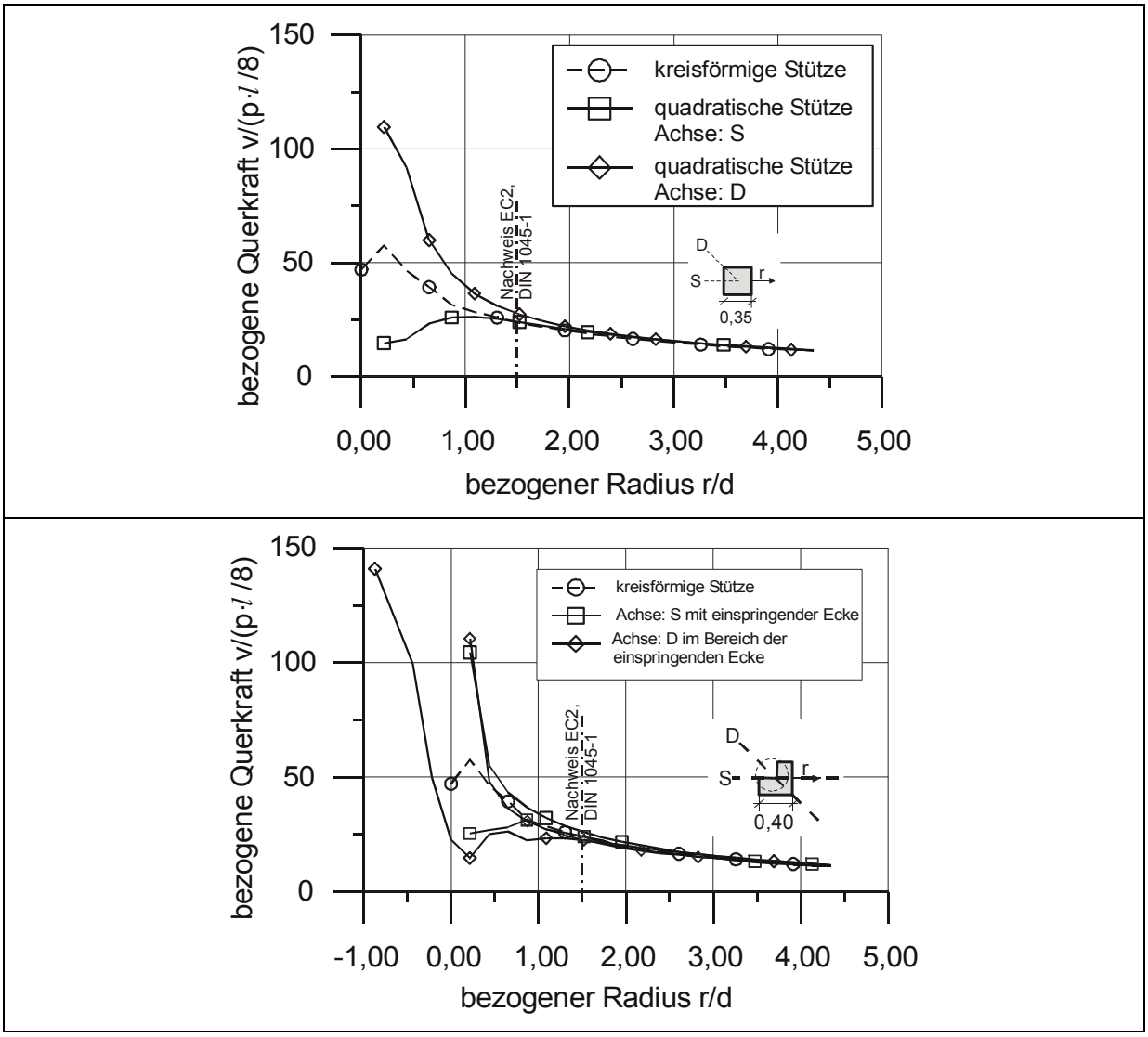


Bild 9–2 Abklingverhalten von Beanspruchungsspitzen infolge des Stützenquerschnittes mit zunehmendem Abstand zur Stütze – Variation der Stützengeometrie bei konstantem Stützenquerschnitt

Zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes des Stanzkegelumfanges sowie von Beanspruchungsspitzen bei rechteckigen Stützen-Querschnitten wurde der wirksame Umfang des Nachweisschnittes nach Bild 7-23 auf 11 *d* begrenzt. Für größere Lasteinleitungsflächen ist auf den Teilumfängen größer als 11 *d* nicht der Durchstanzwiderstand,

sondern der Querkraftwiderstand liniengelagerter Platten zu berücksichtigen (Gleichung 7.2).

9.3 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

Die Bemessungsgleichung zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung wurde bereits in Abschnitt 7 eingeführt. Sie wird an dieser Stelle zur besseren Übersicht kurz wiederholt. Die Versuchsnachrechnungen sind dem Abschnitt 7 zu entnehmen.

$$v_{Rd,ct} = 0{,}14 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \kappa \cdot d \qquad \text{[MN/m]} \tag{9.2}$$

$$\rho_1 \le 0{,}40 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \le 0{,}02 \tag{9.3}$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ mit } d \text{ in [mm]} \tag{9.4}$$

hierin sind:

d mittlere statische Nutzhöhe
ρ_l Längsbewehrungsgrad im kritischen Rundschnitt
κ Maßstabseffekt der Plattendicke
f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit

Aufgrund der geringen Druckzonenhöhen ist eine Druckbewehrung bei Flachdecken im Durchstanzbereich kaum oder gar nicht wirksam (vgl. Abschnitt 9.4.2), daher wird der Längsbewehrungsgrad in Gleichung (9.3) so begrenzt, dass keine Druckbewehrung rechnerisch erforderlich ist. Zur Sicherstellung eines zumindest semiduktilen Biegetragverhaltens wird des Längsbewehrungsgrad der Biegezugbewehrung zusätzlich auf 2 % begrenzt (Bild 9–3).

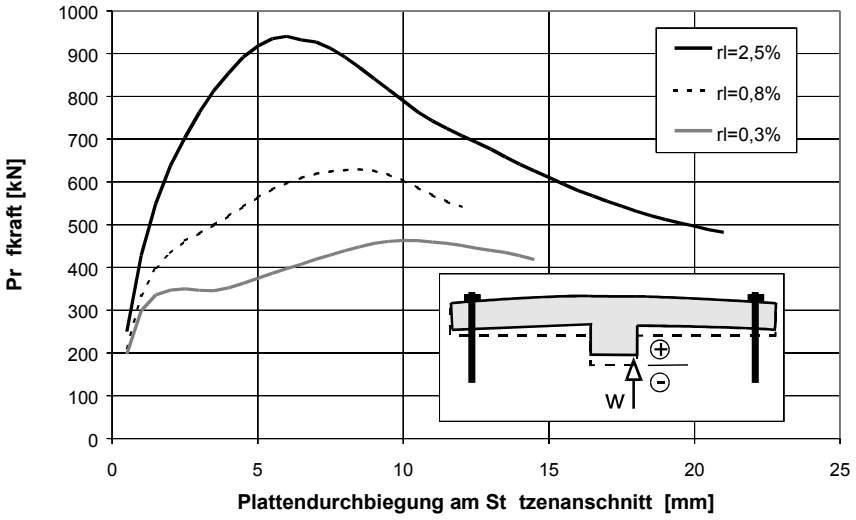


Bild 9–3 Lastverformungskurven des Versuchskörpers P1 ohne Schubbewehrung für drei verschiedene Längsbewehrungsgrade

Bei hochbewehrten Flachdecken mit hochbewehrten Stützen kann es baupraktisch erforderlich werden einen Teil der Biegezugbewehrung nicht durch die Stütze zu führen, sondern neben die Stütze auszulagern [z.B. 35]. Da die Durchstanzbemessung auf Grundlage von Versuchen von einer gleichmäßig verteilten Biegezugbewehrung im Nachweisschnitt ausgeht, wurde der Einfluss der Verteilung der Durchstanzbewehrung innerhalb des Durchstanzkegels durch eine Grenzwertbetrachtung mit MASA untersucht. Hierzu wurde im FE-Modell des Versuchskörpers P1 die gesamte Biegebewehrung innerhalb des Stützenquerschnittes neben die Stütze ausgelagert. Infolge der Auslagerung der Längsbewehrung wurden rechnerisch nur noch 90 % der Bruchlast des Versuchskörpers P1 erreicht (Bild 9–4). Wird ein Teil der Biegebewehrung neben die Stütze ausgelagert, so sollte der Durchstanzwiderstand in Abhängigkeit des ausgelagerten Querschnittes linear nach Gleichung 9.5 abgemindert werden, da im Bereich des Stützenanschnittes eine verstärkte Biegerissbildung zu erwarten ist, welche die Lasteinleitungszone frühzeitig einschnürt und eine Reduktion der Durchstanzlast verursacht. Zudem ist bei einer konzentrierten Bewehrungsführung zu überprüfen, ob ein Verbundversagen zu erwarten ist, welches sowohl die Biegekapazität als auch den Durchstanzwiderstand reduziert. Für die Versagensfälle mit Durchstanzbewehrung ist entsprechend zu verfahren.

$$v_{Rd,ct,red} = v_{Rd,ct} \cdot \left(1 - 0{,}1 \cdot \frac{A_{s,\text{ausgelagert-Stütze}}}{\rho_l \cdot l_c \cdot d} \right) \quad \text{[MN/m]} \qquad (9.5)$$

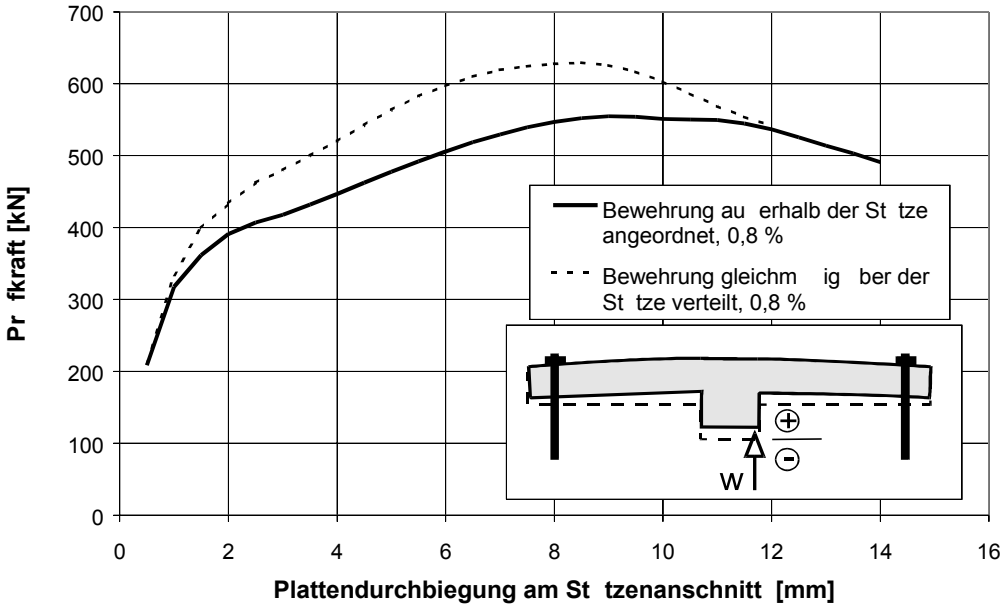


Bild 9–4 Lastverformungskurven der Platte ohne Schubbewehrung bei unterschiedlicher Verteilung der Längsbewehrung im Durchstanzkegel

9.4 Maximaler Durchstanzwiderstand

9.4.1 Bemessungsansatz

Die eigenen Versuche zum maximalen Durchstanzwiderstand (P3-I bis P7-I)) ergaben, dass die maximale Durchstanzkapazität mit dem Versagen der Betondruckzone zusammenfällt. Je nach Verankerungsqualität der Durchstanzelemente werden der hoch beanspruchten Druckzone am Stützenanschnitt verschieden große Schubrotationen aufgezwungen. Infolge der geringen Betondruckzonenhöhe im Bereich der Stützenanschnittes (vgl. Spannungsanalyse Bild 8-13) umschnürt die Durchstanzbewehrung die Betondruckzone nur teilweise, so dass mit steigender Verankerungsqualität eine erhöhte Durchstanzlast zu erwarten ist [48], deren Lastniveau allerdings unterhalb eines klassischen Versagens der schrägen Druckstrebe liegt. Die Quantifizierung verträglicher Rotationskapazitäten erfolgt im Abschnitt 9.7.

Zur Vereinfachung der Durchstanzbemessung sowie zur Sicherstellung der Kontinuität zum EC 2, Teil 1 wurde die Maximaltragfähigkeit als ein Vielfaches der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung festgelegt (Gleichung 9.6).

$$v_{Rd,\max} = \alpha_{\max} \cdot v_{Rd,ct} \tag{9.6}$$

α_{max} Beiwert auf Grundlage von Versuchsnachrechnungen nach Tabelle 9-1

$v_{Rd,ct}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts ohne Durchstanzbewehrung nach Gleichung (9.2) bzw. (9.7)

Tabelle 9-1 Beiwerte α_{max} für verschiedene Bewehrungsformen auf Grundlage eigener Versuchsauswertungen (siehe Anhang G)

Bewehrungsform	Beiwert α_{max}
Shear-Band	1,3
Bügel (Form II)	1,5
Schubzulagen (Form Ia)	1,5
Schrägstäbe	1,5
Eigene Bügel mit schlaufenförmiger Übergreifung (Form III)	1,5
Eigene Bügel mit einer zusätzlichen vertikalen Steckbügelbewehrung (Form Ib)	1,6
Haken mit 180° Abbiegung in Druck- und Zugzone, Biegerollendurchmesser von 6 d_s	1,75
Doppelkopfanker mit $d_k = 3{,}0\ d_s$	1,9
Doppelkopfanker mit $d_k = 2{,}5\ d_s$	1,6
Dübelleisten und Rippendübelleisten mit $d_k \geq 2{,}5\ d_s$; bei Anwendung von Gleichung (9.7)	1,9
I-Trägerscheiben	2,0

Der Ansatz nach Gleichung (9.6) ist mechanisch sinnvoll, da der maximale Durchstanzwiderstand durch die Tragfähigkeit der Betondruckzone am Stützenanschnitt bestimmt wird. Infolge der geringen Druckzonenhöhen am Stützenanschnitt ist die umschnürende Wirkung der Durchstanzbewehrung jedoch nur unvollständig (Bild 9-5), so dass das Versagen durch ein Abplatzen der Betondeckung eingeleitet wird und die maximale Druckstrebenfestigkeit nach DIN 1045-1 nicht erreicht wird. Zudem wird die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone insbesondere bestimmt durch die Druckzonenhöhe, die durch die Parameter ρ_l, f_c und d beschrieben wird. Da die Druckzone nur teilweise umschnürt ist, muss auch ein Maßstabeffekt κ der Plattendicke wirksam sein. Schließlich wird der Einfluss der Dübelwirkung der Längsbewehrung wiederum durch die Parameter ρ_l, f_c und d erfasst. Da der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung diese Bemessungsparameter berücksichtigt, ist es begründet, den maximalen Durchstanzwiderstand in Abhängigkeit des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung zu beschreiben.



a) Deckenuntersicht b) Sägeschnitt am Stützenanschnitt

Bild 9-5 Typisches Versagensbild am Stützenanschnitt beim Erreichen der maximalen Durchstanzlast

Baupraktisch hat diese Vorgehensweise den Vorteil, dass der Tragwerksplaner nach einem Vergleich der einwirkenden Querkraft mit der Durchstanzkapazität ohne Durchstanzbewehrung sofort in der Lage ist zu entscheiden, mit welchem Typ der Durchstanzbewehrung die gewünschte Traglaststeigerung möglich ist, oder ob andere konstruktive Maßnahmen erforderlich werden.

Zur besseren Einordnung der Tragfähigkeit für Schubzulagen, Bügel, Haken und Schrägstäbe sind die maximalen Tragfähigkeiten anderer Bewehrungsformen in Tabelle 9-1 mit angegeben. Auf eine Darstellung der Bemessungsregeln für diese weiteren Bewehrungsformen sowie der konstruktiven Durchbildung wird jedoch verzichtet.

Haken mit einer 180° Abbiegungen in Druck- und Zugzone ergaben eine um 16% höhere Maximaltragfähigkeit als übliche Bügel (vgl. Tabelle 9-1). Dieser Wert basiert allerdings ausschließlich auf den Versuchen von *YAMADA* [247] die mit Stabdurchmessern zwischen 6 und 13 mm sowie mit einem Biegerollendurchmesser von 6 d_s durchgeführt wurden. Da in DIN 1045(88) und DIN 1045-1 ein Biegerollendurchmesser von 4 d_s für Abbiegungen gefordert wird, ist diese Maximaltragfähigkeit nicht direkt auf DIN 1045-1 übertragbar. Es wird daher empfohlen die Tragfähigkeit von Haken der einer Bügelbewehrung gleichzusetzen (α_{max} = 1,5).

Für Dübelleisten wurde im Bereich geringer Bewehrungsgrade ($\rho_l \leq 1{,}0$ %) eine Modifikation des Durchstanzwiderstandes nach Gleichung (9.2) erforderlich, da die Leisten in diesen Fällen einen erhöhten Durchstanzwiderstand ermöglichen. Bei geringen Längsbewehrungsgraden liegt eine ausgeprägte Biegerissbildung am Stützenanschnitt vor, welche die Betondruckzone im Lasteinleitungsbereich einschnürt. Verstärkt eine Stahlleiste - die mindestens 2 cm in die Stütze einbindet - die Druckzone, so ist ein

erhöhter Durchstanzwiderstand wirksam. Im Fall größerer Längsbewehrungsgrade ($\rho_l > 1{,}0$ %) ist die Betondruckzone dagegen höher und weist eine ausreichend hohe Querkraftkapazität auf, so dass keine Traglaststeigerung der Leisten festzustellen war. Daher wird vorgeschlagen, im Bereich kleiner geometrischer Längsbewehrungsgrade ($\rho_l \leq 1$ %) den Einfluss des Längsbewehrungsgrades für Dübelleisten mit einem Wurzelgesetz 10.Ordnung zu erfassen (Gleichung 9.7a). Oberhalb des Grenzbewehrungsgrades von $\rho_l = 1{,}0$ % weisen Dübelleisten und Doppelkopfanker ein vergleichbares Tragverhalten auf, so dass die vorgeschlagene Bemessungsgleichung für Doppelkopfanker (Gleichung 9.6 bzw. Gleichung 9.7b) anzuwenden ist.

Für die eigenen Durchstanzbewehrungsformen aus Bügelmatten (Typen I und III) ist aus Tabelle 9-1 zu entnehmen, dass die Form Ib die Durchstanzkapazität von Doppelkopfanker mit einem Kopfdurchmesser von $d_k = 2{,}5\ d_s$ erreicht. Im Vergleich mit üblichen Bügelbewehrung bedeutet dies etwa eine 7%-ige Traglaststeigerung. Für die Form III war keine signifikante Traglaststeigerung gegenüber einer Bügelbewehrung festzustellen.

$$v_{Rd,\max,DL} = 1{,}9 \cdot v_{Rd,ctL} \tag{9.7}$$

mit:

$\rho_l \leq 1{,}0$ %:

$$v_{Rd,ctL} = \left[0{,}14 \cdot \kappa \cdot (f_{ck})^{1/3} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot)^{1/10}\right] \cdot d \tag{9.7a}$$

$\rho_l > 1{,}0$ %:

$$v_{Rd,ctL} = \left[0{,}14 \cdot \kappa \cdot (f_{ck} \cdot 100 \cdot \rho_l)^{1/3}\right] \cdot d \tag{9.7b}$$

Maßstabseffekt der Plattendicke: $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$

geometrischer Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq \min \begin{cases} 0{,}40 \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}5 \cdot f_{yd}} \\ 0{,}02 \end{cases}$

Um die maximale Tragfähigkeit nach Gleichung (9.6) für Bügel, Schubzulagen und Schrägstäbe ausnutzen zu können, ist ein vorzeitiges Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung zu verhindern und der Bereich mit Durchstanzbewehrung gegenüber der gültigen DIN 1045(88) zu vergrößern. Zudem hat die Bemessung der Bügel, der Schrägstäbe und Schubzulagenquerschnitt nach einer Schubkraft-Deckungslinie zu erfolgen, wie sie von der Querkraftbemessung für Balken bekannt ist (vgl. Abschnitt 9.5, Bild 9-17).

9.4.2 Versuchsnachrechnungen zur Maximaltragfähigkeit

Da der Bemessungsansatz zur Neufassung von DIN 1045-1 entwickelt wurde, werden Angaben nach Tabelle 9-1 am Beispiel der Bügelbewehrung graphisch veranschaulicht (Bild 9-6).

Die Bilder 9-5(a) bis (f)) verdeutlichen, dass der maximale Durchstanzwiderstand einer Bügelbewehrung nach Gleichung (9.6) die experimentellen Bruchlasten nahezu trendfrei in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades, der Betonfestigkeit (auch hochfeste Betone), der statischen Nutzhöhe, der Querkraftkapazität der Durchstanzbewehrung sowie der konstruktiven Durchbildung (Bügeldurchmesser und tangentialer Bügelabstand) beschreibt. Die statistischen Kennwerte in Tabelle 9-2 weisen unter folgenden Annahmen eine nach EC 1 [10] eine ausreichende Tragsicherheit für Schubzulagen und für Bügel aus ($\gamma_c = 1{,}5$):

- Die im Versuch gemessene Betonfestigkeit entspricht dem Mittelwert nach EC 2, Teil 1 bzw. der Neufassung von DIN 1045-1 (Tabelle 9-2, Zeilen 2 und 5).
- Übliche Einflüsse von Maß- und Festigkeitstoleranzen der Bauausführung V_{rt} werden vernachlässigt bzw. sind bereits im Sicherheitsbeiwert enthalten (Tabelle 9-2, Zeilen 3 und 6).

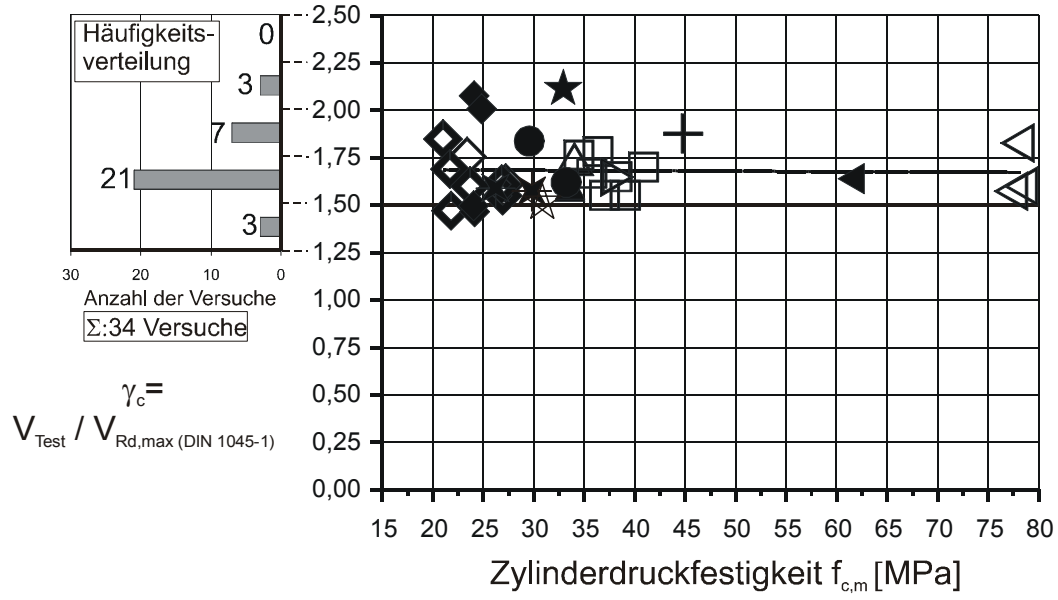
Für Schrägstäbe konnte eine ausreichende Tragsicherheit nur mit zusätzlichen Einschränkungen bei der konstruktiven Durchbildung gegenüber den Regelungen nach DIN 1045(88) nachgewiesen werden (siehe Abschnitt 9.6). Wegen der geringen Anzahl der verbleibenden Versuche wird für Schrägstäbe auf eine statistische Analyse verzichtet. Der graphischen Auswertung in den Bildern 9-20 bis 9-23 ist jedoch zu entnehmen, dass bei Einhaltung der angegebenen konstruktiven Durchbildung eine ausreichende Tragsicherheit auch für Schrägstäbe vorliegt.

Zur Maximaltragfähigkeit von Schubzulagen ist anzumerken, dass sie eine höhere mittlere Tragsicherheit aufweisen als eine Bügelbewehrung (vgl. Tabelle 9-2, Spalte 3). Als Ursache ist die verbesserte Verankerungsqualität von angeschweißten Querstäben gegenüber 90° Abbiegungen zu nennen. Allerdings weisen die Durchstanzlasten eine erhöhte Streuung gegenüber einer Bügelbewehrung auf (vgl. Tabelle 9-2, Spalte 4). Da Schubzulagen die Längsbewehrung nicht umfassen und somit auf die Wirksamkeit der Betonzugfestigkeit angewiesen sind. Daher ist ein einheitlicher Bemessungswert der Maximaltragfähigkeit für Schubzulagen und Bügel plausibel (vgl. Tabelle 9-1).

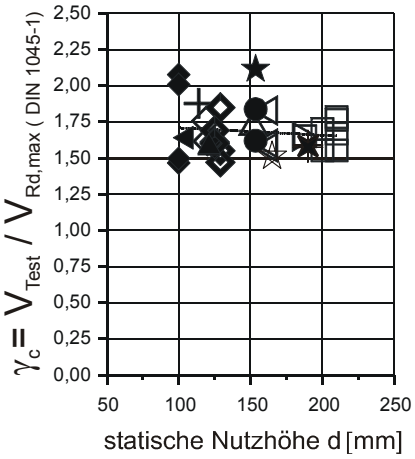
Tabelle 9-2 Statistische Kennwerte und Tragsicherheiten zum maximalen Durchstanzwiderstand bei Anordnung einer Bügel- oder Schrägstabbewehrung sowie von Schubzulagen

Zeile / Spalte	Betonfestigkeit, Maßtoleranzen	Anz. n	$\xi_m = V_{Test} / V_{u,max}$	v	Normal-verteilung	Log-Normalverteilung
	1	2	3	4	5	6
Bügel						
					γ_c (k_n = 1,645)	γ_c (k_n = 1,71)
1	$f_{c,Test} = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$	34	1,00	0,08	0,87	0,87
2	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$		1,09	0,06	0,98 **≈ 1,0**	**0,98 ≈ 1,0**
3	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 7\%$				-	0,93
			$\gamma_m = V_{Test} / V_{Rd,max}$		γ_c (k_n = 1,645)	γ_c (k_n = 1,71)
4	$f_{c,Test} = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$	34	1,51	0,07	1,31	1,33
5	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$		1,68	0,07	**1,49 ≈ 1,5**	**1,50**
6	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 7\%$				-	1,43
Schubzulagen						
			$\xi_m = V_{Test} / V_{u,max}$		ξ_k (k_n = 1,645)	ξ_k (k_n = 1,77)
1	$f_{c,Test} = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$	20	1,09	0,10	0,92	0,92
2	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$		1,23	0,11	1,01	**1,02 ≈ 1,0**
3	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 7\%$				-	0,97
			$\gamma_m = V_{Test} / V_{Rd,max}$		γ_c (k_n = 1,645)	γ_c (k_n = 1,77)
4	$f_{c,Test} = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$	20	1,62	0,12	1,30	1,31
5	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 0\%$		1,82	0,11	**1,49 ≈ 1,5**	**1,50**
6	$f_{c,Test} - 8 = f_{ck}$, $V_{rt} = 7\%$				-	1,46

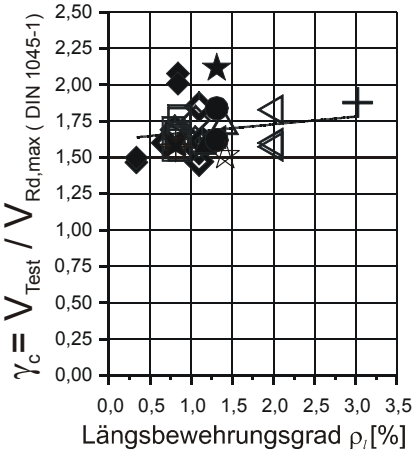
mit: $\xi_k = \xi_m \cdot (1 - k_n \cdot \mathrm{v}), f_{cm} = f_{ck} + 8$



(a) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Betonfestigkeit



(b) Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe



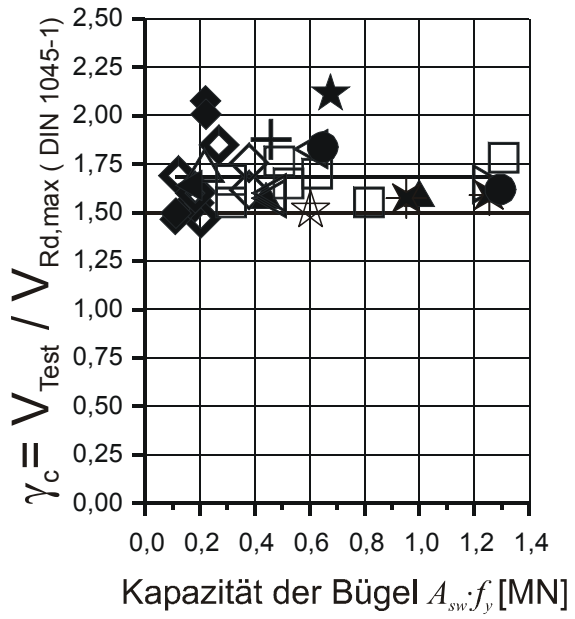
(c) Tragsicherheit in Abhängigkeit des geometrischen Längsbewehrungsgrades

Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
+	Elstner / Hognstad	1956	1
◇	Andersson	1963	2
◆	Franz	1963	6
■	Narasiham	1971	0
◘	Petcu	1973	0
△	Marti	1977	1
▲	Seible / Ghali / Dilger	1980	2
★	Pralong / Muttoni / Müller	1979	1
✸	Broms	1990	0
×	Kinnunen / Nylander / Tolf	1980	0
◆	Tolf	1988	4
□	Chana / Desai	1991	7
▽	Chana / Desai	1992	0
▼	Yamada	1992	0
▷	Chana	1993	1
▶	Marzouk / Jiang	1997	0
✷	Beutel / Hegger	1998	2
◁	Lee / Morley	1999	3
◀	Oliveira / Melo	1999	1
●	Müller / Muttoni / Thürlimann	1984	2
☆	Wicke / Fritsche	1984	1
Summe:			34

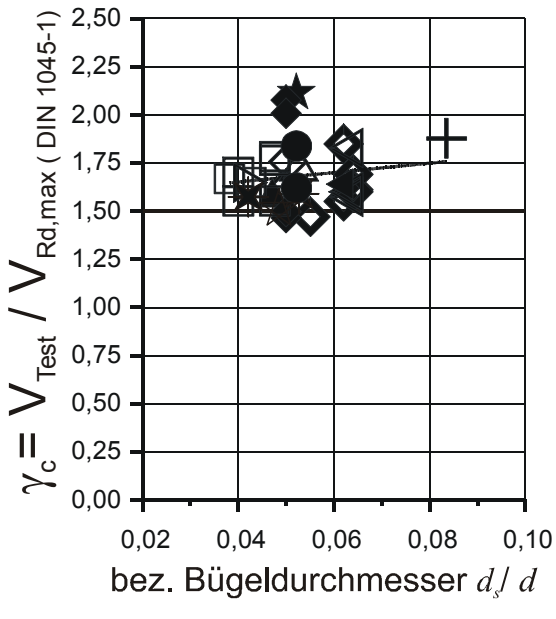
Bei einer Versuchsanzahl von 0, wurde die Maximaltragfähigkeit nicht maßgebend.

Da die Legende bei allen Auswertungen unverändert bleibt, kann auf diese Weise die Häufigkeit der jeweiligen Versagensart den Versuchsserien bzw. Forschern zugeordnet werde.

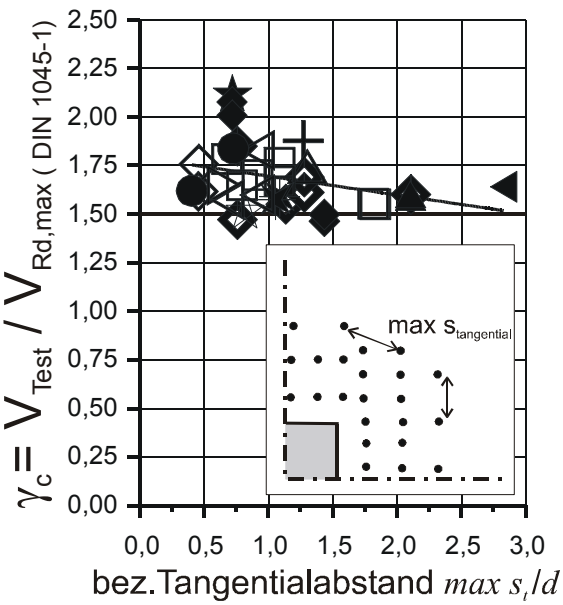
Bild 9-6 DIN 1045-1: Maximaler Durchstanzwiderstand für eine Bügelbewehrung



(d) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Querkraftkapazität der Bügelbewehrung



(e) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen Bügeldurchmessers



(f) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen maximalen Tangentialabstandes der Bügelbewehrung

Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
+	Elstner / Hognstad	1956	1
◇	Andersson	1963	2
◈	Franz	1963	6
■	Narasiham	1971	0
◘	Petcu	1973	0
△	Marti	1977	1
▲	Seible / Ghali / Dilger	1980	2
★	Pralong / Muttoni / Müller	1979	1
✸	Broms	1990	0
╳	Kinnunen / Nylander / Tolf	1980	0
◆	Tolf	1988	4
□	Chana / Desai	1991	7
▽	Chana / Desai	1992	0
▼	Yamada	1992	0
▷	Chana	1993	1
▶	Marzouk / Jiang	1997	0
✳	Beutel / Hegger	1998	2
◁	Lee / Morley	1999	3
◀	Oliveira / Melo	1999	1
●	Müller / Muttoni / Thürlimann	1984	2
☆	Wicke / Fritsche	1984	1
Summe:			34

Fortsetzung Bild 9-6 DIN 1045-1: Maximaler Durchstanzwiderstand für eine Bügelbewehrung

9.4.3 Vergleichsrechnungen mit MASA

Zur Absicherung des Bemessungswertes des maximalen Durchstanzwiderstandes für eine Bügelbewehrung stehen insgesamt nur 34 Versuche aus der Literatur zur Verfügung (Bild 9-6). Zur Überprüfung der Festlegung wurden weitere 13 Berechnungen zur oberen Beanspruchungsgrenze mit MASA durchgeführt. Hierbei wurden die Betonfestigkeit f_c und der geometrische Längsbewehrungsgrad ρ_l variiert. Die Durchstanzbewehrung ΣA_{sw} wurde in den Simulationen jeweils für die Bruchlast nach der Bruchlinientheorie ausgelegt, so dass ein Versagen im Bereich der Durchstanzbewehrung ausgeschlossen war. Ein Versagen außerhalb des Bereiches mit Durchstanzbewehrung konnte ebenfalls nicht auftreten, da die Platte vollständig verbügelt wurde. Der Versagensschubriss lokalisierte sich daher jeweils am Stützenanschnitt unter einem Winkel von ca. 45°.

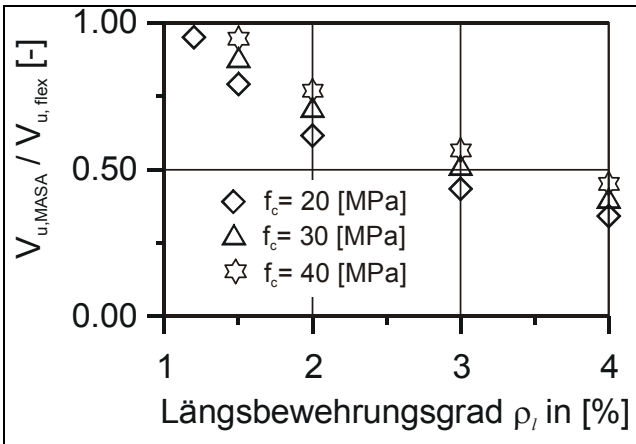


Bild 9–7 Verhältnis $V_{u,MASA}/V_{u,flex}$ in Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_c

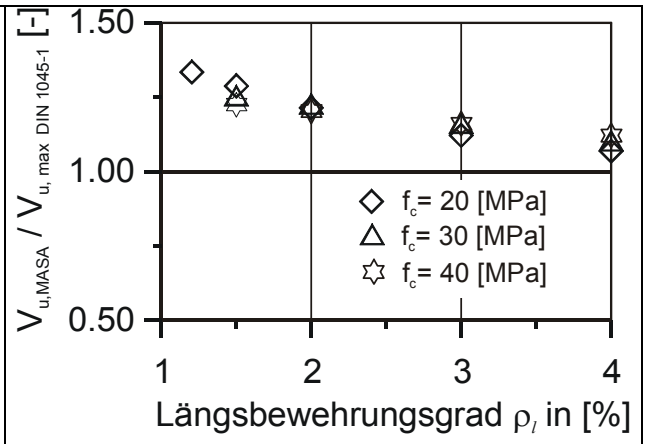


Bild 9–8 Verhältnis $V_{u,MASA}/V_{u,max\ DIN1045\text{-}1}$ in Abhängigkeit des geometrischen Längsbewehrungsgrades ρ_l

Nach Bild 9–7 wird in keinem Fall die Bruchlinenlast erreicht, d.h. in den Simulationen wurde ein Durchstanzversagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit erreicht. Bild 9–8 belegt, dass maximale Tragfähigkeit nach Gleichung (9.6) in Verbindung mit Tabelle 9-1 auf der sicheren Seite liegend ermittelt wurde. Im Bereich geringer und mittlerer Längsbewehrungsgrade ($\rho_l \approx 1{,}0$ %) sind numerisch noch Traglastreserven vorhanden, die bei unzulässig hohen Längsbewehrungsgraden nahezu verschwinden. Diese Tragreserve ist jedoch vorsichtig zu bewerten, da der Verankerungsschlupf von einer Bügelbewehrung im Programm nur vereinfacht erfasst wurde. Von einer Traglaststeigerung gegenüber den experimentell ermittelten Beiwerten nach Tabelle 9-1 ist daher abzusehen.

9.4.4 Einfluss einer erhöhten Betonfestigkeit in der Betondruckzone bei Halbfertigteilen

Werden Fertigteilplatten im Bereich von Flachdecken eingesetzt (z.B. Elementdecken), so liegen die vorgefertigten Elemente im Durchstanzbereich in der Druckzone. Aufgrund der kurzen Ausschalfristen im Fertigteilwerk, weisen Elementdecken häufig eine Betonfestigkeiten größer als 40 MPa auf. Bei der Durchstanzbemessung von Flachdecken mit Halbfertigteilen wird allerdings für die geringere Festigkeit des Aufbetons von z.B. 20 MPa in Ansatz gebracht. Die bisher vorgestellten Zusammenhänge lassen erwarten, dass diese erhöhte Betonfestigkeit eine Steigerung der Maximaltragfähigkeit gegenüber Flachdecken aus Ortbeton ermöglicht.

Zur Simulation der Verhältnisse bei Halbfertigteilen werden in einem MASA Modell die äußeren 75 mm der Druckzone mit einer erhöhten Betondruck- und Betonzugfestigkeit gegenüber der restlichen Platte definiert.

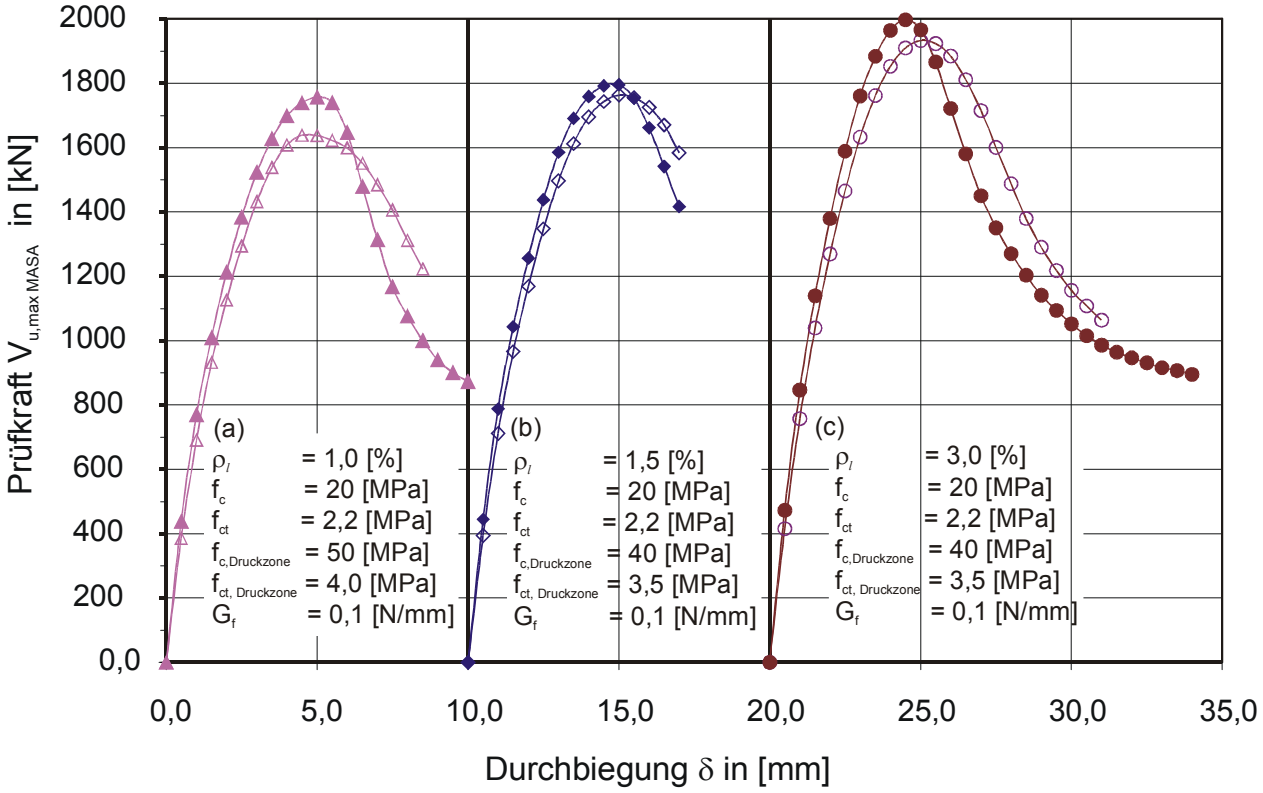


Bild 9–9 Drei Last-Verformungsdiagramme für Halbfertigteilflachdecken mit einer erhöhten Betonfestigkeit in der Druckzone bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_l

Die Last-Verformungskurven in Bild 9–9 zeigen, dass eine erhöhte Druckfestigkeit in der Druckzone den maximalen Durchstanzwiderstand nur geringfügig beeinflusst. Im Fall (a) ergibt sich eine Laststeigerung von 7,3% und in den Fällen (b) und (c) eine Tragfähigkeitssteigerung von 1,8% bzw. 3,4%. Diese Ergebnisse verdeutlichen, dass

die günstig wirkende Festigkeitserhöhung weitgehend durch die Verminderung der Druckzonenhöhe aufgehoben wird. Erst extreme Festigkeitsunterschiede in (a) erzielen eine Tragfähigkeitssteigerung. Zusätzliche Variationsrechnungen bezüglich der Bruchenergie der Betondruckzone ergaben ebenfalls einen geringen Einfluss von ca. 3% auf die Traglast (Bild 9–10).

Unter der Voraussetzung, dass die Verbundfuge zwischen Halbfertigkeit und Ortbeton ausreichend gesichert ist und die Elementfugen kraftschlüssig geschlossen werden, erscheint es zulässig, den maximalen Durchstanzwiderstand auch bei Halbfertigteilen nach Gleichung (9.6) zu ermitteln.

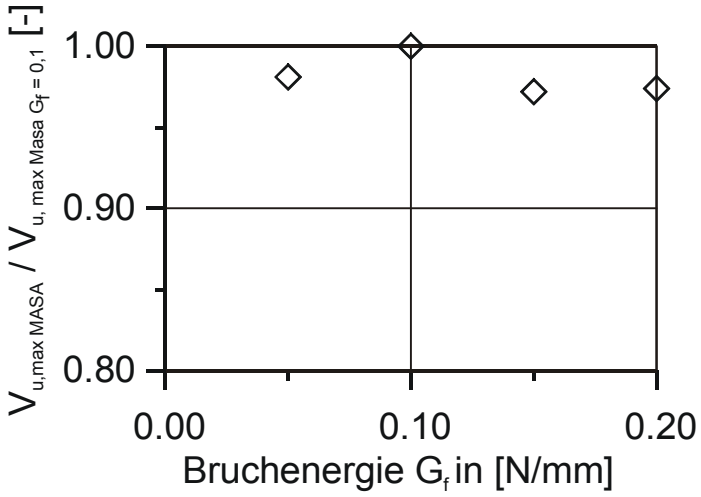


Bild 9–10 Variation der Bruchenergie in der Betondruckzone bei einem Längsbewehrungsgrad ρ_l = 1,0% und einer Betonfestigkeit f_c = 20 [MPa]

9.4.5 Einfluss einer Druckbewehrung

Der ungünstig wirkende Einfluss einer reduzierten Betondruckzonenhöhe im Durchstanzbereich bei Halbfertigteilen ist auch bei der Anordnung einer Druckbewehrung festzustellen (Bild 9–11). Der Einfluss einer Druckbewehrung wird für eine Betonfestigkeit von f_{ck} = 20 MPa besonders deutlich, da für diese geringe Betonfestigkeit schon ab einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_l \approx$ 1,3% Druckbewehrung erforderlich wird. In Simulationsrechnungen mit MASA wurde der geometrische Druckbewehrungsgrad ρ_l' für zwei übliche Zugbewehrungsgrade (ρ_l = 1,0 und 1,5 %) zwischen 0 und 1 % variiert. Ergebnis der Berechnungen ist eine jeweils abfallende maximale Durchstanzkapazität mit steigendem geometrischen Druckbewehrungsgrad ρ_l' (Bild 9–11). Berücksichtigt man zusätzlich die Schubsteifigkeit der Druckbewehrung, die in den Simulationsrechnungen nicht abgebildet wurde, so ist zu erwarten, dass diese Traglastminderung von ca. 10% ausgeglichen wird und eine Druckbewehrung die maximale Durchstanzkapazität nicht beeinflusst.

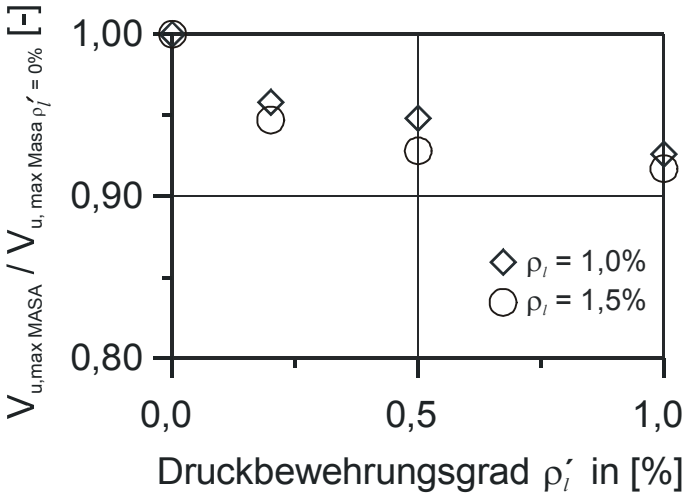


Bild 9–11 Einfluss des Druckbewehrungsgrades auf den maximalen Durchstanzwiderstand für eine Betonfestigkeit f_c = 20 [MPa] und für Längsbewehrungsgrade ρ_l = 1,0% und 1,5%

9.4.6 Parameterstudien

Zum Vergleich der Neuvorschläge mit den bestehenden Regelungen nach DIN 1045 (88) werden nachfolgend für Bügel, Dübelleisten und Doppelkopfanker die jeweiligen Durchstanzwiderstände graphisch gegenübergestellt (Bilder 9-11 bis 9-15). Hierzu wurde die zulässige Durchstanzlast nach DIN 1045-1 mit einem Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungsseite von γ_F = 1,4 ermittelt.

Die Parameterstudie verdeutlicht, dass die vorgestellten Bemessungssätze zur Maximaltragfähigkeit für baupraktische Bauteilabmessungen, Betonfestigkeitsklassen und Längsbewehrungsgrade den Erfahrungsbereich sowohl nach DIN 1045(88) als auch den derzeit gültigen Zulassungen für Dübelleisten und Doppelkopfanker nicht verlassen. Für Flachdecken aus C20/25 stimmen die maximal zulässigen Durchstanzlasten für Dübelleisten und Doppelkopfanker nach den geltenden Zulassungen mit dem Neuvorschlag gut überein. Im Bereich von Flachdecken wird die Maximaltragfähigkeit für Dübelleisten und Doppelkopfanker der derzeit gültigen Zulassungen erst bei höheren geometrischen Längsbewehrungsgraden erreicht (Bilder 9-12 bis 9-14). Ursache hierfür ist, dass der Einfluss der Betonfestigkeit nach DIN 1045(88) und damit auch nach mit $\beta_w^{1/2}$ zu hoch eingeschätzt wird. Demgegenüber steigt nach DIN 1045-1 der Durchstanzwiderstand nur mit $f_{ck}^{1/3}$ an, was nach Bild 9-6 eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten liefert. Für eine Bügelbewehrung in Kombination mit der Beton-Festigkeitsklasse C20/25 ergaben sich zulässige Durchstanzlasten, die höher ausfallen als bisher (Bilder 9-12 und 9-15). Für höhere Betonfestigkeitsklassen gleichen sich aus dem zuvor beschriebenen Zusammenhang die Traglastkurven für beide Bemessungsansätze an (Bild 9–14).

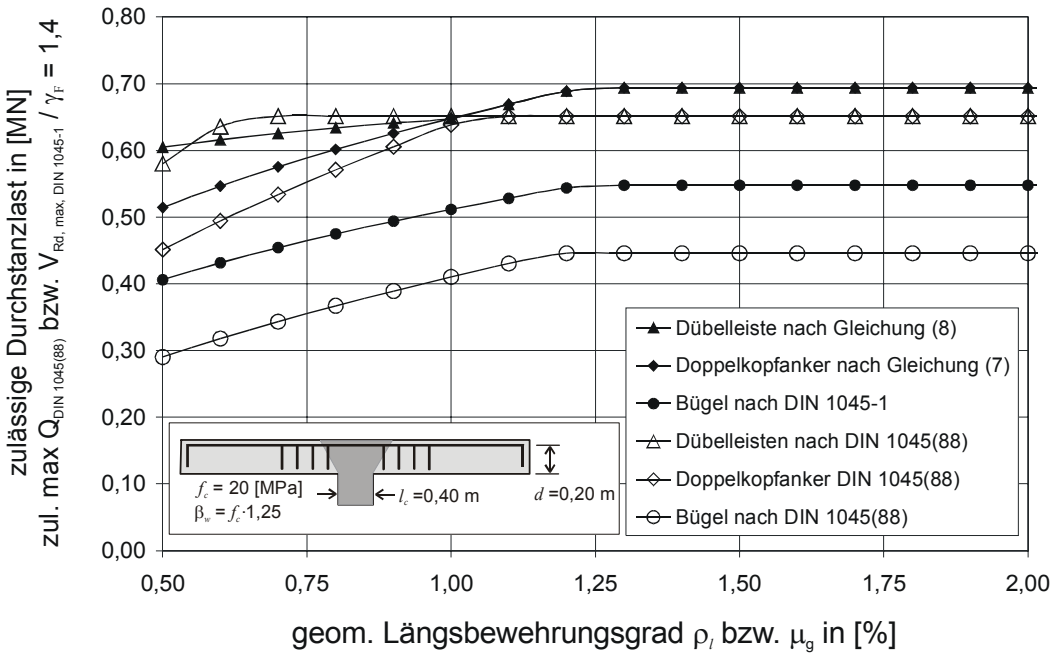


Bild 9–12 Zulässige Durchstanzlast für Dübelleisten, Doppelkopfanker und eine Bügelbewehrung nach DIN 1045(88) sowie nach dem eigenen Neuvorschlag für DIN 1045-1 (C 20/25, l_c = 0,40 m, d = 0,20 m)

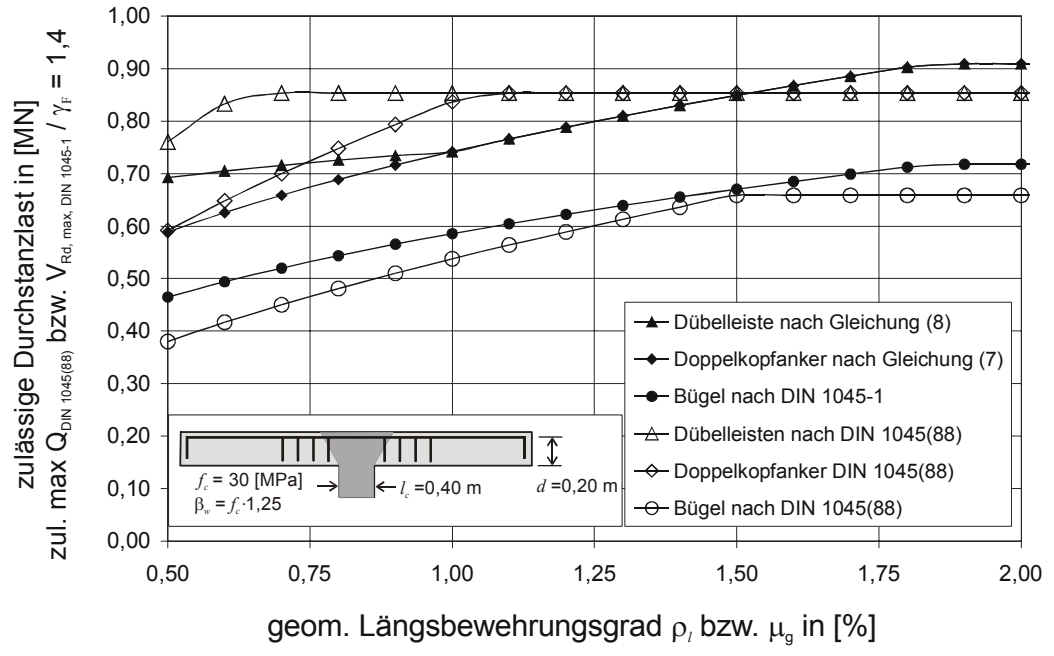


Bild 9–13 Zulässige Durchstanzlast für Dübelleisten, Doppelkopfanker und eine Bügelbewehrung nach DIN 1045(88) sowie nach dem eigenen Neuvorschlag für DIN 1045-1 (C 30/37, l_c = 0,40 m, d = 0,20 m)

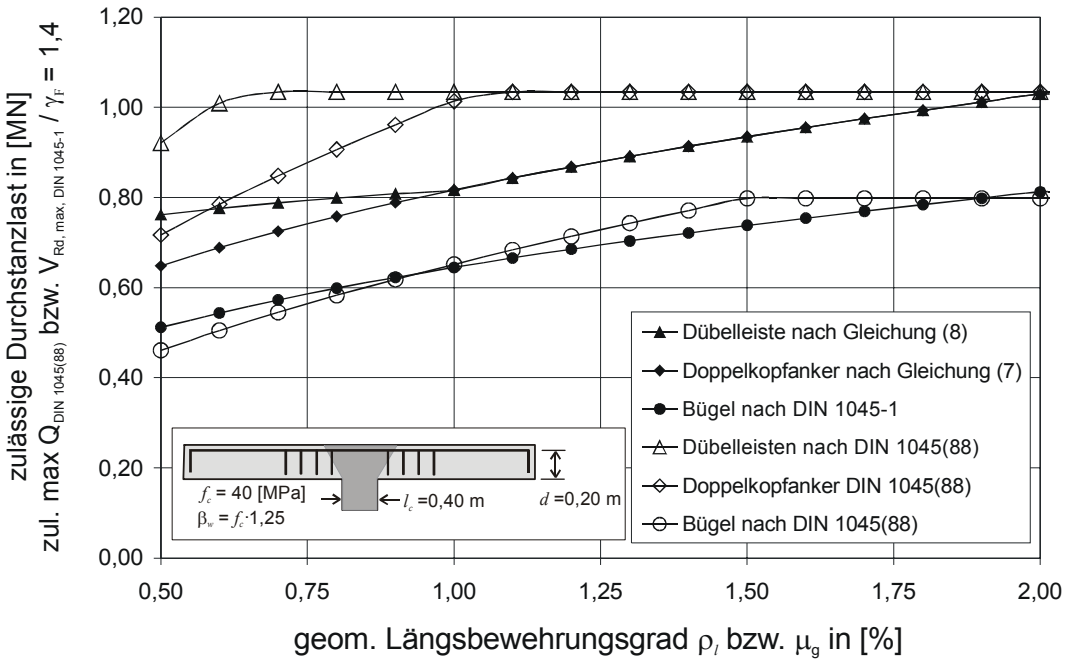


Bild 9–14 Zulässige Durchstanzlast für Dübelleisten, Doppelkopfanker und eine Bügelbewehrung nach DIN 1045(88) sowie nach dem eigenen Neuvorschlag für DIN 1045-1 (<u>C 40/50</u>, l_c = 0,40 m, d = 0,20 m)

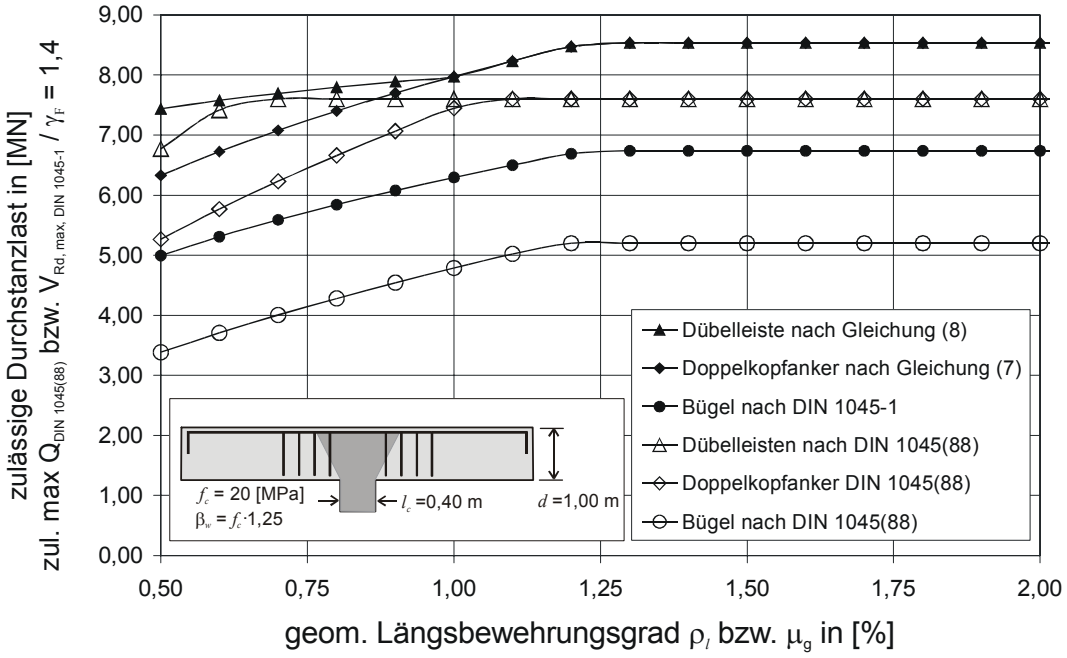


Bild 9–15 Zulässige Durchstanzlast für Dübelleisten, Doppelkopfanker und eine Bügelbewehrung nach DIN 1045(88) sowie nach dem eigenen Neuvorschlag für DIN 1045-1 (C 20/25, l_c = 0,40 m, <u>d = 1,00 m</u>)

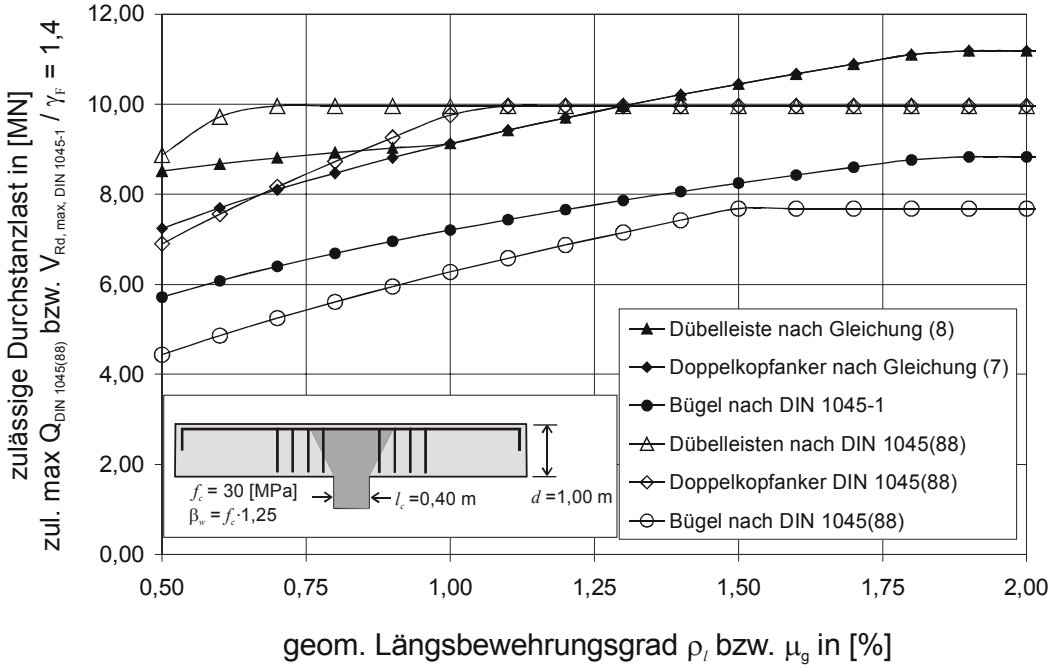


Bild 9–16 Zulässige Durchstanzlast für Dübelleisten, Doppelkopfanker und eine Bügelbewehrung nach DIN 1045(88) sowie nach dem eigenen Neuvorschlag für DIN 1045-1 (C 30/37, l_c = 0,40 m, d = 1,00 m)

9.5 Durchstanzwiderstand der Durchstanzbewehrung

9.5.1 Bemessung nach einem Fachwerkmodell

Die eigenen Versuche, die Auswertungen von *KORDINA* [149] (vgl. Abschnitt 2.5.4) sowie eine Analyse auf Basis der eigenen Schubdatenbank zeigten, dass für Bügel, Haken und Schubzulagen die Bemessung nach einem Aufhängefachwerk im Durchstanzbereich unzutreffend ist. Daher wird für diese Bewehrungsformen eine Bemessung auf Basis eines 45°-Fachwerkmodells unter Berücksichtigung eines Betontraganteiles nach Gleichung (9.8) vorgeschlagen. Als graphische Darstellung bietet sich die Form einer Schubkraftdeckungslinie an, wie sie von der Balken-Querkraftbemessung bekannt ist (Bild 9-17).

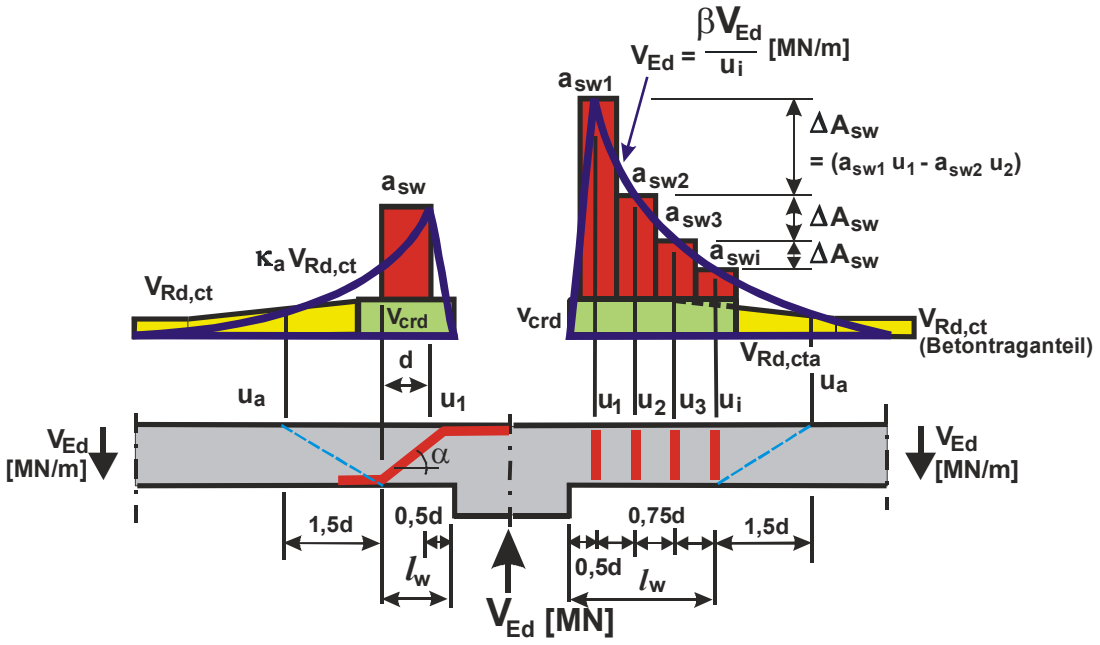


Bild 9-17 Abstufung der Durchstanzbewehrung nach einen Schubkraft-Deckungslinie für Bügel (rechts) und Schrägstäbe (links)

$$v_{Rd,sy} = v_{crd} + \frac{\kappa_s \cdot \sum A_{sw,i} \cdot f_{yd}}{u_i} \qquad \text{[MN/m]} \qquad (9.8)$$

mit:

$v_{crd} = v_{Rd,ct}$ Betontraganteil nach Gleichung (9.2)

$\kappa_s = 0{,}7 + 0{,}3\frac{d - 400}{400}$ $\geq 0{,}7$ $\leq 1{,}0$ Wirksamkeit einer Bügelbewehrung

$\Sigma A_{sw,i}$ Effektiver Bewehrungsquerschnitt je Rundschnitt i

u_i Umfang des Rundschnittes i

$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s = 1{,}15)$ Bemessungswert der Stahlspannung

9.5.2 Bestimmung des Betontragteils

Die Festlegung des Betontraganteils auf Grundlage von Versuchen ist nicht unabhängig von der Bemessungsstahlspannung, wie Gleichung (9.8) zeigt. Eine rein statistische Auswertung der Datenbank ermöglicht daher je nach Stahlspannung oder Betontraganteil eine Vielzahl von Lösungen. Für den eigenen Bemessungsvorschlag wurde die Bemessungsstahlspannung auf Grundlage der Messwerte der eigenen Versuche (vgl. Bild 9-18) sowie der numerischen Verifikation mit MASA festgelegt.

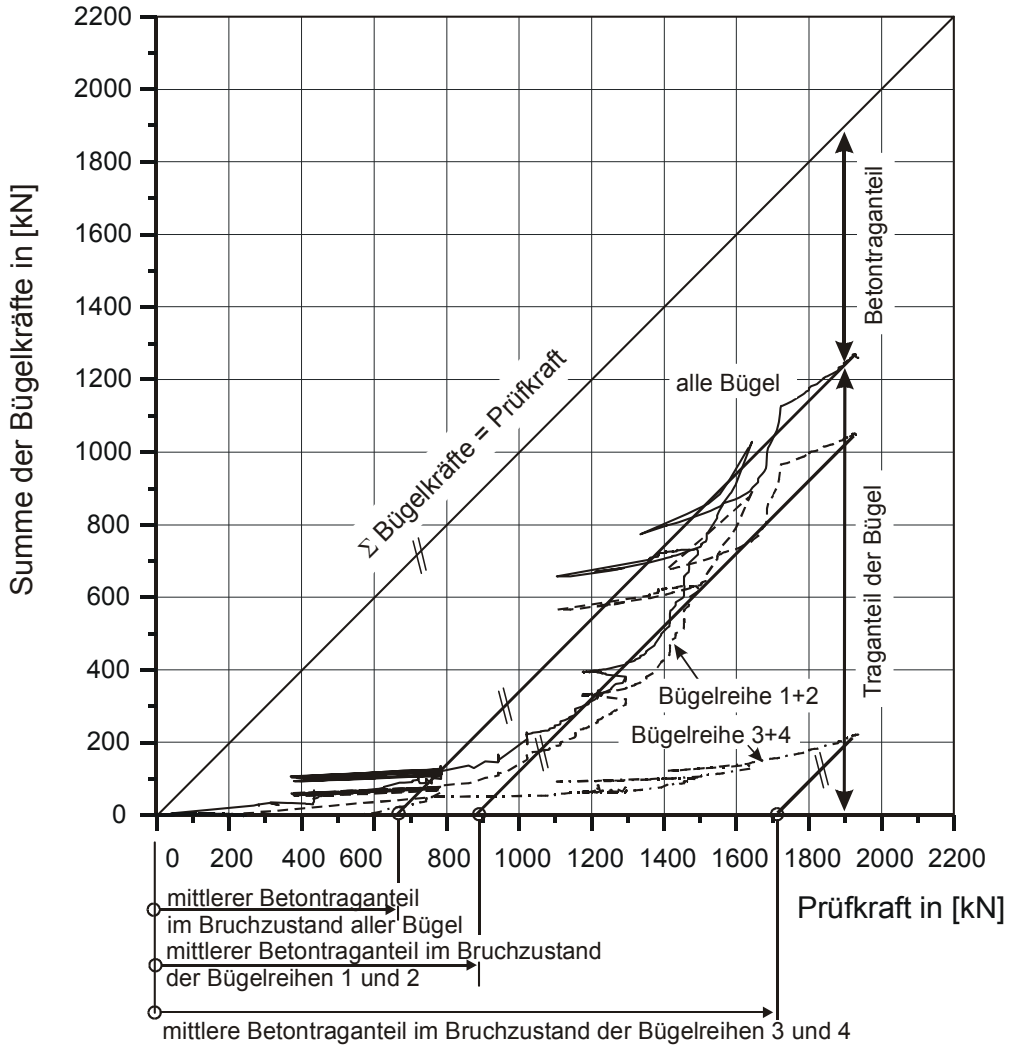


Bild 9-18 Versuch P5-Ib: Graphische Ermittlung des Bügel- und Betontraganteiles

Trägt man die Summe der Bügelkräfte in Abhängigkeit der Prüfkraft auf (Bild 9-18), so kennzeichnet die 45°-Linie die erwartete Tragkraft der Bügel in einem 45°-Fachwerk. Geringere Bügelkräfte sind entweder auf geringere Druckstrebenneigungen zurückzuführen (Modell mit veränderlicher Druckstrebenneigung) oder auf einen additiven Betontraganteil der zuzüglich zu einem 45°-Fachwerktraganteil wirksam ist. Wegen der geringen Unterschiede bei den Rissneigungen in den eigenen Versuchen (zwischen 35°und 45°, Bild 6-18) sowie wegen des vereinfachten Bemessungsansatzes wurde als Nachweisform ein 45°-Fachwerk unter mit einem Betontraganteil gewählt.

Aus Bild 9-18 ist zu erkennen, dass der Betontraganteil mit zunehmenden Abstand der Bügelreihen vom Stützenanschnitt anwächst. Dieses wird nach Gleichung (9.8) berücksichtigt, da der Betontraganteil je Umfangseinheit konstant ist und mit zunehmenden Abstand der nachzuweisenden Bewehrungsreihe der Umfang des Nachweisschnittes anwächst. Umfangreiche Vergleichsrechnungen zeigten, dass der auf den Umfang bezogene Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung in etwa dem Betontrag-

anteil für Bügel, Schubzulagen und Schrägstäbe entspricht. Zudem vereinfacht dieser Ansatz den Rechenaufwand in der Praxis, da der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung in der Regel zuvor bestimmt wird.

Die Beschreibung des Betontraganteiles für Bügel, Schubzulagen und Schrägstäbe ausschließlich in Abhängigkeit der Betonfestigkeit, wie sie bei der Balkenbemessung nach DIN 1045-1 angewendet wird, war nicht zielführend. Die Versuchsnachrechnungen mit MASA zeigten, dass der Betontraganteil dem Querkrafttraganteil der Betondruckzone zuzuordnen ist (vgl. Abschnitt 8.3.4). Aus diesem Grund ist sowohl die Betonfestigkeit als auch der Längsbewehrungsgrad im Betontraganteil zu berücksichtigen.

Bild 9-18 verdeutlicht weiterhin, dass die zusätzlichen Bügel in den Reihen 3 und 4 aktviert werden, allerdings deutlich unterhalb der Streckgrenze beansprucht wurden. Nach Auffassung des Autors ist dies wie folgt zu interpretieren:

- Sowohl die Messwerte der Bügeldehnungen als auch die Rissbilder verdeutlichen, dass eine Schubbewehrung außerhalb eines Radius von 1,5·d erforderlich ist, um die maximale Traglast im primären Durchstanzbereich auszuschöpfen. Wird diese Bewehrung nicht abgeordnet, so ist die maximale Traglast in Abhängigkeit der Durchstanzkapazität außerhalb des schubbewehrten Bereiches festzulegen.

- Ein vergleich der Bilder 8-28 und 8-29 veranschaulicht, dass die Beanspruchung der äußeren Bügelreihen nicht charakteristisch für eine Flachdecke sein muss, daher ist es ratsam diese Bewehrungsreihen sowohl für die auftretenden Belastungen nach einer Schubkraftdeckungslinie zu bemessen als auch eine Mindestschubbewehrung zu fordern.

In DIN 1045-1 wurde daher der zulässige radiale und tangentiale Bügelabstand begrenzt und eine Mindestschubbewehrung gefordert.

9.5.3 Effektivität einer Schrägstabbewehrung

Befindet sich die Abbiegung der Schrägstabbewehrung im Bereich des Stützenanschnittes, so haben Schrägstäbe gegenüber Schubzulagen oder einer Bügelbewehrung den Vorteil, dass der erste Schrägriss den Schrägstab stets kreuzt. Nachteilig ist hingegen, dass zum Gleichgewicht der vertikalen Kräfte nur ein Teil der Schrägstabkraft wirksam ist (Gleichung 9.9)

$$A_{sw,i} = \frac{d_s^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sin\alpha \tag{9.9}$$

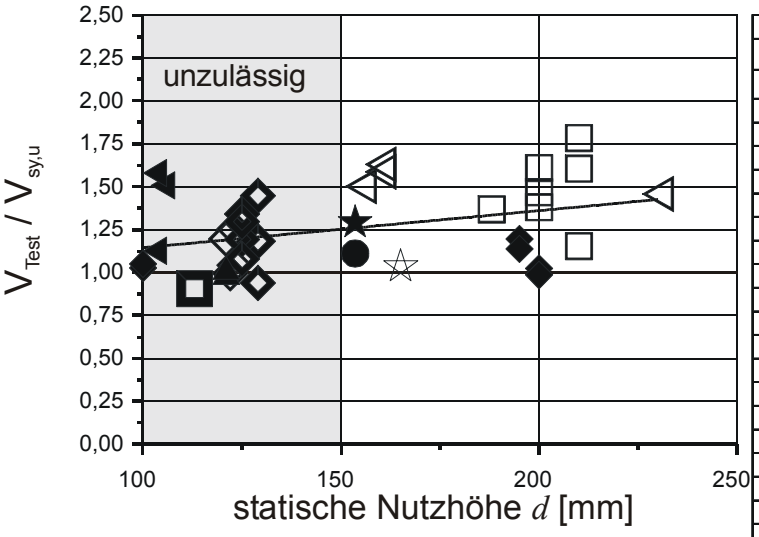
Wird der Biegerollendurchmesser nach DIN 1045(88) gewählt und der Schrägstabdurchmesser auf die Plattendicke nach Abschnitt 9.3 abgestimmt, so können die Schrägstäbe aus Betonstahl bis zur Nennfestigkeit der Streckgrenze ($f_{yk} \leq 500$ MPa) ausgenutzt werden. Werden wesentlich größere Stabdurchmesser verwendet als nach Abschnitt 9.3, so ist eine reduzierte Maximaltragfähigkeit die Folge. Ursache hierfür sind die folgenden Punkte:

- Bei großen Stabdurchmessern und kleinen Plattendicken ist meist die erforderliche Verbundlänge nicht vorhanden, um die Schrägrissbreite effektiv zu begrenzen, daher ist der Stabdurchmesser auf die Plattendicke abzustimmen.
- Bei größeren Stabdurchmessern erhöht sich bei gleichem Biegerollenradius der Bereich des gekrümmten Stabes innerhalb des Plattenquerschnittes. Im Grenzfall (h = 20 cm, d_s = 25 mm) nimmt der Krümmungsbereich fast die gesamte Konstruktionshöhe ein. In Abhängigkeit von der Lage ist der Traganteil der Aufbiegung daher großen Schwankungen unterworfen (vgl. Gleichung 9.9).
- Wird bei großen Stabdurchmessern zusätzlich der Biegerollendurchmesser nach DIN 1045(88) bzw. DIN 1045-1 unterschritten, so entstehen im Bereich der Umlenkung erhöhte Betonpressungen, die einen erhöhten Endverankerungsschlupf verursachen, der ebenfalls die Maximaltragfähigkeit reduziert.

9.5.4 Versuchsnachrechnungen zum Versagen der Bügelbewehrung

In Bild 9-19 ist die Tragsicherheit der Bügelbewehrung auf dem Bruchniveau in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe für 37 Versuche mit einer Bügelbewehrung dargestellt. Diese Auswertung wurde auf dem Traglastniveau durchgeführt, da der erforderliche mittlere Sicherheitsbeiwert auf dem Designniveau in Abhängigkeit der Bügelbewehrungsmenge veränderlich ist (Betontraganteil γ_c =1,5; Traganteil der Bügelbewehrung γ_s = 1,15).

Mit steigender Nutzhöhe d nimmt die Tragsicherheit der Durchstanzbewehrung zu, da mit zunehmender Plattendicke ein Teil der Bügelkraft über Verbund in den Beton eingeleitet wird, werden die Endverankerungselemente entlastet, sodass diese Weise ein geringerer Endverankerungsschlupf entsteht. Gleichzeitig wird damit deutlich, dass der Wirksamkeitsfaktor κ_s nach Gleichung (9.8) diese Entwicklung konservativ erfasst, da eine zunehmende Bemessungsstahlspannung bereits bei der Auswertung berücksichtigt wurde. Bei geringen Nutzhöhen wurde dagegen die Bemessungsbügelkraft im Versuch unterschritten. Aus diesem Grund wird die Mindestplattendicke für Bügel, Schrägstäbe und Schubzulagen auf 200 mm festgelegt, um eine ausreichend zuverlässige Verankerung sicherzustellen.



Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
+	Elstner / Hognstad	1956	0
◇	Andersson	1963	4
◇	Franz	1963	7
■	Narasiham	1971	0
◘	Petcu	1973	1
△	Marti	1977	0
▲	Seible / Ghali / Dilger	1980	2
★	Pralong / Muttoni / Müller	1979	1
✸	Broms	1990	0
×	Kinnunen / Nylander / Tolf	1980	0
◆	Tolf	1988	6
□	Chana / Desai	1991	7
▽	Chana / Desai	1992	0
▼	Yamada	1992	0
▷	Chana	1993	0
▶	Marzouk / Jiang	1997	0
✷	Beutel / Hegger	1998	0
◁	Lee / Morley	1999	4
◀	Oliveira / Melo	1999	3
●	Müller / Muttoni / Thürlimann	1984	1
☆	Wicke / Fritsche	1984	1
Summe:			37

Bild 9-19 Bruchtragsicherheit des Durchstanzens mit Durchstanzbewehrung nach dem Vorschlag zur Neufassung von DIN1045-1 für 37 Versuche mit einer Bügelbewehrung

9.5.5 Abstufung der Durchstanzbewehrung

Die Abstufung der Durchstanzbewehrung für die Bewehrungsreihen n=2 und folgende ΔA_{sw} darf nach Gleichung (9.10) für Innenstützen erfolgen, ohne das weitere Nachweisschnitte im Bereich der Durchstanzbewehrung zu überprüfen sind.

$$\Delta a_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{s_w}{d} \cdot \frac{v_{crd}}{\kappa_s \cdot f_{yd}} \tag{9.10}$$

Eine Abstufung der Durchstanzbewehrung mit zunehmenden Abstand zur Stütze ist möglich, da sich die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung sich aus einem konstanten, auf den Umfang bezogenen Betontraganteil v_{crd} und einem Traganteil der Durchstanzbewehrung zusammen setzt. Die Summe des Betontraganteiles V_{crd} nimmt mit zunehmendem Umfang des Nachweisschnittes zu, so dass der Traganteil der Durchstanzbewehrung reduziert werden kann. Die Differenzkraft zwischen den Bügelbewehrungsreihen ist infolge der zueinander affinen Nachweisschnitte proportional zur Differenz der Umfangslänge der Nachweisschnitte. Da die Umfangsunterschiede einzig im Bereich der ausgerundeten Ecken entstehen, kann die Differenz im Abhängigkeit des bezogenen radialen Bügelabstandes s_w / d ausgedrückt werden. Im Bereich von Rand- und Eckstützen ist analog zu verfahren, wobei der Vorfaktor von 2π nach Gleichung (9.9) durch π im Bereich von Randstützen und $\pi/2$ im Bereich von Eckstützen zu ersetzen ist.

Die Umrechnung von der Differenzkraft auf die Differenzbewehrungsmenge erfolgt unter Berücksichtigung der Bemessungsstahlspannung $\kappa_s \cdot f_{yd}$.

9.6 Querkraftversagen außerhalb der Durchstanzbewehrung

Die dritte mögliche Versagensform ist das Versagen außerhalb der Durchstanzbewehrung. Die Verifikation des Bemessungsvorschlages auf der Grundlage von Versuchen wurde bereits im Abschnitt 7.3.3 vorgestellt. Diese Regelung lehnt sich an die neuen Zulassungen für Dübelleiste bzw. Doppelkopfanker an, so dass eine Vereinheitlichung der Bemessung außerhalb der Durchstanzbewehrung erreicht wird.

$$v_{Rd,cta} = \kappa_a \cdot v_{Rd,ct} \quad \text{[MN/m]} \tag{9.11}$$

und $\kappa_a = 1 - \frac{0{,}29 \cdot l_w}{3{,}5 \cdot d} \geq 0{,}714$

9.7 Konstruktive Durchbildung

9.7.1 Schrägstäbe

Werden ausschließlich Schrägstäbe als Durchstanzbewehrung eingesetzt, so wird der Verlegebereich auf einen Abstand von 1,5 *d* zum Stützenanschnitt begrenzt, um Traglastreduktionen infolge eines vorzeitigen Versagens des Bereiches ohne Durchstanzbewehrung - zwischen den orthogonal verlegten Schrägstäben - zu vermeiden (Bilder 9-20 und 9-21).

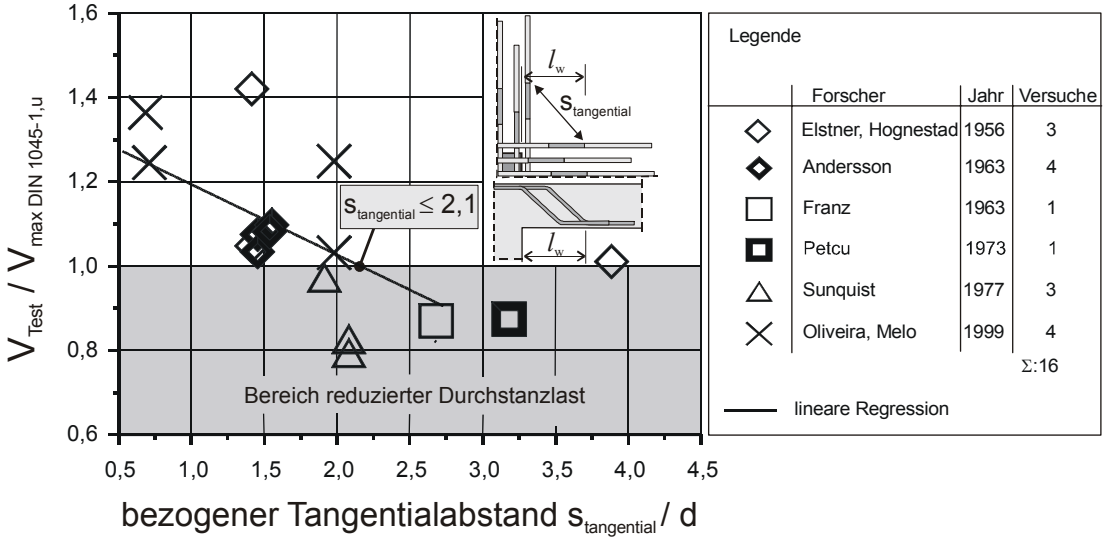


Bild 9-20 Bezogene maximale Durchstanzlast in Abhängigkeit des bezogenen maximalen Tangentialabstandes für Schrägstäbe

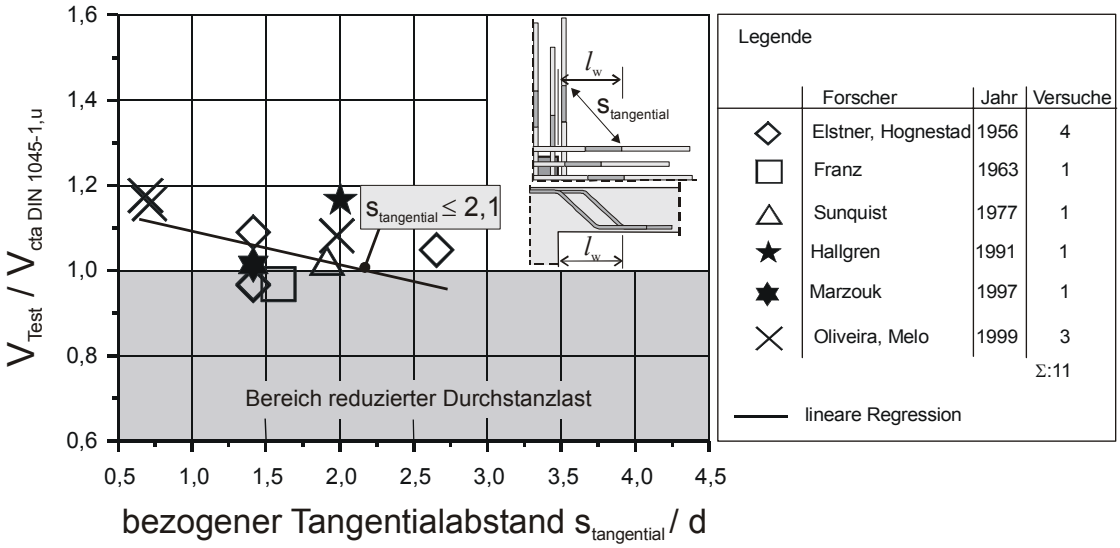


Bild 9-21 Bezogene Durchstanzlast außerhalb der Schrägstäbe in Abhängigkeit des bezogenen maximalen Tangentialabstandes für Schrägstäbe

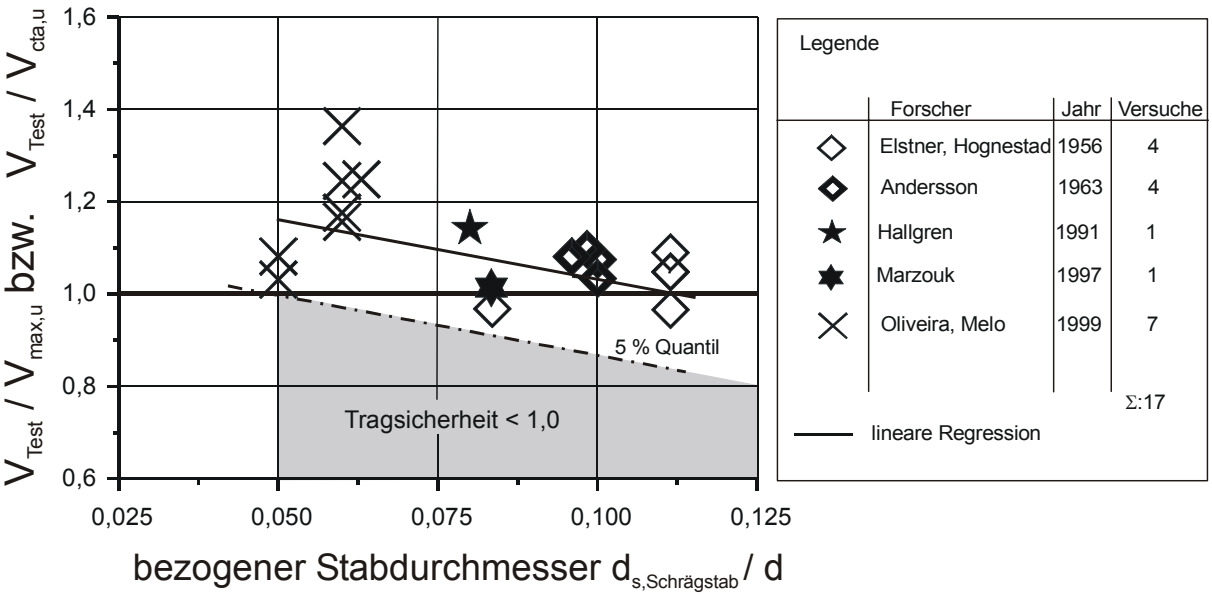


Bild 9-22 Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit des bezogener Stabdurchmesser für Schrägstäbe

Da die Begrenzung des Schrägstabbereiches im Plattengrundriss die Tragsicherheit nur im Mittelwert sicherstellet, wurde der maximale zulässige Stabdurchmesser in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe als 5 % Quantilwert definiert (Bild 9-22). Hierdurch wird vermieden, dass dünne Flachdecken mit relativ dicken Stäben bewehrt werden, die aufgrund des Verbundverhaltens großer Stabdurchmesser sowie der relativ großen Biegerollenradien erst bei großen Verformungen (im Nachbruchverhalten) vollständig aktiviert werden können.

9.7.2 Bügel und Schubzulagen

Der maximale Tangentialabstand einzelner Bügelschenkel wird auf 1,5·d begrenzt, da sich oberhalb dieses Grenzwertes eine Reduktion des maximalen Durchstanzwiderstandes und des Durchstanzwiderstandes außerhalb der Bügelbewehrung einstellt (Bilder 9-23 und 9-24). Diese Durchmesserbegrenzung wurde vereinfachend für Bügel und Schrägstäbe einheitlich gewählt. Für die baupraktische Wahl des Bügeldurchmessers ist allerdings zu beachten, dass eine Bügelbewehrung infolge des Umfassens der Biegezugbewehrung und der gleichmäßigeren Verteilung im Durchstanzbereich im Vergleich zu Schrägstäben erst ab einem Grenzdurchmesser von etwa 0,06·*d* eine Reduktion der Traglast aufweist (Bild 9-25). Daher darf für Bügel im Bereich kleiner Plattendicken (d ≤ 300 mm) der Grenzdurchmesser von 0,05·*d* um bis zu 20 % überschritten werden.

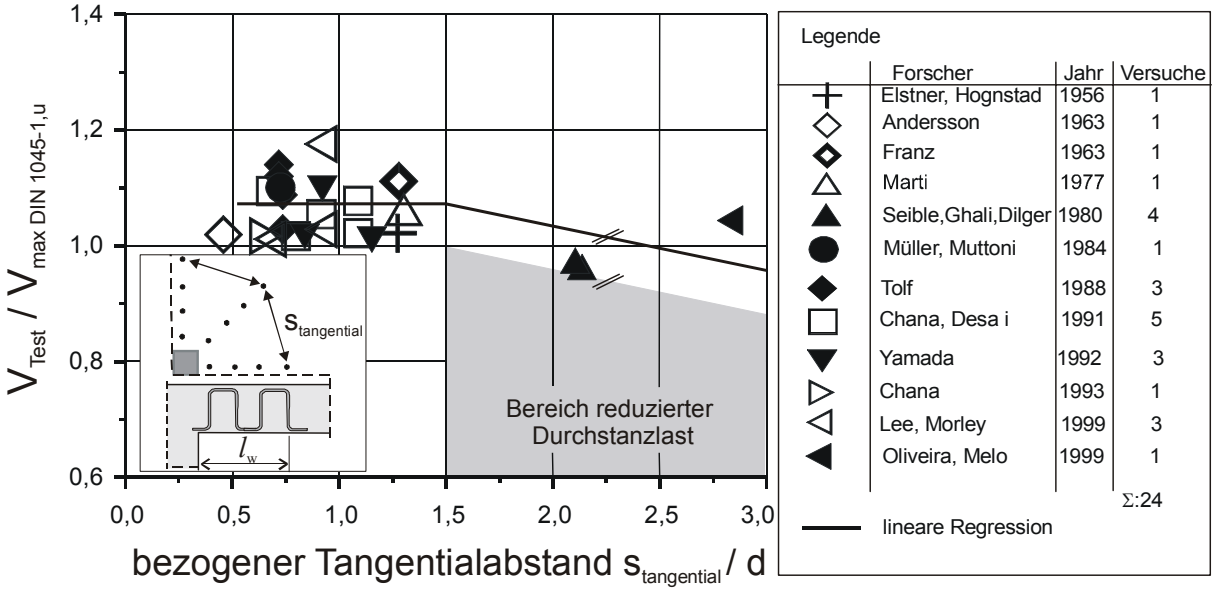


Bild 9-23 Bezogene maximale Durchstanzlast in Abhängigkeit des bezogenen maximalen Tangentialabstandes für Bügel

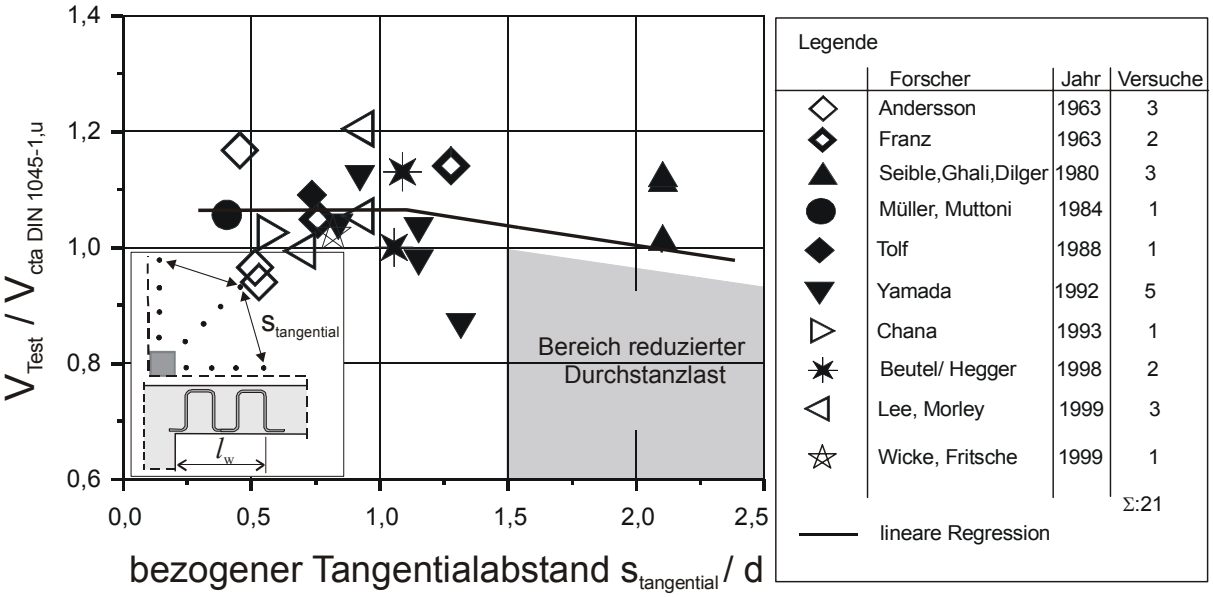


Bild 9-24 Bezogene Durchstanzlast außerhalb der Bügel in Abhängigkeit des bezogenen maximalen Tangentialabstandes für Bügel

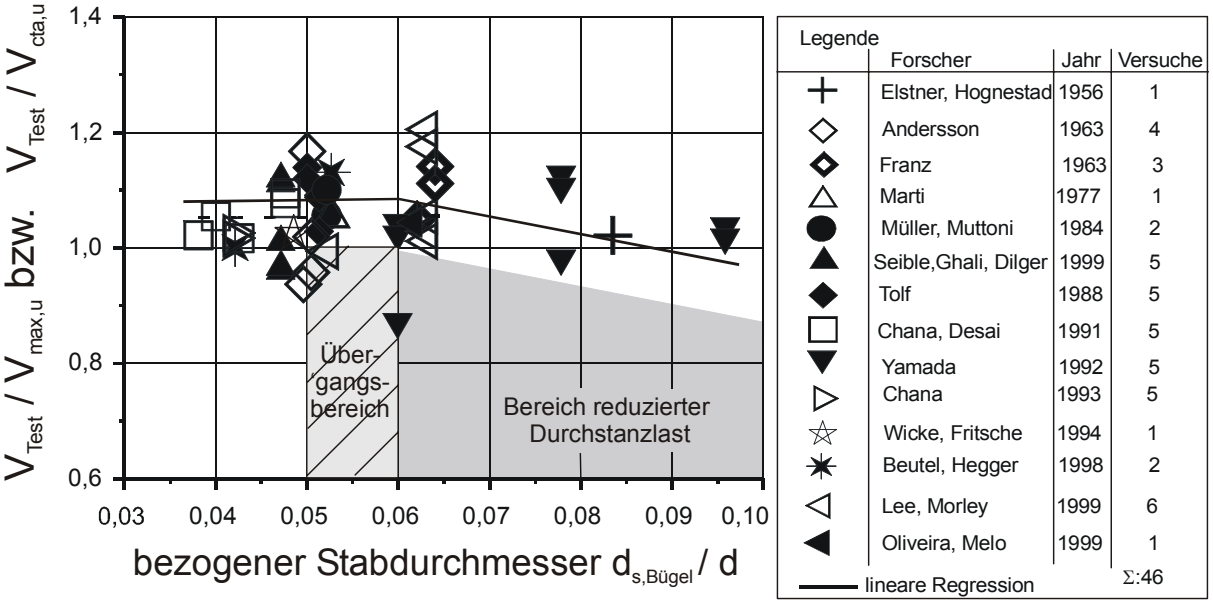


Bild 9-25 Bezogene Durchstanzlast in Abhängigkeit des bezogener Stabdurchmessers für Bügel

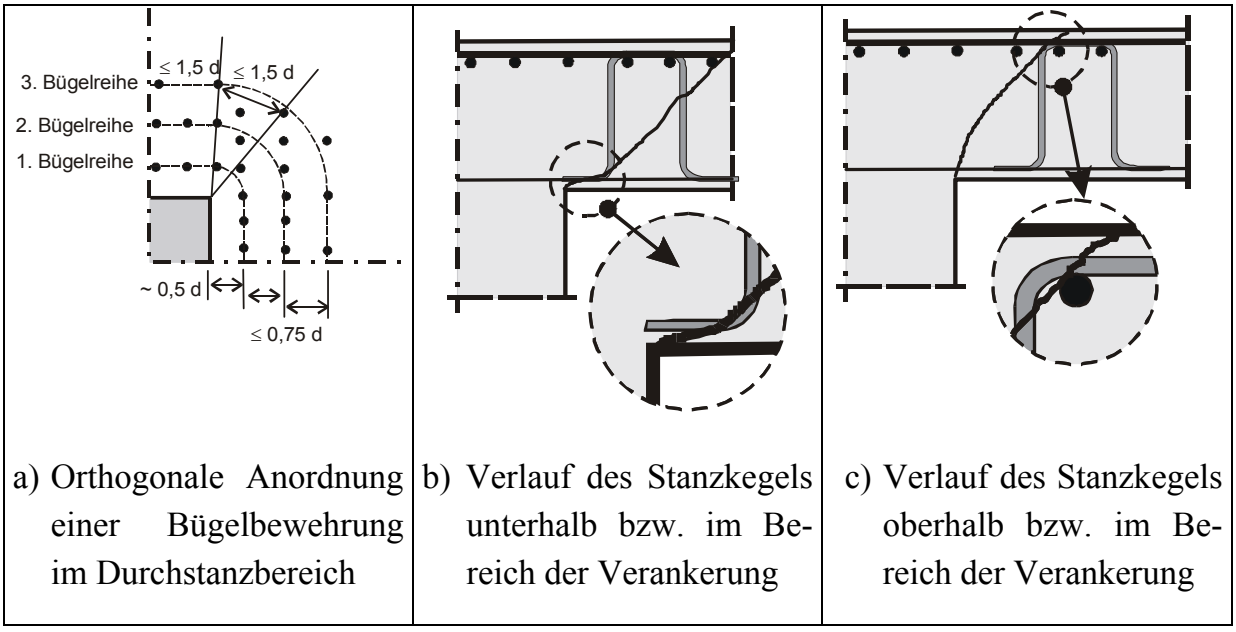
Nach den Versuchsauswertungen ist eine gleichmäßig verteilte Durchstanzbewehrung mit kleinen Bügeldurchmessern im Durchstanzbereich anzustreben. Dieses Konstruktionsprinzip wurde in Bild 72 (DIN 1045-1) verankert. Bei der Anordnung einer Bügelbewehrung oder von Schubzulagen ist zu beachten:

(1) Bügel und Schubzulagen sind konstruktiv nach DIN 1045(88) bzw. DIN 1045-1 (Bild 56) auszuführen.

(2) Kommen Bügelmatten mit angeschweißten Querstäben zu Einsatz, so kann auf eine Umfassung der Biegedruckbewehrung verzichtet werden, wenn im Abstand von 4 d_s zum Biegerollenmittelpunkt jeweils ein Querstab angeordnet wird.

(3) Die erste Bügelreihe ist im Abstand von 0,5 d vom Stützenanschnitt anzuordnen. Bei einem geringeren Abstand zum Stützenanschnitt besteht die Gefahr, dass der Durchstanzriss unterhalb der Abbiegung verläuft und somit die erste Bügelreihe nicht für den Durchstanzwiderstand aktiviert werden kann (Bild 9-26b). Zudem verschlechtert sich die Verankerungsqualität des Bügels, wenn die Verankerung zu weit im Bereich der Rissspitze des Stanzkegels liegt. Rückt die erste Bügelreihe zu weit vom Stützenabschnitt ab, besteht die Gefahr, dass der Durchstanzriss oberhalb der Bügel verläuft und die Bügelbewehrung keinen Beitrag zum Durchstanzwiderstand leisten kann (Bild 9-26c). Da baupraktisch Toleranzen erforderlich sind, ist die erste Bügelreihe im Abstand zwischen 0,4 d und 0,6 d vom Stützenanschnitt zu verlegen, allerdings sollte ein Abstand von 0,5 d angestrebt werden.

(4) Alle weiteren Bügelreihen sind jeweils einem Nachweisschnitt zuzuordnen. Hierbei dürfen einzelne Bügelschenkel von der Schnittlinie um bis zu 0,2 d abweichen, wenn die Bügel gleichmäßig im Durchstanzbereich verteilt sind (Bild 9-26a).



a) Orthogonale Anordnung einer Bügelbewehrung im Durchstanzbereich

b) Verlauf des Stanzkegels unterhalb bzw. im Bereich der Verankerung

c) Verlauf des Stanzkegels oberhalb bzw. im Bereich der Verankerung

Bild 9-26 Bügelanordnung im Durchstanzbereich zur Vermeidung ungünstiger Rissverläufe im Bereich der 1. Bügelreihe

9.8 Rotationskapazität des Durchstanzbereiches auf dem Lastniveau der Maximaltragfähigkeit

In Durchstanzversuchen wird in der Regel die Plattendurchbiegung nur in Plattenmitte bzw. am Plattenrand gemessen, um das Verformungsverhalten zu erfassen. Diese Messwerte sind alleine nicht ausreichend für eine detaillierte Beschreibung der Verdrehungen des Durchstanzbereiches. Weitergehende Aufschlüsse zum Verformungsverhalten lassen die eigene Versuche der Serie P zu, bei denen die räumliche Verformungsfigur in ausgewählten Laststufen photogrammetrisch dreidimensional vermessen wurde. Die Verformungsfigur wird durch folgende Punkte charakterisiert (Bild 9-27):

- Im Bereich von Innenstützen liegt ein nahezu rotationssymmetrisches Verformungsverhalten zum Stützenmittelpunkt vor.
- Der radiale Verkrümmungsbereich ist bei Flachdeckenausschnitten auf einen Abstand von etwa 1,5 bis 2,0 *d* vom Stützenanschnitt begrenzt.
- Außerhalb dieses Verkrümmungsbereiches ist keine signifikante Zusatzverkrümmung zu verzeichnen.

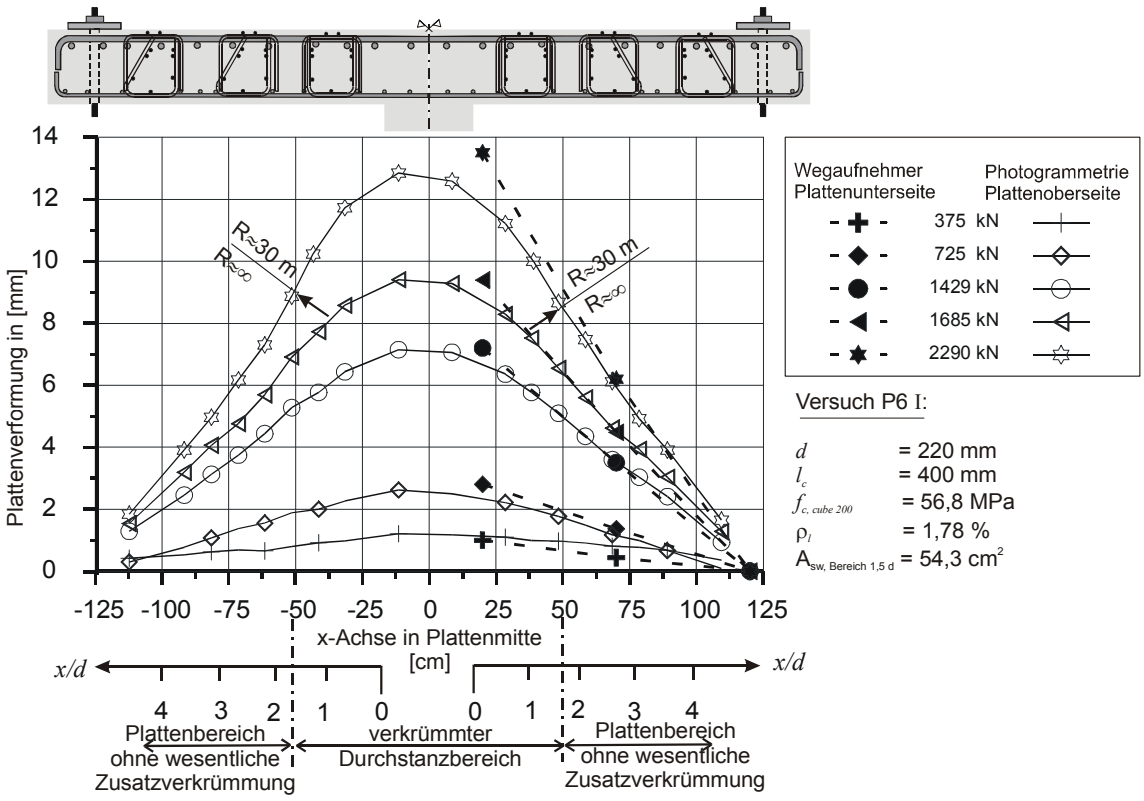


Bild 9-27 Definition des Verkrümmungsbereiches von Flachdecken am Beispiel des eigenen Versuches P6-Ib

Insgesamt entspricht des Verformungsverhalten den Beobachtungen und Modellvorstellungen von *KINNUNNEN* und *NYLANDER* [145] (vgl. Abschnitt 2.3.2).

Für die nachfolgenden Verformungsbetrachtungen im Bereich von Innenstützen ist es daher ausreichend, einen scheibenförmigen Flachdeckenausschnitt von 2,0 d im Bereich der Stütze rechnerisch zu erfassen (Bild 9-30).

Eigene Voruntersuchungen ergaben, dass auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit die experimentellen Grenzverdrehungen des Durchstanzbereiches Θ einen relativ großen Streubereich aufweisen (Gleichung (9.12) und Bild 9-28). Ein direkter Vergleich der gemessenen Plattenverdrehungen war daher zur Festlegung einer verträglichen Verdrehung nur bedingt geeignet. Als eine Ursache für diese experimentellen Streuungen ist vornehmlich der unterschiedliche Verhältniswert von Stützenumfang u_0 zur statischen Nutzhöhe d zu nennen. Dies ist unmittelbar verständlich, da mit zunehmenden Stützenumfang bei konstanter statischer Nutzhöhe die Verformungskonzentration in der Druckzone abnimmt und sich ein erhöhtes Verformungsvermögen einstellt. Weiterhin stellen sich bei kleinen Verhältniswerten u_0/d hohe Biegebeanspruchungen ein, die am Stützenanschnitt zu einer ausgeprägten Biegerissbildung führen. Hierdurch wird die Beton-Druckzone überproportional eingeschnürt, so dass sich eine hochbeanspruchte Druckzone mit reduziertem Verformungsvermögen im Bereich der Stütze einstellt. Daher wird zur Festlegung einer verträglichen Grenzrotation des Durchstanzbereiches der Vergleichswert Θ_V nach Gleichung (9-13) eingeführt.

$$\Theta = \frac{2 \cdot \delta}{l - l_c} \tag{9.12}$$

$$\Theta = \Theta_V \cdot \frac{u_0}{d} \tag{9.13}$$

Das Sektormodell nach *KINNUNEN* und *NYLANDER* [Kinnunen_2] ermöglicht folgende zusätzliche Interpretation des Vergleichswertes Θ_V. Ausgehend von einer Sektorbildung im Durchstanzbereich (Bild 9-28) entspricht Θ_V der Summe der radialen Winkeländerungen im Radius d (vgl. Gleichungen 9.14 bis 9.16). Die Biegelinie des Versuchskörpers P6-Ib (Bild 9-27) verdeutlicht, dass diese Definition der Summe der Verdrehungen gut das Verformungsverhalten des Durchstanzbereiches charakterisiert.

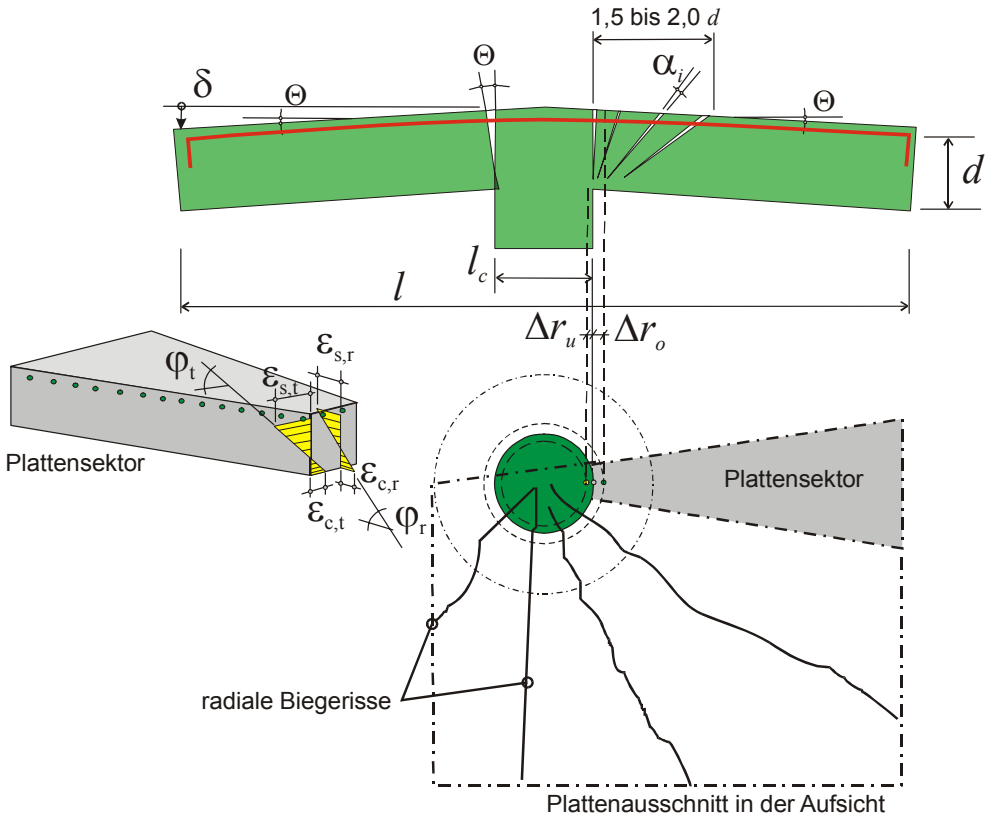


Bild 9-28 Schematische Darstellung zur Rotation des Durchstanzbereiches

$$\Theta_V = \int_{d_c}^{d_c+d} \varphi_r \cdot dr \overset{\text{mit konstante Winkeländerung im Durchstanzbereich}}{=} \varphi_r \cdot d \overset{\text{nach Gleichung (9.15)}}{=} \varphi_t \cdot d = \varepsilon_{s,t} + \varepsilon_{c,t} \tag{9.14}$$

$$\varphi_t = \frac{\Delta u}{u \cdot d} = \frac{\left(r + \Delta r_u + \Delta r_o\right) \cdot 2 \cdot \pi}{r \cdot 2 \cdot \pi \cdot d} = \frac{r \cdot \varphi_r \cdot d}{r \cdot d} = \varphi_r = \varphi \tag{9.15}$$

$$\Theta = \int \varphi_t \cdot du = \frac{\varepsilon_{s,t} + \varepsilon_{c,t}}{d} \cdot u_0 = \Theta_V \cdot \frac{u_0}{d} \tag{9.16}$$

Bei der Ableitung der Beziehung nach Gleichung (9.16) ist zu beachten, dass die Beschreibung des Verformungsverhaltens von linearen kinematischen Beziehungen zwischen den einzelnen Sektorelementen ausgeht, d.h. die lokale radiale Verdrehung φ_r entspricht der lokalen tangentialen Verdrehung φ_t (Gleichung 9.15).

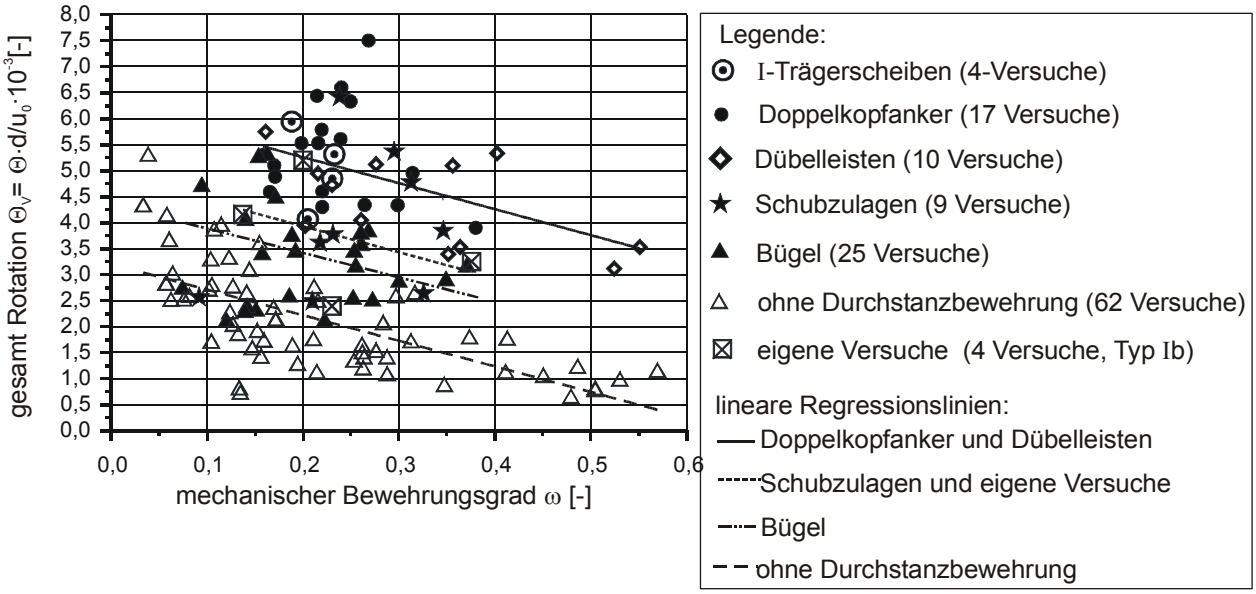


Bild 9-29 Bestimmung der Grenzrotation nach den Gleichung (9.12) und (9.13) für Dübelleisten, Doppelkopfanker, Schubzulagen, Bügel sowie für den Fall ohne Durchstanzbewehrung auf Grundlage von Durchstanzversuchen mit einem rechnerischen Versagen auf dem jeweiligen Niveau der Maximaltragfähigkeit

Bild 9-29 veranschaulicht die Abhängigkeit des Vergleichswertes der Gesamtrotation (elastische und plastische Anteile) vom mechanischen Längsbewehrungsgrad für Durchstanzversuche ohne Durchstanzbewehrung, mit einer Bügelbewehrung, mit Schubzulagen, mit Dübelleisten und Doppelkopfankern sowie für die eigenen Versuche mit dem Bewehrungstyp Ib. Alle Versuche mit Durchstanzbewehrung versagten rechnerisch durch ein Betonversagen auf dem Niveau der jeweiligen maximalen Durchstanzkapazität nach Gleichung (9.6) und Tabelle 9-1. Die Versuche ohne Durchstanzbewehrung erreichten die Bruchlast nach Gleichung (9.2).

Entsprechend dem bekannten Rotationsvermögen von Stahl- und Spannbetonbalken nimmt auch der Vergleichswert Θ_V mit zunehmenden mechanischen Bewehrungsgrad ω ab. Für kleine mechanische Bewehrungsgrade ($\omega < 0{,}1$) ist ein Stahlversagen der Biegezugbewehrung zu erwarten. Dieses wurde im vorliegenden Fall nicht weiter untersucht, da alle Versuche mit einem Durchstanzversagen klassifiziert wurden. Aus Bild 9-29 ist deutlich zu erkennen, dass die verträgliche Rotation für ein Versagen ohne Durchstanzbewehrung wesentlich geringer ist als für einen verstärkten Durchstanzbereiches. Dieses Ergebnis war zu erwarten, da

- sich bei Anordnung einer Durchstanzbewehrung vermehrt plastische Biege-Rotationsanteile einstellen können,

- zudem eine Durchstanzbewehrung eine verstärkte Schubrissbildung ermöglicht, die zusätzlich Rotationsanteile erzeugt (Bild 2-14 nach *KANELLOPOULOS* [142]),
- die Druckzone des Durchstanzbereiches durch die Durchstanzbewehrung teilweise umschnürt wird, so dass ein erhöhtes Rotationsvermögen vorliegt.

Auch die Unterschiede zwischen einer Bügelbewehrung, Schubzulagen sowie Doppelkopfankern und Dübelleisten sind erkennbar, da wegen der höheren Ausnutzung der Dübel und Anker sowie wegen des erhöhten Lastniveaus gegenüber einer Bügelbewehrung von einer verstärkten Biege- und Schubrissbildung auszugehen ist. Zudem lassen für Doppelkopfanker und Dübelleisten infolge der höheren Endverankerungsqualität ein erhöhtes Rotationsvermögen erwarten.

Die wesentlich größere Streuung der bügelbewehrten Versuche gegenüber den Versuchen mit Doppelkopfankern und Dübelleisten ist zum Teil auf eine geringere Zuverlässigkeit der Bügelverankerung zurückzuführen. Allerdings ist zu beachten, dass Versuche mit einer Bügelbewehrung meist mit Betonstahl als Biegezugbewehrung bewehrt waren, so dass trotz einer Überbewehrung, plastische Verformungsanteile nicht ausgeschlossen werden können. Demgegenüber wurde in Versuchen mit Dübelleisten und Doppelkopfankern meist eine Spannstahlbewehrung verwendet, die infolge der vorliegenden Prüflasten keine oder nur sehr geringe plastische Verformungsanteile zulässt.

Nach Bild 9-29, weisen Dübelleisten und Doppelkopfanker ein nahezu identisches Rotationsvermögen auf. Gleiches triff auch auf Bügel, Schubzulagen und die eigenen Versuche mit dem Bewehrungstyp Ib zu. Der Vergleich mit Doppel T-Trägerscheiben weist darauf hin, dass die Verankerungsqualität von Ankerköpfen mit einem Durchmesser von d_k =3 d_s kein oder nur ein geringes Optimierungspotential besitzt. Rechnerische lassen sich die Mittelwerte der einzelnen Rotationskapazitäten mit folgenden linearen Beziehungen beschreiben:

Doppelkopfanker und Dübelleisten: $\Theta_{v,m} = 6{,}25 - 5 \cdot \omega$ [mrad] (9.17)

Bügel und Schubzulagen: $\Theta_{v,m} = 5{,}00 - 5 \cdot \omega$ [mrad] (9.18)

ohne Durchstanzbewehrung: $\Theta_{v,m} = 3{,}20 - 5 \cdot \omega$ [mrad] (9.19)

9.8.1 Rotationsvermögen von Versuchen mit Dübelleisten und Doppelkopfankern

Mittels ebener Verformungsberechnungen von Durchstanzversuchen mit Dübelleisten und Doppelkopfankern wird die Plausibilität der empirischen Vorgehensweise exemplarisch für Gleichung (9.17) überprüft. Hierfür wurden die Versuche mit Dübelleisten und Doppelkopfanker ausgewählt, da diese die geringste Streubreite aufweisen, sodass die Zuordnung zur Theorie vereinfacht wird.
Gerippte Anker und glatte Dübel auf Leisten tragen einen Teil ihrer Zugkraft über Verbund in den Beton ein. Infolge der unterschiedlichen Verbundkennwerte $\tau_{Verbund}$ ergeben sich insbesondere bei Plattendicken größer als d = 200 mm verschiedene mittlere Ankerdehnungen ε_s sowie ein unterschiedlicher Endverankerungsschlupf. Hieraus resultieren veränderliche Schubrissbreiten in Abhängigkeit der Plattendicke, die einen wesentlichen Anteil an der Verdrehung Θ des Durchstanzbereiches leisten (Gleichung 9.20, Bild 9-30).

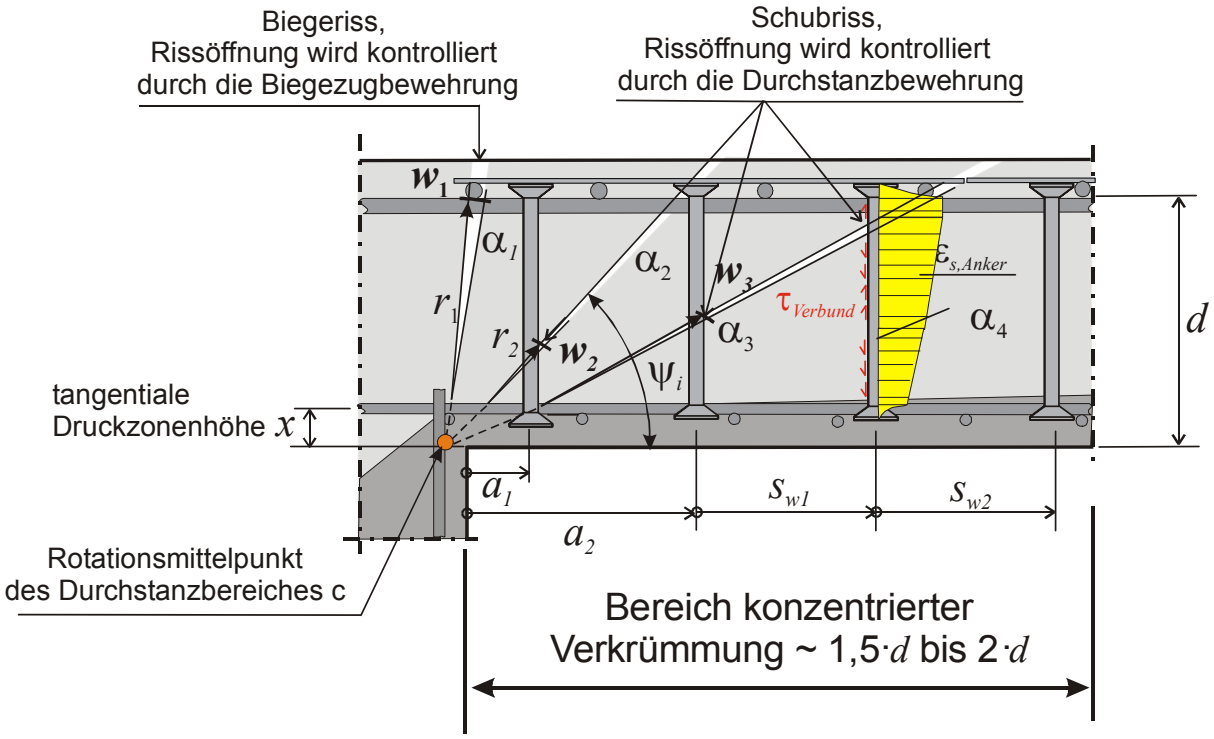


Bild 9-30 Erläuterungen zur Definition der Rotation des Durchstanzbereiches

$$\Theta \cong \sum_{i=1}^{n} \alpha_i = \underbrace{\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{w_{k,i}}{r_i} \right)}_{\text{Bereich c}} \tag{9.20}$$

Die rechnerische Analyse erfolgt an einem ebenen Scheibenmodell. Hierbei wird von der in Bild 9-30 skizzierten typischen Rissbildung im Durchstanzbereich ausgegangen (vgl. Versuch Z3 Bild 9-31).



Bild 9-31 Typisches Rissbild im Querschnitt des Durchstanzbereiches bei Anordnung von Doppelkopfankern oder Dübelleisten

Das Rissbild wird durch die Anordnung der Anker mitbestimmt, wie aus Bild 9-31 gut zu erkennen ist. Es wird daher für die zwei ersten Ankerreihen ein jeweils gerader Rissverlauf zum Stützenanschnitt angenommen. Auf diese Weise liegt die Rissgeometrie fest, und die zu erwartenden Rissbreiten lassen sich unter Berücksichtigung üblicher Verbundkennwerte bestimmen. Wegen der flachen Rissneigung zwischen der Wirkrichtung der ersten Ankerreihe und dem Biegeriss am Stützenanschnitt wird davon ausgegangen, dass diese Rissbreite ausschließlich durch die Biegebewehrung kontrolliert wird.

Die zu erwartende Biegerissbreite wird nach Heft 400 des deutschen Ausschuss für Stahlbeton mit Gleichung (9.21) bestimmt. Hierbei wird die Rissbreite als 90%-Quantil ermittelt, da das Rissbild durch den engen Bewehrungsabstand im Durchstanzbereich mitgeprägt wird und die rechnerisch erforderlichen Lasteinleitungslängen nicht vollständig ausgebildet werden können, was den Tension-Stiffening-Effekt vermindert und zu größeren Rissbreiten führt.

$$w_{k,1} = k_4 \cdot \left(c + 0{,}25 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{zw}} \right) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \right) \tag{9.21}$$

hierin sind:

k_4: Faktor zur Berücksichtigung der Streubreite der Risse. Der Faktor k_4 wird zur Bestimmung des 90%-Quantil der zu erwartenden Rissbreite zu 2,2 gesetzt.

c: Verbundfreie Vorlänge = 50 mm

k_2: Faktor zur Beschreibung der Verbundeigenschaften $k_2 = f_{ctm} / \tau_m$
$k_2 = 0{,}8$ für Betonrippenstahl, $k_2 = 1{,}2$ für profilierte Betonstähle und $k_2 = 1{,}6$ für glatte Betonstähle

τ_m: Mittlere Verbundspannung zwischen den Rissen

f_{ctm}: Zugfestigkeit des Betons

k_3: Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone. Infolge der Scheibentragwirkung im Bereich des Stützenanschnittes ist von nahezu zentrischem Zug im Bereich der Biegebewehrung auszugehen, sodass der Faktor zu $k_3 = 0{,}9$ bestimmt wurde.

d_s: Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung in mm.

μ_{Zw}: Wirksamer Bewehrungsgrad zur Beschränkung der Rissbreite $\mu_{Zw} = \rho_l / (d/2)$

β_1: Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Verbundeigenschaften $\beta_1 = 1{,}0$ für Betonrippenstahl, $\beta_1 = 0{,}5$ für glatte Betonstähle

β_2: Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastdauer $\beta_1 = 1{,}0$ für Kurzzeitbelastung, $\beta_1 = 0{,}5$ für Dauerlasten oder wiederholte Belastungen. Sowohl für die Versuchsnachrechnung als auch für die Parameterstudie wird von Dauerlasten ausgegangen.

σ_{sr}: Anrissspannung im Zustand II $\sigma_{sr} = f_{ctm} / \mu_{Zw}$

Die zu erwartende Schubrissbreite bestimmt sich aus dem Endverankerungsschlupf und der Integration der Dehnung des Ankers über die Ankerlänge. Ausgehend von dem vorgegebenen Schrägrissverlauf nimmt die Anker-Stahlspannung infolge der Verbundtragwirkung zum Ankerkopf hin ab (Gleichung 9.22).

$$\sigma_{s,Kopf} = \sigma_{s,Riss} - \tau_m \cdot u_{An\,\mathrm{ker}} \cdot l_{An\,\mathrm{ker}} \tag{9.22}$$

mit:

$\sigma_{s,Riss}$: Stahlspannung im Schubriss

$\sigma_{s,Kopf}$: Stahlspannung am Ankerkopf

τ_m: Verbundspannung des Ankers. Für einen glatten Anker wird nach Model Code 90 von einer Verbundspannung von $\tau_m = 0{,}3 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ MPa ausgegangen und für einen gerippten Anker von $\tau_m = 1{,}25 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ Mpa.

u_{Anker}: Umfang des Ankers oder Dübels

l_{Anker}: Ankerlänge zwischen Ankerkopf und Schubriss

Unter Berücksichtigung der reduzierten Stahlspannung am Ankerkopf wird der Endverankerungsschlupf nach *FURCHE* [101] bestimmt (Gleichung 9.23).

$$s = \frac{k_a \cdot k_A}{C} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_{c,cube,200}} \right)^2 \tag{9.23}$$

hierin sind:

k_a: Formbeiwert bei porösen Randbereichen $k_a = \sqrt{5 / d_s}$

k_A: querschnittsabhängiger Formbeiwert

$$k_A = 0{,}5 \cdot \sqrt{d_s^2 + m \cdot (d_k - d_s)^2} - d_k / 2$$

C: Konstante für Kopfbolzen im Zugbereich C ≈ 600, für Kopfbolzen im Druckbereich C ≈ 300

Infolge der Neigung des Schubrisses gegenüber der Normalen des Ankers ist nicht der gesamte Ankerquerschnitt wirksam, so dass sich nach *KOLLEGER* eine erhöhte Rissbreite einstellt (Gleichung 9.24).

$$w_{k,i>1} = \left(\int \frac{\sigma_{s,Riss} - \tau_m \cdot u_{An\,\mathrm{ker}} \cdot l_{An\,\mathrm{ker}}}{E_s} \, dl_{An\,\mathrm{ker}} + s_{Druckzone} + s_{Zugzone} \right) \cdot \frac{1}{\cos \psi_i} \tag{9.24}$$

Für die Versuchsnachrechnungen in Bild 9-32 wurden sowohl die Stahlspannungen der Biegebewehrung als auch die der Durchstanzbewehrung rechnerisch ermittelt. Für die Durchstanzbewehrung wurde davon ausgegangen, dass entsprechend dem Bemessungsmodell nach Abschnitt 2.5.3.2 alle Anker im Bereich c gleiche Stahlspannungen

aufweisen. Die Beanspruchung der Biegebewehrung wurde zu 500 MPa angenommen, da in allen Versuchen eine ausgeprägte Rissbildung im Bereich des Stützenanschnittes vorlag.

Bild 9-32 zeigt, dass die Gesamtrotation des Durchstanzbereiches mit dem Modell nach Bild 9-30 und Gleichung (9-20) gut erfasst wird. Der Rechenansatz überschätzt die Gesamtverformung der Versuche mit Dübelleisten und Doppelkopfanker um etwa 7 %, bei einem Variationskoeffizienten von 17 %. Eine höhere Genauigkeit der Ergebnisse war nicht zu erwaten, da sowohl die rechnerische Rissbreitenermittlung als auch die in den Versuchsberichten angegebene Plattendurchbiegung Unschärfen aufweist.

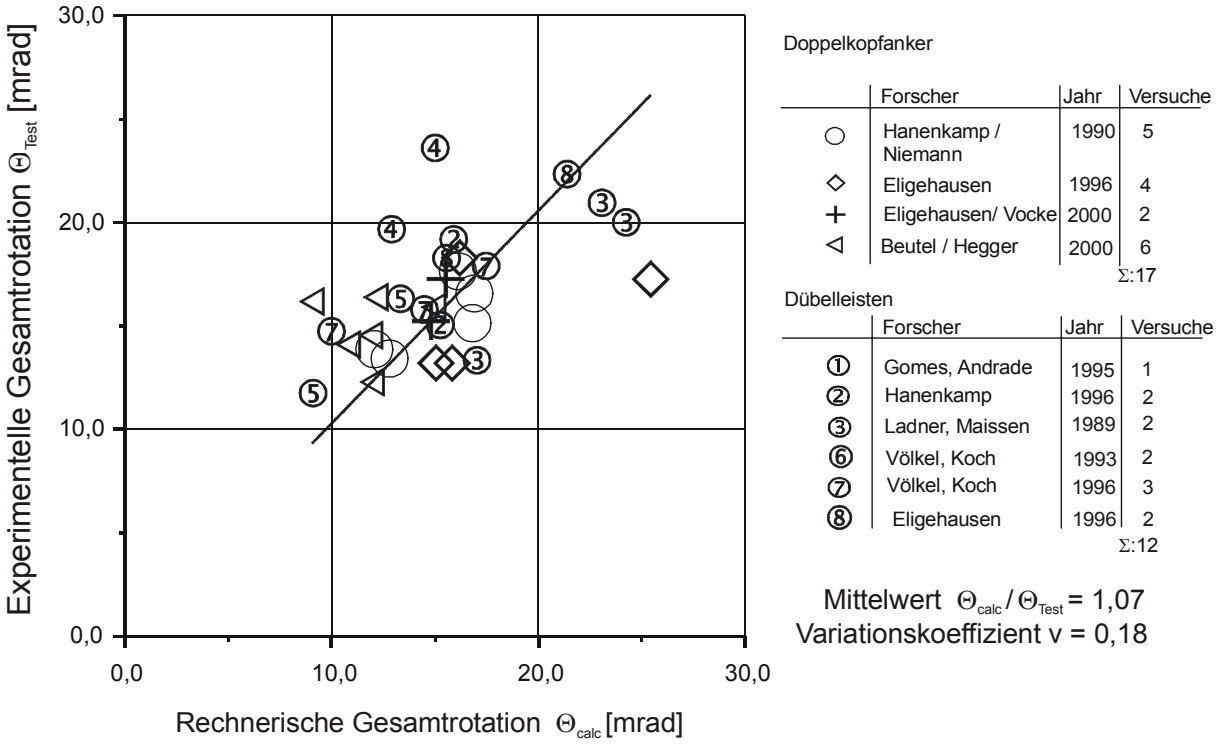


Bild 9-32 Vergleich der Gesamtrotation des Durchstanzbereiches im Versuch mit den Rechenwerten des Modells nach Bild 9-30

9.8.2 Quantifizierung plastischer Rotationskapazitäten

Das vorgestellte Rechenmodell zur Ermittlung der Verformung des Durchstanzbereiches ermöglicht die Unterscheidung zwischen Biege- und Schubverformungen. Nimmt man vereinfachend an, dass die Durchstanzbewehrung gleichzeitig mit der Biegebewehrung das Spannungsniveau der Streckgrenze erreicht, so ergibt sich aus der Gesamtrotation abzüglich der elastischen Biege- und Schubrissrotation die verbleibende plastische Rotationskapazität des Durchstanzbereiches.

Bild 9-33 zeigt, dass für Bügel, Schubzulagen sowie für die eigenen Versuche mit dem Bewehrungstyp Ib keine plastischen Rotationen zuverlässig möglich sind. Daher ist für

diese Bewehrungsformen sowie im Fall ohne Durchstanzbewehrung sowohl eine Biegebemessung des Durchstanzbereiches nach der Plastizitätstheorie als auch eine signifikante Momentenumlagerungen bei Ausnutzung der jeweiligen maximalen Durchstanzkapazität unzulässig.

Einzig bei Verwendung von Dübelleisten oder Doppelkopfankern können plastische Verformungskapazitäten im Bereich kleiner und mittlerer mechanische Bewehrungsgrade ($\omega \leq 0{,}2$) nachgewiesen werden. Bei Anwendung der 5% Quantile bestimmt sich die verträgliche plastische Verformungskapazität für Dübelleisten und Doppelkopfanker nach Gleichung (9.25).

Doppelkopfanker, Dübelleisten: $\Theta_{v,pl} = 1{,}75 - 8{,}15 \cdot \omega \geq 0$ [mrad] (9.25)

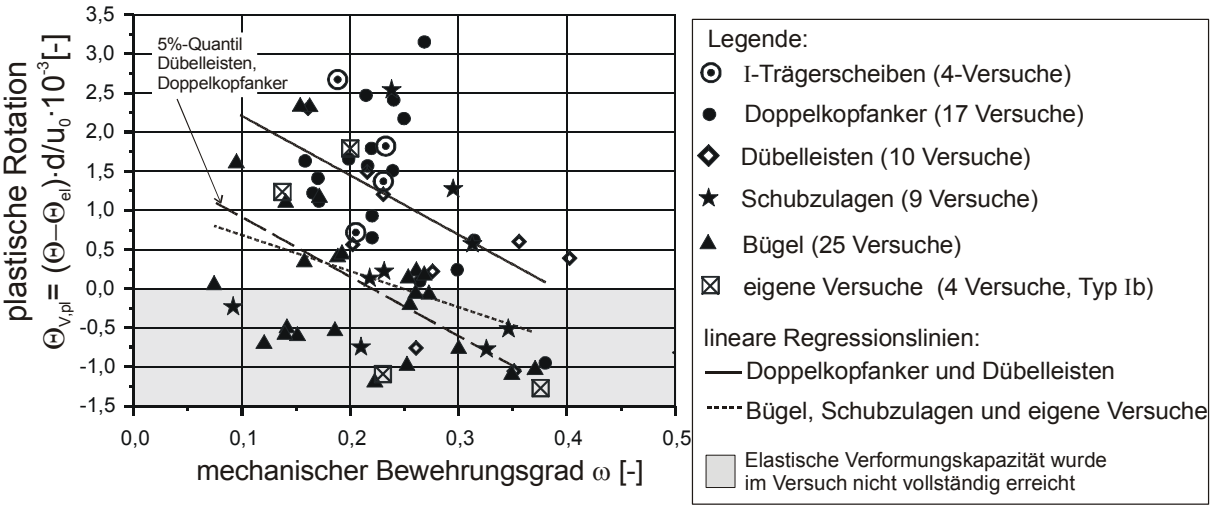


Bild 9-33 Bestimmung der plastischen Rotationskapazität für Dübelleisten, Doppelkopfanker, Schubzulagen und einer Bügelbewehrung auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit

10 Zusammenfassung und Ausblick

Nach Einführung in die Fragestellung und Zielsetzung der Arbeit in Kapitel 1 wird in Kapitel 2 der experimentelle Kenntnisstand aus der Literatur in Form einer Datenbank mit 303 Versuchen ohne Durchstanzbewehrung und 270 Versuchen mit verschiedenen Durchstanzbewehrungsformen wiedergegeben. Zudem werden ausgewählte theoretische Arbeiten vorgestellt und klassifiziert nach ihrer Modellbildung und empirische Berechnungsansätze tabellarisch zusammengestellt. Die Qualität der empirischen Berechnungsverfahren wird auf Basis der eigenen Datenbank mittels statistischer Kennwerte bewertet.

Als Ergebnis dieser systematischen Literaturstudie und gezielten Analysen einzelner Berechnungsansätze auf Grundlage der Datenbank werden in Abschnitt 3 folgende Fragestellungen herausgearbeitet, denen in den Abschnitten 4 bis 9 nachgegangen wird:

(1) Können die aufgezeigten Unterschiede der verschiedenen mechanischen Modellvorstellungen erklärt werden, um ein allgemeingültigen Ansatz herzuleiten ?

(2) Welchen Einfluss haben Form, Lage, Verankerung und Bewehrungsmenge der Durchstanzbewehrung auf den Durchstanzwiderstand?

(3) Welchen Einfluss haben die Materialkennwerte, die Plattendicke und der Längsbewehrungsgrad auf das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung?

(4) Ist eine wirtschaftliche Optimierung von Bügelformen im Vergleich zu Dübelleisten und Doppelkopfankern möglich ?

(5) Kann ein dreidimensionales numerisches Modell für eine Bügelbewehrung entwickelt werden, das die Bügeltragfähigkeit zutreffend erfasst?

Zur Lösung dieser komplexen Fragestellungen wurden eigene experimentelle Untersuchungen durchgeführt sowie numerische und empirische Lösungsmethoden eingesetzt.

Sowohl die eigenen als auch die experimentellen Untersuchungen zum Durchstanzen aus der Literatur sind weitgehend auf Deckenausschnitte begrenzt. Zur Abgrenzung des Systemtragverhaltens von schubbewehrten Flachdecken im Bereich von Innenstützen zum Tragverhalten von Deckenausschnitten, wird in Kapitel 4 das grundsätzliche Systemtragverhalten von Flachdecken durch nichtlineare 3D-FE-Berechnungen analysiert. Ergebnis dieser Untersuchung ist, dass infolge der ungleichmäßigen Querkraftbeanspruchung in Deckensystemen eine sektorweise Betrachtung des Durchstanzens zweckmäßig ist. Für den Fall einer Durchstanzbemessung auf Basis des Mittelwertes der resultierenden Decken-Querkraftbeanspruchung, wie sie in Normen und Vorschriften üblich ist, sind Lasterhöhungsbeiwerte β in Abhängigkeit der Systemgeometrie zu

berücksichtigen. Deckensysteme tragen je nach Schlankheit einen Teil der Querkräfte über eine Gewölbetragwirkung ab. Hierdurch erhöht sich im Bereich kleiner Längsbewehrungsgrade ($\rho_l \leq 1{,}0$ %) der Durchstanzwiderstand, die Schrägrissneigung wird flacher und die Länge des schubbewehrten Bereich verkürzt sich gegenüber Flachdeckenausschnitten ohne Gewölbetragwirkung. Diese Tragreserven sollten allerdings erst nach weitergehenden numerischen oder experimentellen Untersuchungen genutzt werden.

Die Analyse zum Tragverhalten üblicher Bewehrungselemente in Abschnitt 5 zeigt, dass wirtschaftlich optimierte Bügel-Bewehrungsformen kostengünstig herzustellen, hochtragfähig und einfach auf der Baustelle zu verlegen sein müssen. Aufgrund der eigenen Literaturrecherche und der numerischen Analyse des Verankerungstragverhaltens werden zwei Bewehrungsformen aus Bügelmatten experimentell untersucht. In Kapitel 6 werden die Parametermatrix, die Versuchsanordnung und die Versuchsdurchführung der eigenen Untersuchungen vorgestellt. Das Versuchsprogramm bestand aus einem Vergleichsversuch ohne Durchstanzbewehrung, zwei Versuchen mit einer üblichen Bügelbewehrung, 8 Durchstanzversuchen mit Bügelmatten als Durchstanzbewehrung, 10 Versuchen mit Halfen Doppelkopfankern sowie einen Versuch mit einem Geilinger-Stahlpilz.

Zur Beantwortung der Fragestellungen (2) bis (4) wird in den Abschnitten 7 bis 9 ein empirischer Bemessungsansatz zum Durchstanzen mit und ohne Durchstanzbewehrung auf Grundlage des EC 2, Teil1 [8] weiterentwickelt, der Eingang in die Neufassung von DIN 1045-1 fand. Der eigene Bemessungsansatz erfasst den Durchstanzwiderstand außerhalb der Durchstanzbewehrung, das Versagen der Durchstanzbewehrung und die maximale Durchstanzkapazität.

Die Bemessung der Durchstanzbewehrung basiert auf einem 45°-Fachwerkmodell unter Berücksichtigung eines Betontraganteiles. Die Maximaltragfähigkeit unterschiedlicher Bewehrungssysteme wird einheitlich mit einem Betonversagen der Lasteinleitungszone am Stützenanschnitt charakterisiert. Die Tragfähigkeitsunterschiede der Bewehrungstypen lassen sich auf die jeweilige Verankerungsqualität der Durchstanzbewehrung zurückführen. Es konnte nachgewiesen werden, dass ein Betonversagen der schrägen Druckstrebe die Tragfähigkeit des Durchstanzbereiches überschätzt, da die Biegedruckzone infolge mangelnder Umschnürung bei allen Bewehrungsarten vorzeitig versagt. Der Übergang zwischen dem Durchstanzwiderstand punkförmig gestützter Platten zum Querkraftwiderstand linienförmig gestützter Platten wird in Abhängigkeit der Länge des schubbewehrten Bereiches berücksichtigt. Die relative Traglastreduktion kann mit dem Maßstabseffekt nach *BAZANT* [53] erklärt werden, d.h. neben dem Maßstabseffekt der Plattendicke liegt auch ein Maßstabseffekt des Stanzkegelumfangs vor.

In den Kapiteln 8 und 9 wird das Tragverhalten der eigenen Versuche analysiert und erstmals eine Verifikation auf der Grundlage von nichtlinearen 3D-Finite-Element-Berechnungen mit den Programmen LIMFES und MASA erfolgreich durchgeführt. Mit diesen numerischen Modellen werden Parameterstudien zur Absicherung des eigenen Bemessungsansatzes durchgeführt. Weiterhin werden auf Grundlage der eigenen Datenbank die konstruktive Durchbildung des Durchstanzbereiches für Schrägstäbe, Bügel und Schubzulagen sowie die Verformungsfähigkeit des Durchstanzbereiches analysiert, um schließlich Konstruktionsregeln für DIN 1045-1 zu erarbeiten.

Insgesamt zeigte sich, dass alle in Abschnitt 2 vorgestellten Durchstanzmodelle das Tragverhalten bereichsweise qualitativ richtig erfassen. Die verwendeten Programme LIMFES und MASA sind ebenfalls nur bereichsweise in der Lage, das Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung richtig zu erfassen. Nach Auffassung des Autors weist derzeit MASA den höchsten Entwicklungsstand im Vergleich zu den Modellen der Literatur auf. Trotz intensiver Forschung liegen derzeit weder allgemeingültige numerische Modelle noch Berechnungsmodelle auf Grundlage der technischen Mechanik zum Durchstanzen vor, so dass eine Weiterentwicklung in beiden Bereichen notwendig ist.

Für die praktische Bauausführung konnte nachgewiesen werden, dass folgende vereinfachte Detailausbildungen bei einer Betonstahlbewehrung im Durchstanzbereich tragfähig sind:

- Schubzulagen und Bügel nach DIN 1045(88) bzw. DIN 1045-1 sind als Durchstanzbewehrung gleichwertig.
- Werden geschweißte Bügelmatten als Durchstanzbewehrung eingesetzt, so kann auf ein Umfassen der unteren Bewehrungslage verzichtet werden, wenn im Abstand von $4\,d_s$ zum Biegerollenmittelpunkt jeweils ein angeschweißter Querstab angeordnet wird.
- Werden geschweißte Bügelmatten als Durchstanzbewehrung mit einer vertikalen Steckbügelbewehrung kombiniert, so erhöht sich der maximale Durchstanzwiderstand um etwa 7% gegenüber einer Bügelbewehrung. Ursache hierfür ist die Aktivierung der Dübelwirkung der Längsbewehrung. Ob diese Bewehrungsführung als eine wirtschaftliche Alternative zur konventionellen Bügelbewehrung einzustufen ist, kann derzeit nicht beurteilt werden, da Pilotprojekte fehlen. Die Zurückhaltung der deutschen Betonstahlindustrie gegenüber dieser Bewehrungsform ist darauf zurückzuführen, dass der Anteil der Durchstanzbewehrung an der Gesamttonnage von Flachdecken gering ist und die Bewehrungsarbeiten pauschal nach Tonnage vergeben werden. Daher wird zur Zeit die Zeitersparnis beim Verlegen preislich nicht bewertet.

Die eigenen Untersuchungen zum Tragverhalten von Doppelkopfankern in den Abschnitten 6 und 8 belegen, dass das Bemessungsmodell nach den derzeit gültigen Zulassungen zutreffend ist, allerdings findet im Durchstanzbereich c für Nutzhöhen $d > 200$ mm ein allmählicher Wechsel von einer Sprengwerktragwirkung zu einer Fachwerktragwirkung von Anker zu Anker statt. Daher ist bei der Neufassung von Zulassungen für Doppelkopfanker nach DIN 1045-1 eine modifizierte Ankerbemessung zu berücksichtigen. Die eigenen experimentellen Untersuchungen zur Ankeranordnung ermöglichten zudem eine Standardisierung der Halfen-Doppelkopfanker.

Abschließend bleibt festzustellen, dass die vorliegenden Formen der Durchstanzbewehrung weitgehend ausgereift und die grundlegenden Einflussparameter des Durchstanzwiderstandes bekannt sind. Für ein vollständiges Verständnis aller theoretischen Zusammenhänge sind insbesondere für Deckensysteme weitergehende theoretische und experimentelle Untersuchungen erforderlich.

11 Literatur

[1] ACI-ASCE Committee 352: Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures. ACI - Structural Journal, vol. 85, no. 6, pages 675-696, 1988

[2] ACI Committee 318: "Proposed revisions to: Building code requirements for reinforced concrete", ACI - Structural Journal, vol. 85, no. 6, pages 645-674, 1988

[3] ACI Committee 318: Proposed Revisions to: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83) Revised 1986. ACI Structural Journal, vol. 86, no. 5, pages 326-329, 1989

[4] ACI Committee 421: Shear reinforcement for Slabs. ACI - Structural Journal, vol. 89, no. 5, pages 587-589, September- October, 1992

[5] ACI 318-95: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 1995

[6] British Standard, Part 1: Structural use of concrete British Standards Institutions, 1997

[7] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. 1988

[8] Eurocode 2 (ENV 1992-1-1: 1991): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil1-1. Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. CEN Europäisches Komitee für Normung, 1991

[9] Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2 - Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1993

[10] Eurocode 1(ENV 1991-1: 1994): Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung. CEN Europäisches Komitee für Normung, 1995

[11] DIN 1045-1(2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Juli 2001

[12] SIA 162: Betonbauten. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein,1989

[13] CEB-FIP Model Code 90. London Telford 1993.

[14] FIP Recommendations 1996: Practical Design of Structural Concrete. Fédération Internationale de la Precontrainte, FIP Congress Amsterdam 1998

[15] High Performance Concrete: Recommended Extensions to Model Code 90, Research Needs. Comité Euro-International du Béton, no. 228, Lausanne 1993.

[16] Niederländische Bemessungsnorm NEN 6720

[17] Zulassung Nr. Z-4.6-70: DEHA-Kopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten. Deutsches Institut für Bautechnik, 1980

[18] Zulassung Nr. Z-4.6-185: Halfen-Durchstanzbewehrung Typ HDB-N (System Anco Plus) als Schubbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten. Deutsches Institut für Bautechnik, 1995

[19] Zulassung Nr. Z-15.1-30: DEHA-Kopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten. Deutsches Institut für Bautechnik, 1996

[20] Zulassung Nr. Z-15.1-30: DEHA-Kopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten mit Ergänzungsbescheid vom 22.01.99. Deutsches Institut für Bautechnik, 1997

[21] Zulassung Nr. Z-15.1-84: Halfen-Durchstanzbewehrung Typ HDB-N als Schubbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten. Deutsches Institut für Bautechnik, 1997

[22] Zulassungs Nr. Z-15.1-93: Filigran-EQ-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht. Deutsches Institut für Bautechnik, 1997

[23] Zulassung Nr. Z-15.1-94: DEHA-Doppelkopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützbereich punktförmig gestützter Platten. Deutsches Institut für Bautechnik, 1997

[24] Zulassung Nr. Z-15.1-35: Stahlpilze zur Verstärkung von Flachdecken im Stützbereich System Geilinger. Deutsches Institut für Bautechnik, 1996

[25] Optimierung von Decken im Hochbau - Anforderungen, Konstruktionen, Anwendungsbeispiele und Neuentwicklungen (31 Aufsätze). Darmstädter Massivbau-Seminar Band 14, 1995
[26] Hinweise und Erläuterungen zu bautechnischen Vorschriften und Berechnungsverfahren Koordinierungskreis "Bautechnische Prüfungen" beim Ministerium für Bauen und Wohnen, 1994
[27] Koordinierungsausschuss der Prüfämter und Prüfingenieure für Baustatik bei der obersten Bauaufsichtbehörde des Landes Hessen; Mitteilungsblätter ; Stand 02.1997
[28] Vereinigung der Prüfingenieure für Baustatik, Durchstanznachweise.Kurzinformation Nr. 127, 1994
[29] Produktinformation: Stützensystem s+v für Flachdecken. stahl + verbundbau GmbH, 1998
[30] FEMAP-Finite Elemente Modelling and Postprocessing. Version 5.00a, Copyright C 1985-1997 Enterprise Software Products, Inc.
[31] ABAQUS Version 5.5. H,K&S Inc., Providence Rhode Island USA, 1995
[32] Ajdukiewicz, A.; Starosolski, W.: Stahlbeton-Platten-Stützen-Systeme. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1983
[33] Alander, C.: Punching prevention in flat reinforced concrete slabs. International Workshop on punching shear capacity on RC Slabs, pages 146-153, Stockholm, 2000
[34] Albrecht, U.: Durchstanzen bei Flachdecken - Vergleich der Bemessung und Konstruktion. Beton- und Stahlbetonbau, Band: 94, Nr. 3, Seiten .130-140, 1999
[35] Albrecht, P.: Der neue Zollhof - Ein Highlight für den Betonbau. Beton-Informationen, Nr. 2, 1999
[36] Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.: Ultimate strength of slab-column connections. ACI - Structural Journal, vol. 84, no.3, pages: 255-261, 1987
[37] Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.: Truss model for edge column-slab connections. ACI - Structural Journal, vol. 84, no. 4., pages: 296-303, 1987
[38] Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.: Shear-moment interaction of slab-column connections. Canadian Journal of Civil Engeneering, vol. 15, no. 5, pages: 828-833, 1988
[39] Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.: Bond Model for Concentric Punching Shear ACI - Structural Journal, vol. 89, no. 3, pages: 325-334, 1992
[40] Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.: Punching shear tests of concrete slab-column joints containing fiber reinforcement. ACI - Structural Journal, vol. 89, no. 4, 1992
[41] Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.: Tests of Column-Flat Plate Connections. ACI - Structural Journal, vol. 89, no. 5, pages:495-502, 1992
[42] Allwood, R. J.; Bajarwan, A.: Modelling non-linear bond-slip behaviour for finite element analyses of reinforced concrete structures. ACI - Structural Journal, vol. 93, no. 5, pages 538-544, 1996
[43] Andersson, J.L: Punching of concrete slabs with shear reinforcement. Royal Institute of Technology, Civil Engineering , no. 212, Stockholm, 1963
[44] Andrä, H.P.; Dilger, W. H.; Ghali, A.: Durchstanzbewehrung für Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau, Band: 74, Nr. 5, Seiten: 129-132, 1979
[45] Andrä, H.P: Dübelleisten zur Verhinderung des Durchstanzens bei hochbelasteten Flachdecken. Die Bautechnik, Heft: 7, Seite 244-247, 1979
[46] Andrä, H.P.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten-Bewehrung im Auflagerbereich. Beton- und Stahlbetonbau, Band: 76, Heft-Nr. 3, 4, Seiten: 53-57, 100-104, 1981
[47] Andrä, H.P.: Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken. Dissertation Technische Hochschule Stuttgart, Institut für Baustatik, 1982
[48] Andrä, H.P.; Baur, H.; Stiglat, K.: Zum Tragverhalten, Konstruieren und Bemessen von Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau, Band: 79, Heft-Nr. 10, 11, 12, Seiten: 258-263, 303-310, 328-334, 1984
[49] Andrä, H.P.: Lastabtragung von der Decke in die Stütze - neue Regelungen für den Stanznachweis. Zwölftes Fortbildungsseminar Tragwerksplanung , Darmstadt, 1998
[50] Andrä, H.P.: Flachdecken: Stützenanschlüsse von Elementdecken mit Kopfbolzen und Gitterträgern. Ulmer Beton- und Fertigteil-Tage, Forum 3; Seite 106-122, 1997

[51] Base,G. D: Some tests on the punching shear strength of reinforced concrete slabs. Cement and Concrete Association, Technical Report TRA / 321, London, 1959

[52] Bazant, Z. P.; Cao, Z.: Size effect in punching shear failure of slabs. ACI - Structural Journal, vol. 84, no. 1, pages: 44-53 , 1987

[53] Bazant, Z. P.; Planas, J.: Fracture and Size Effect in Concrete and other Quasibrittle Materials. CRC Press LLC, 1998

[54] Bazant, Z. P.: Fracture Mechanics of Concrete Structures. Elsevier Applied Science London and New York, 1992

[55] Beutel, R.; Schmidt, M.; Landauer, A.: 3D Numerical Punching Analysis of Shear Reinforced Flat Slabs – Variation of Quantity an Arrangement of Stirrups. Proceedings International Workshop on Punching Shear Capacity on RC-Slabs, pages 181 – 189, Stockholm, 2000

[56] Bollinger, K.; Polónyi, S.: Ansätze in der Konzeption des Stahlbetons. Bautechnik, Band 60, Heft 4 , S. 109-116 , 1983

[57] Bollinger, K.; Polónyi, S.; Block, K.: Bewehren nach neuer Stahlbetonkonzeption I - Der Balken, die Kreisplatte, die innere Steifigkeit. Bautechnik, Band 61, Heft 12, S: 422-431, 1984

[58] Bollinger; K: Bewehren nach neuer Stahlbetonkonzeption II - Tragverhalten von rotationssymmetrisch beanspruchten Stahlbetonplatten. Bautechnik, Band 62, Heft 11, S. 378-385, 1985

[59] Bortolotti, L.: Punching shear strength in concrete slabs. ACI - Structural Journal, vol. 87, no. 2, pages: 208-219, 1990

[60] Braestrup, M.W.: Punching shear in concrete slabs. Proceedings of IABSE Colloquium in Copenhagen; pages: 115-136, 1978

[61] Braestrup,M. W.: Punching reinforced concrete slabs - Code rules, plastic analysis, test results. Nordic Concrete Research, no.8, pages: 24-48, 1989

[62] Brändli, W.; Müller, F.X.; Thürlimann, B.: Bruchversuch an Stahlbeton- und Spannbetonplatten bei Rand- und Eckstützen. ETH Zürich, Inst. für Baustatik und Konstruktion, Bericht Nr. 7305-4, 1982

[63] Brändli,W.: Durchstanzen von Flachdecken bei Rand- und Eckstützen. Dissertation, ETH Zürich, Inst. für Baustatik und Konstruktion, 1984

[64] Broms, C. E.: Shear reinforcement for deflection ductility of flat plates. ACI - Structural Journal, vol. 87, no. 5, pages 696-705, 1990

[65] Broms, C. E.: Punching of flat plates - A question of concrete properties in biaxial compression and size effect. ACI - Structural Journal, vol. 87, no. 3, pages: 292-304, 1990

[66] Carpenter, J. E.; Kaar, P. H.; Hanson, N. W.: Discussion of Proposed Revisions of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI Journal, vol. 67, no. 9, pages 696-697, 1970

[67] Chana, P. S.: Punching shear in concrete slabs. The Structural Engineer, no. 16, pages 282-285, 1991

[68] Chana, P.S.; Desai, S.B.: Design of shear reinforcement against punching. The structural engineer, vol. 70, no. 9, 1992

[69] Chana, P.S.; Desai, S.B.: Membrane action, and design against punching shear. The structural engineer, vol.70, no. 19, 1992

[70] Chana, P.S.: A prefabricated shear reinforcement system for flat slabs. Proceedings Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, pages 345-358, 1993

[71] Chana, P.; Arora, S.: Investigation of problems relating to punching shear design of flat slabs.; Imperal College, unpublished Paper, London, 1998

[72] Corley, W.; Hawkins, G.; Neil M.: Shearhead Reinforcement for Slabs. ACI Journal. Proceedings, vol. 65, no.10, 1968

[73] Dieterle, H.: Zur Bemessung von Fundamentplatten ohne Schubbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau, Band 73, Heft 2, 1978

[74] Dieterle, H.; Steinle, A.: Blockfundamente für Stahlbetonfertigstützen. AiF Forschungsvorhaben Nr. 3953, Deutscher Beton-Verein E.V. Nr. 66, 1980

[75] Dilger, W.; Elmasri, Z.M.; Ghali, A.: Flat Plates with special shear reinforcement subjected to static dynamik moment transvere.ACI - Journal of the American Concrete Institute, no. 10, pages 543-549, 1978

[76] Dilger, W. H.; Ghali, A.: Shear Reinforcement For Concrete Slabs. Journal Of The Structural Division, vol. 107, no. 12, 1981

[77] Dilger, W. H.; Ernst, P.; Ghali, A.: Weiterentwicklung der Dübelleiste und Neuentwicklung aus Kanada, Leipziger Massivbau Seminar, Band 3, Seiten 1-6, 1996

[78] Dilger, W. H.; Sherif, A. G.: Shear strength of slab-column connections according to ACI code, EC2 and DIN 1045. European Concrete Standards in Practice; Proceedings International ECSN Symposium ;May 22-24, Copenhagen Denmark, 1997

[79] Dragosavic, M.; Kip, A. A.; Beukel, A.: Pons (Durchstanzen). Institut TNO voor Bouwmaterialien en Bouwconstructies, 1974

[80] Durrani, A.J.; Luo, Y.H: Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings- Part I, Interior Connctions. ACI - Structural Journal, vol. 92, no. 1, pages 115-124,1995

[81] Elgabry, A. A.; Ghali, A.: Tests on concrete slab-column connections with stud-shear reinforcement subjected to shear-moment transfer. ACI - Structural Journal, vol. 84, no. 4, pages 433-442, 1987

[82] Elgabry, A. A.; Ghali, A.: Design of stud-shear reinforcement for slabs. ACI - Structural Journal, vol. 87, no. 3, pages 350-361, 1990

[83] Elgabry, A. A.; Ghali, A.: Moment Transfer by Shear in Slab-Column Connections. ACI - Structural Journal, vol 93, no. 2, pages 187-196, 1996

[84] Elgabry, A A.; Ghali, A.: Transfer of Moments between Columns and Slabs - Propose Code Revision. ACI - Structural Journal, vol. 93, no. 1, pages 56-61, 1996

[85] Eligehausen, R.; Campi, E.; Bertero, V.V.;Popov, E.P.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalised Excitations. Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC 82/23, University of California, Berkley, 1982

[86] Eligehausen, R. ; Kreller, H.; Langer, P.: Untersuchung zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Betondeckung. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen,1989

[87] Eligehausen, R.; Gerster, R.: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen - Erläuterungen zu verschiedenen gebräuchlichen Bauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 399, 1993

[88] Eligehausen, Rolf; Hegger, J.; Beutel, R.; Vocke, H.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten oder Doppelkopfankern im Auflagerbereich. Bauingenieur, Band 74, Heft 4, S.202-209, 1999

[89] Eligehausen, R.; Mayer, U.: Untersuchungen zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf des Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 503, 2000

[90] Eligehausen, R.; Sippel, T.M.: Einfluss des Ankerabstandes von Doppelkopfbolzen auf die Schubtragfähigkeit von Flachdecken. Gutachten des Ingenieurbüros Eligehausen und Sippel, Stuttgart, 2000 (unveröffentlicht)

[91] Eligehausen, R.; Vocke, H.: Bericht über Durchstanzversuche mit Filigran Gitterträger EQS in Elementdecken. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 2000 (unveröffentlicht)

[92] Eligehausen, R.;Vocke, H.: Gitterträger als Durchstanzbewehrung. Kongressunterlagen der 45. Ulmer Beton- und Fertigteiltage, 2001

[93] Elstner, R. C.; Hognestad, E.: Shearing strength of reinforced concrete slabs. ACI -Journal, vol. 28, no. 1, pages 527-542, 1956

[94] Franz, G.: Versuche an Stahlbetonkörpern der Flachdecke im Stützenbereich - Versuchsreihe 1. TH Karlsruhe, Inst. für Beton- und Stahlbeton, 1963

[95] Franz, G.: Versuche an Stahlbetonkörpern der Flachdecke im Stützenbereich -Versuchsreihe 2. TH Karlsruhe, Inst. für Beton- und Stahlbeton, 1964

[96] Franz, G.; Ritter, K.: Der räumliche Spannungszustand im Stützbereich von Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, Seiten 132-137, 1964
[97] Franz,G.; Schäfer, K.: Konstruktionslehre des Stahlbetons. Band II, Seiten 135-165, 1988
[98] Fuchssteiner, W.; Olsen, O. W.: Gedanken über das Durchstanzen - Folgen Risse den Trajektorien ?. Beton- und Stahlbetonbau, Band 75, Heft 7, Seiten 163-166, 1980
[99] Fujii, F.: Berechnung gerissener Stahlbetonplatten. Beton- und Stahlbetonbau, Band 74, Heft 8, Seiten 189-193, 1979
[100] Furche,J.: Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 1994
[101] Furche, J.: Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 6, Seite 96-104, 1997
[102] Gardner, N.J.; Shao, X-Y: Punching Shear of Continuous Flat Reinforced Concrete Slabs. ACI - Structural Journal, vol. 93, no. 2, pages 218-228, 1996
[103] Gastmeyer, R. : Untersuchung des Tragverhaltens punktförmig gestützter Stahlbetonplatten unter besonderer Berücksichtigung von Aussparungen in Stützennähe. Dissertation, Universität Kaiserslautern, 1994
[104] Georgopoulos, T.: Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen punktförmig gestützter Stahlbetonplatten und deren Sicherung gegen progressiven Kollaps. Dissertation TU München, Inst. für Massivbau, 1987
[105] Ghali, A.: An efficient solution to punching of slabs. Concrete International, 1989
[106] Ghali, A.: Discussion of proposed revisions to building code requirements for reinforced concrete. ACI Structural Journal, vol. 86, no. 3, 1989
[107] Ghali, A.; Dilger, W. H.: Anchoring with double-head studs. Concrete International, no. 11, page: 21-24, 1998
[108] Gomes, R. B.: Punching resistance of reinforced concrete flat slabs with shear reinforcement. The Polytechnic of central London, PhD Thesis, 1991
[109] Gomes,R.B.: Punching in reinforced concrete flat slabs with holes. Development in Computer Aided Design and modelling for structural Engineering. Civil-Comp Press Edinburgh, pages 185-193, 1995
[110] Gomes, R.B.; Andrade, M. A. S.: The use of high performance concrete in punching failure of reinforced concrete flat slabs. 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, Paris, pages. 1027-1035, 1996
[111] Gomes,R.B.; Regan, P.E.: Shear reinforcement of reinforced concrete Flat slabs. unveröffentlicht, 1998
[112] Gomes, R.; Regan, P.: Punching strength of slabs reinforced for shear with offcuts of rolled steel I-section beams. Magazine of Concrete Research, vol 51, no. 1, pages 121-129, 1999
[113] Gomes, R. B.; Regan, P. E.: Punching resistance of RC flat slabs with shear reinforcement. Journal of Structural Engineering, vol. 125, no. 5, pages: 684-692, 1999
[114] Gomes, R.B.; Andrade, M.: Does a punching shear reinforcement need to embrace a flexural reinforcement of a reinforced concrete slab? Proceedings of the International Workshop on punching shear capacity of RC Slab, Stockholm, pages 109-116, 2000
[115] Göricke, M.: Additives Tragmodell zur Beschreibung des Durchstanzwiderstandes von Flachdecken. Dissertation, TU Berlin ,1999
[116] Goto, Y.: Cracks formed on Concrete Around Deformed Tension Bars. ACI-Journal, page 244, 1971
[117] Graf ,O.:Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitig aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 88, 1938
[118] Grassner, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240, 1972

[119] Guralnick, A. S.; La Fraugh, R. W.: Laboratory Study of a 45-Foot Square Flat Plate Structure. Journal of the american concrete Institute, no. 9, 1963

[120] Hallgren, M.; Kinnunen, S.: Punching shear tests on circular high strength concrete slabs without shear reinforcement. Nordic Concrete Research, no. 10, pages 37-47, 1991

[121]Hallgren, M.; Kinnunen, S.: Punching shear tests on circular high strength concrete slabs. High-Stength-Concrete, 20-24 June Lillehammer, Proceedings, pages 192-199, Norway, 1993

[122] Hallgren, M.: Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs. PhD-Thesis, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, Stockholm, 1996

[123] Hallgren, M.; Kinnunen, S.: Increase of punching shear capacity by using high strength concrete. 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, pages 1037-1046, Paris, 1996,

[124] Hallgren, M.; Kinnunen, S.; Nylander, B.: Punching shear tests on column footings. Nordic Concrete Research, no. 5, 1998

[125] Hallgren, M.: Non-Linear Finite Elemente Analyses of column footings loaded to punching shear failure. Proceedings of the International Workshop on punching shear capacity of RC Slabs, pages 65-73, Stockholm, 2000

[126] Hanswille, G.; Neubauer, T.: Durchstanzversuche mit Steifenkreuzen. Versuchsbericht des Institutes für konstruktiven Ingenieurbau - Bereich Konstruktionsteilprüfung, unveröffentlicht, 1998

[127] Hawkins, M. N.; Mitchell, D., Hanna, S. N.: The effects of shear reinforcement on the reversed cyclic loading behavior of flat plate structures. Canadian civil engineering, vol. 572, no. 2, 1975

[128] Hegger, J.; et al.: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Beton nach DIN 1045-1. Abschlussbericht des DIBt-Forschungsvorhabens IV 1-5-876 / 98, 1998

[129] Hegger, J., Beutel, R.: Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen. Schlußbereicht zum AiF-Forschungsvorhaben 10644N, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 1998

[130] Hegger, J.; Beutel, R.; Hoffmann, S.: Beurteilung von Bemessungsansätzen durch eine statistische Auswertung von Versuchen. Beton- und Stahlbetonbau. Heft 11, 1999

[131] Hegger, J.; Beutel, R.; Goralski, C.; Bertram, G.: Versuchsbericht zum Durchstanzen mit Halfen HDB-Ankern als Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen - Variation der Lasteinleitung. RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2000

[132] Hegger, J.; Beutel, R.; Goralski, C.Bertram, G.: Versuchsbericht zum Durchstanzen mit Halfen HDB-Ankern als Durchstanzbewehrung im Bereich von Innenstützen. RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2001

[133] Hegger, J.; Beutel, R.: Gutachterbliche Stellungsnahme zur Durchstanzbewehrung Typ HDB-Standardelemente. Gutachten Ingenieurbüro Hegger und Partner, Nr. G01-01, 2001 (unveröffentlicht)

[134] Herzog, M.: Wichtige Sonderfälle des Durchstanzens von Stahlbeton- und Spannbetonplatten nach Versuchen. Bauingenieur, Band 49, Seiten.333-342, 1974

[135] Herzog, M.: Die Bemessungsregeln des Bauingenieurs zwischen Empirie und Theorie. Bautechnik, Band 59, Heft 7, Seiten 218-227, 1982

[136] Herzog, M.: Die Durchstanzfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonplatten ohne und mit Schubbewehrung bei Innen-, Rand- und Eckstützen. Beton- und Stahlbetonbau, Band 81, Heft 3, Seiten 68-73, 1986

[137] Herzog, M.: Die Tragfähigkeit von Pilz- und Flachdecken. Bautechnik, Band 72, Heft 8, Seiten 516-525, 1995

[138] Herzog, M.: Vereinfachte Stahlbeton- und Spannbetonbemessung: Teil II - Tragfähigkeitsnachweis für Platten. Beton- und Stahlbetonbau, Band 90, Hefte 2 und 3, Seiten 45-48 und 70-72, 1995

[139] Herzog, M.: Schadensfälle im Stahlbeton- und Spannbetonbau- Ursachen und Sanierung. Werner Verlag, Düsseldorf, 2000

[140] Jiang, D.-H.;Shen, J.-H.: Strength of concrete slabs in punching shear. ASCE-Journal of Structural Engineering, vol.112, no. 12, pages 2578-2591, 1986

[141] Just, T.: Erhöhte Durchstanzlasten punktförmig gestützter Platten in Versuchen durch Vergrößerung der Plattenfläche über den Lasteintragungsbereich hinaus. Bauingenieur, Band 63, Seite 404, 1988

[142] Kanellopoulos, A.: Zum unelastischen Verhalten und Bruch von Stahlbeton. ETH Zürich, Inst. für Baustatik und Konstruktion, Bericht Nr. 153, 1986

[143] Keefe, R.A.: An investigation on the effectiveness of diagonal tension reinforcement in flat slabs. MSC Thesis, Massachusetts Institute of Technology, 1954

[144] Kerkeni, N.: Zur Anwendung der FE-Methode bei spritzbetonverstärtkten Sützen. Dissertation, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Schriftenreihe Heft 11, 2000

[145] Kinnunen, S.; Nylander, H.: Punching of concrete slabs without shear reinforcement Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960

[146] Kinnunen, Sven; Nylander, H.; Tolf, P: Plattjocklekens inverkan pä betongplattors hällfasthet vid genomstansning - Försök med rktangulära plattor. Institutionen för byggnadsstatik kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 1980

[147] Kordina, K.; Nölting, D.: Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten - Entwicklung von Bemessungsvorschlägen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 371, 1986

[148] Kordina, K.: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1, Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 425, 1992

[149] Kordina, K.: Zum Tragsicherheitsnachweis gegenüber Schub, Torsion und Durchstanzen nach EC 2, Teil 1 - Erläuterungen zur Neuauflage von Heft 425 und Anwendungsrichtlinie zu EC 2. Beton- und Stahlbetonbau, Band 89, Heft 4, Seiten 97-100, 1994

[150] Kuang, J. S.; Morley, C. T.: Punching shear behaviour of restrained reinforced concrete slabs.ACI - Structural Journal, vol. 89, no. 1, pages 13-19, 1992

[151] L¢seth, S.; Slåtto, A.; Syvertsen, T.G.: Finite element analysis of punching shear failure of reinforced concrete slabs. Nordic Concrete Research, pages 1-18, 1982

[152] Ladner,M.; Schaeidt, W.; Gut, S.: Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken. Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Heft 205, Schweiz, 1977

[153] Ladner, M.; Maissen, A.: Untersuchungsbericht Durchstanzversuche an Flachdeckenausschnitten mit Riss-Dübelleisten. Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Schweiz, 1989

[154] Land: Durchstanznachweis für eine Flachdecke in der Ausführung als Kaiser-Omnia-Plattendecke. Badische Drathwerke GmbH, 1997

[155] Langohr, P.H.; Ghali, A.; Dilger, W.H.:Special shear reinforcement for concrete flat slabs.ACI - Journal of the american concrete institute, no. 3, pages:141-146, 1976

[156] Lee, S.C.; Teng, S.; Morley, C.T.: Punching shear tests on high strength concrete slabs. Proceedings Uitization of high strength / high performance concrete, pages 401-410, Norway, Sandefjord 20-24 June 1999

[157] Leonhardt,F., Mönnig, E.: Vorlesung über Massivbau, Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Springer Verlag, 1986

[158] Leonhardt, F.; Walther, R.: Geschweißte Bewehrungsmatten als Bügelbewehrung - Schubversuche an Plattenbalken und Verankerungsversuche. Bautechnik, Band 42, Heft 10, Seiten 329-341, 1965

[159] Lewe,V.: Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen. Der Bauingenieur, Heft 1, 1920

[160] Lewe,V.: Strenge Lösung der elastischen Probleme endlich ausgedehnter Pilzdecken und anderer Platten miitels Fourierscher Reihen.Der Bauingenieur, Heft 3, 1922

[161] Lewe, V.:Beitrag zur Strengen Lösung des Pilzdeckenproblems, Streifenlast und Stützenkopfeinspannung. Der Bauingenieur, Heft 3, 1922

[162] Lewe, V.: Pilzdecken und andere trägerlose Eisenbetondecken. Springer Verlag, Berlin, 1929

[163] Lovrovich, J. S.; McLean, D. I.: Punching shear behaviour of slabs with varying span-depth ratios. ACI - Structural Journal, vol. 87, no. 5, pages 507-511, 1990

[164] Maissen, A.; Ladner, M.: Durchstanzversuche an Flachdeckenausschnitten Versuche 1 bis 3.Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, 1987

[165] Maissen, A.; Ladner, M.: Durchstanzversuche an Flachdeckenausschnitten Versuch 4.Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, 1990

[166] Marti,P.; Thürlimann, B.: Fliessbedingungen für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit. Beton und Stahlbeton, Band 72, Heft 1, Seiten 7-12, 1977

[167] Marti, P.; Pralong, J.; Thürlimann, B.: Schubversuche an Stahlbeton-Platten. Institut für Bautechnik und Konstruktion ETH-Zürich, Bericht Nr. 7305-2, 1977

[168] Marti, P.: Design of concrete slabs for transverse shear. ACI - Structural Journal, vol. 87, no. 2, pages 180-189, 1990

[169] Marzouk, H.: A.Experimental investigation on the behaviour of high-strength concrete slabs. ACI - Structural Journal, vol. 88, no 6, 1991

[170] Marzouk, H.; Jiang, D.: Finite Element Evaluation of shear enhancement of high-strength concrete plates. ACI - Structural Journal, November-December , pages 667- 673,1996

[171] Marzouk, H.; Emam. M.: Effect of high-strength concrete columns on the behaviour of slab-column connections. ACI - Structural Journal, vol. 93, no. 5, pages 545-554, 1996

[172] Marzouk, H.; Jiang, D.: Experimental Investigation on Shear Enhancement Types for High-Strength Concrete Plates. ACI - Structural Journal, vol. 94, no. 1, pages 49-58, 1997

[173] Menétrey, P.: Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures. Dissertation École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1994

[174] Menétrey, P.: Flexural and punching failure experiments in reinforced concrete slabs. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1995

[175] Menétrey, P.: Simulation of punching failure: Failure mechanism and size-effect. Fracture mechanics of concrete structures; Proceedings FRAMCOS-2, 1995

[176] Menétrey, P.; Brühwiler, E.: Shear strengthening of existing reinforced concrete slabs under concentrated loads. Ecole Polytechnique fédéral de Lausanne; Laboratoire de maintenance, construction et sécurité des ouvrages, 1996

[177] Menétrey, P.: Analytical Computation of the Punching Strength of Reinforced Concrete. ACI Structural Jornal, vol. 93, no.5, 1996

[178] Menétrey, P.: Analytical computation of the punching strength of reinforced concrete. ACI - Structural Journal, vol. 93, no. 5, pages 503-511, 1996

[179] Menétrey, P.; Walther, R.; Willam, K.J.: Simulation of punching failure in reinforced-concrete struktures. ASCE - Journal of Structural Engineering, no. 5, pages 652-659, 1997

[180] Menétrey, P.; Brühwiler, E.: Punching shear strengthening of reinforced concrete: Experimental & analytical investigations, Conference Structural faults & repair; 8.-10. Juli Edinburgh, 1997

[181] Menétrey,P.: Flexural and punching failure: A relationship between the strength. FIP Symposium - The concrete way of development, Johannesburg, 1997

[182] Moe, J.: Shearing strength of reinforced concrete slabs and footing under concentrated loads. Portland Cement Association, 1961

[183] Mokhtar; Ghali, A.; Dilger, H.W.: Stud shear reinforcement for flat concrete plates. CI - Structural Journal, vol. 82, no. 5, pages 676 – 683, 1985

[184] Müller, H.H.; Müller, U.: Durchstanzversuch an einer Stahlbetonplatte zur Ermittlung der Plattentraglast. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 1991

[185] Müller, H.H.: Durchstanzversuch an einer Stahlbetonplatte aus B25 bewehrt mit ancoPLUS Durchstanzbewehrung, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 1994

[186] Müller, F.-X.; Muttoni, A.; Thürlimann, B.: Durchstanzversuche an Flachdecken mit Aussparungen. ETH Zürich, Inst. für Baustatik und Konstruktion, Band 7305, Heft 5, 1984

[187] Muttoni, A.:Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton. Dissertation ETH Zürich, IBK Report Nr. 176, 1990

[188] Muttoni, A.; Schwartz, H.: Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement. Proceedings IABSE Colloquium Stuttgart, pages. 703- 708, 1991

[189] Narasimhan, N.: Shear reinforcement in reinforced concrete column heads. PHD-thesis, Concrete Structures and Technology; Impereal College of Sience and Technology; London, 1971

[190] Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1984

[191] Nylander, H.; Kinnunen, S.; Ingvarsson, H.: Genomstansning av pelarunderstödd plattbro av betong med spänd och ospänd armering. Institutionen för byggnadsstatik kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 1977

[192] Oliveira, D. R. C.; Melo, G. S.: Inclined stirrups as shear reinforcement in high performance concrete flat slabs. Proceedings Uitization of high strength / high performance concrete, pages 507-516, Norway, Sandefjord 20-24 June 1999

[193] Ozbolt, J.: Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 1995

[194] Ozbolt, J.; Mayer, U.;Vocke, H.; Eligehausen, R.: Verschmierte Rissmethode- Theorie und Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau, Band 94, Heft 10, Seiten 403-412, 1999

[195] Ozbolt, J.: MASA-Macrocopic Space Analysis. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 1998

[196] Ozbolt, J.: Nonlocal fracture analysis-stress relation method. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 1999

[197] Ozbolt, J.; Li,Y.-J.; Kozar, I.: Mixed constrained microplane model for concrete. Zur Veröffentlichung in International Journal of Solids and Structures eingereicht, 1999

[198] Ozbolt, J.; Vocke, H.; Eligehausen, R.: Three-dimensional Numerical Analysis of punching failure. Proceedings of the International Workshop on punching shear capacity of RC Slabs, pages 65-73, Stockholm, 2000

[199] Petcu, V.; Stanculescu, G.; Pancaldi, U.: Punching strength predictions for two-way reinforced concrete slabs. Académie de la République Socialiste de Roumanie, Série de Mécanique Appliquée, vol. 24, no. 2, pages: 263-281, 1979

[200] Pilakoutas, K.; Li, X.: Shear band: novel punching shear reinforcement for flat slabs. Innovation in Composite Materials and Structures, Civil-Comp Ltd, Edinburgh, pages 35-45, 1997

[201] Polak, M. A. : Modelling punching shear of reinforced concrete slabs using layered finite elements. ACI Structural Journal, vol. 95, no. 1, 1998

[202] Pralong, Jean; Brändli, W.; Thürlimann, B.: Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten. ETH Zürich, Inst. für Baustatik und Konstruktion, 1979

[203] Pralong, J.;Brändli, W.;Thürlimann, B.: Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH-Zürich, Bericht-Nr. 7305, Heft 3, 1979

[204] Pralong, J. :Poinconnement symêtrique des planchers-dalles. Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, 1982

[205] Pruijssers, A.F: Aggregate interlock and dowel action under monotonic and cyclic loading. Dissertation, University of Delft, 1988

[206] Ramm, W.; Gastmeyer, R.: Stützenkopf für punktförmig gestützte Platten mit großen Aussparungen im Auflagerbereich - Eine Fertigteilkonstruktion mit Ortbetonergänzung. Beton- und Stahlbetonbau, Band 88, Heft 3, Seiten 61-67, 1993

[207] Ramm, W.; Gastmeyer, R.: Durchstanzverhalten von punktförmig gestützten Platten bei großen Öffnungen in Stützennähe. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 31. Forschungskolloquium, S. 3-16, 1995

[208] Ramdane, K. E. : Punching shear of high performance concrete slabs. 4th International Symposium on Utilisation of High-strength/High-performance concrete, pages S. 1015-1026 Paris, 1996

[209] Rankin, G. I. B.; Long, A. E.: Predicting the enhanced punching strenght of interior slab-column connections. Proc. Instn. Civ. Engrs., April and Dec., pages 327-346, 1165-1186, 1987

[210] Regan, P.E.: Design for punching shear. The structural engineer, vol. 52, no. 6, pages 197-207, 1974

[211] Regan, P.E.: Single-legged stirrups as shear reinforcement in reinforced concrete flat slabs. School of the Enviroment, Polytechnic of Central London, 1980

[212] Regan, P. E.: The dependence of punching resistance upon the geometry of the failure surface. Magazine of Concrete Research, March, 1984

[213] Regan, P.E.: Shear combs, reinforcement against punching. The structural engineer, vol. 63, no. 4, pages: 76-84 , 1985

[214] Regan, P. E.; Braestrup, M. W.: Punching shear in reinforced concrete. CEB - Comite Euro International du Beton, vol. 168, 1985

[215] Regan, P. E.: Symmetric punching of reinforced concrete slabs. Magazine of Concrete Research, Sept., pages 115-128, 1986

[216] Regan, P. E.; Rezai-Jorabi, H.: Shear resistance of one-way slabs under concentrated loads. ACI - Structural Journal, vol. 85, no. 2, pages 150-157, 1988

[217] Regan, P.E.: Punching test of a slab with welded shear reinforcement. Structures research group, Polytechnic of central London, 1990

[218] Regan, P.E.: Double headed studs as shear reinforcement - tests of slabs and anchorages. School for Architecture and Engineering, University of Westminster, 1996

[219] Regan, P.E.: A review of results of punching tests of slabs with shear reinforcement. Unique conference services, London, 2000

[220] Regan, P.E.: Shear Reinforcement of Slabs. International Workshop on Punching, Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings, pages 99-107, Stockholm, 2000

[221] Rehm, G.; Eligehausen, R.; Neubert, B.: Rationalisierung der Bewehrungstechnik im Stahlbetonbau - Zusammenfassung der Schlussberichte. Kurzbericht aus der Bauforschung, Heft 11, 1979

[222] Rehm, G.; Dieterle, H.; Eligehausen, R.: Rationalisierung der Bewehrungstechnik im Stahlbetonbau – Das Tragverhalten verschiedener Verankerungselemente in Rissen. Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Abschlussbericht Teil 5b, 1979

[223] Samadian, F.: Investigation of shear reinforcement for reinforced concrete flat slabs. PhD-Thesis, University of Westminster, London, 1997

[224] Schaefers, U.: Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von balkenlosen Stahlbetondecken im Bereich der Innenstützen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, heft 357, 1984

[225] Schlaich, J.: Gewölbewirkung in durchlaufenden Stahlbetonplatten. Beton- und Stahlbetonbau, Hefte 11 und 12, Seiten 250-256 und 280-285, 1964

[226] Schießl, P.: Interaktion between Anchorage of Bond, Hooks and Welded Transvers Bars – Basis für the Design in the German Code DIN 1045 and CEB-FIP Model Code 90. Proceeding of the International Conference on Bond in Concrete, pages 432 – 433, Scottland, 1982

[227] Seible, F.; Ghali, A.; Dilger, W. H.: Preassembled shear reinforcing units for flat plates. ACI - Structural Journal, vol. 77, no. 1, pages 28-35, 1980

[228] Shehata, I.: Rational method for designing RC slabs to resist punching. ASCE - Journal of Structural Engeneering, vol. 116, no. 7, pages 2055-2060, 1990

[229] Shehata, I.; Regan, P. E.: Punching in RC slabs. ASCE - Journal of Structural Engineering, vol. 115, no. 7, pages 1726-1740, 1989

[230] Sherif, A. G.: Behaviour of reinforced concrete flat slabs. Dissertation, University of Calgary, Department of civil engineering, 1996

[231] Siao, W.B.: Punching shear resistance of flat slabs - A beam-strip analogy. ACI - Structural Journal, vol. 91, no. 5, pages 594-604, 1994

[232] Specht, M.; Scholz, H.: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 453, 1995

[233] Staller, M. A.: Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanzverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten. Dissertation Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 2000

[234] Stiglat, K. :Statische und konstruktive Probleme mit Lösungsmöglichkeiten bei Flachdecken im Stanzbereich. Bericht der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik, Nr. 3, 1979

[235] Stiglat, K.; Steiner, J.: Durchstanzen von mit Dübelleisten verstärkten Flachdecken, die auf Stahlstützen aufliegen. Beton- und Stahlbetonbau, Band: 75, Heft 10, Seiten 239-246, 1980

[236] Swamy, R.N.; Ali, S.A.R.: Punching shear behavior of reinforced slab-column connections made with steel fiber concrete. ACI-Journal; September-October, 1982

[237] Tomaszewicz, A.: Punching shear capacity of reinforced concrete slabs High-Stength-Concrete. Proceedings, pages. 393-401, 20-24 June Lillehammer, Norway,1993

[238] Tuchlinski, D.: Durchstanzen von schubbewehrten Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen. RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertaion in Vorbereitung

[239] Tolf, P.: Plattjocklekens inverkan pa betongplattors hallfasthet vid genomstansning - Försök med cirkulära plattor. Institutionen för Byggnadsstatik, Stockholm, 1989

[240] Van der Voet, A. F.; Dilger, W. H.; Ghali, A.: Concrete flat plates with well-anchored shear reinforcement elements. Canadian civil engineering, no. 9, pages 107 –114, 1982

[241] Vanderbilt, M. D.: Shear Strength of Continuous Plates. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 98, no. 5, pages 961-973, 1972

[242] Vidosa, F.G.; Kotsovos, M.D.; Pavlovic´, M.N.: Symmetrical punching of reinforced concrete slabs: An analytical investigation based on non-linear finite element modelling. ACI - Structural Journal, vol. 85, no.3, pages 241-250, 1988

[243] Vocke, H.: Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen. Dissertation Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, 2001

[244] Walraven, J.; Lehwalter, N.: Size effects in short beams loaded in shear. ACI - Structural Journal, vol. 91, no. 5, pages 585-593, 1994

[245] Wicke, M.; Fritsche, G.: Durchstanzversuche an AVI-Bewehrungselemeneten. Universität Insbruck, Institut für Stahlbeton und Massivbau, 1984

[246] Xin; L.; Pilakoutas, K.: Behaviour of RC flat slabs with reinforcement providing lateral confienment. Technical report from the University of Sheffield, 1996

[247] Yamada, T,; Nanni, A.; Endo, K.: Punching shear resistance of flat slabs: Influence of reinforcement type and ratio. ACI - Structural Journal, vol. 89, no. 5, pages 555-563, 1992

A Datenbank

A.1 Statische Systeme und Lagerbedingungen

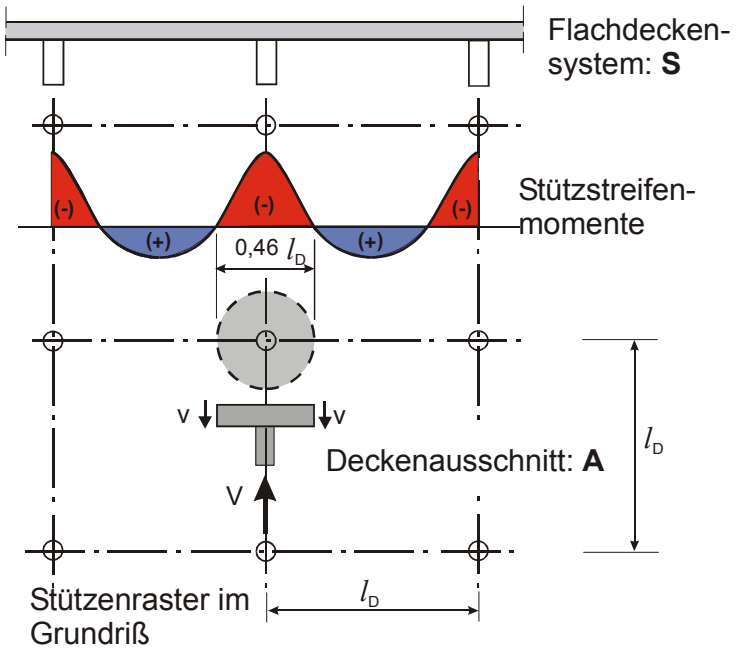


Bild A-1 Deckensystems:„**S“** sowie Deckenausschnitt: „**A“**

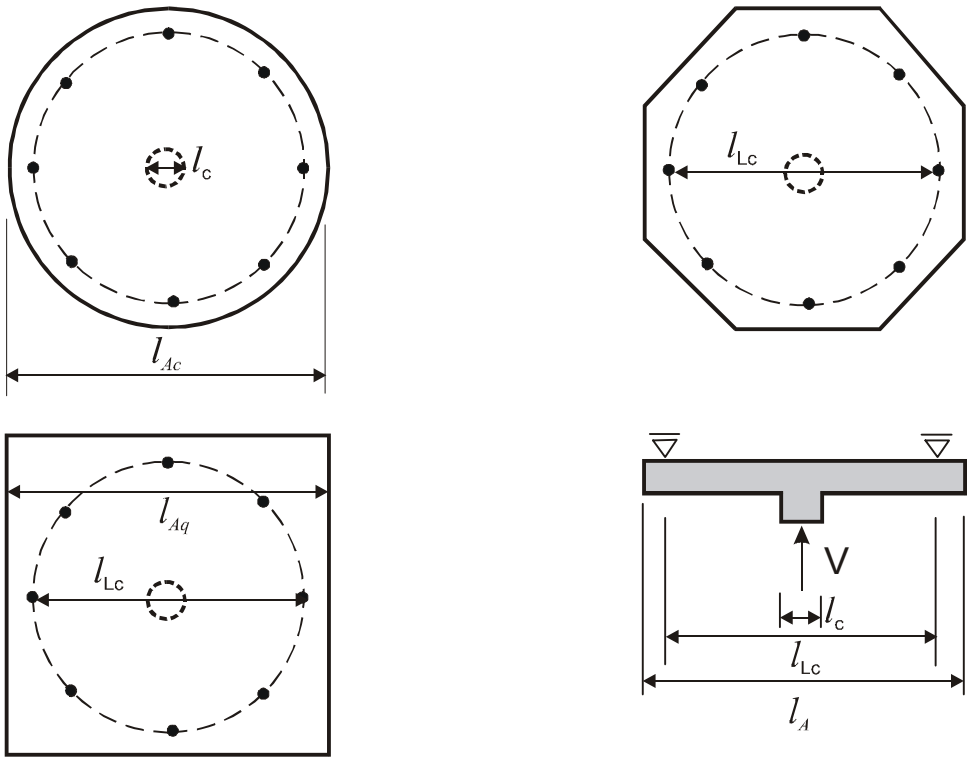


Bild A-2 Kreisförmige Lasteinleitung „**k“** mit unterschiedlicher Plattengeometrie

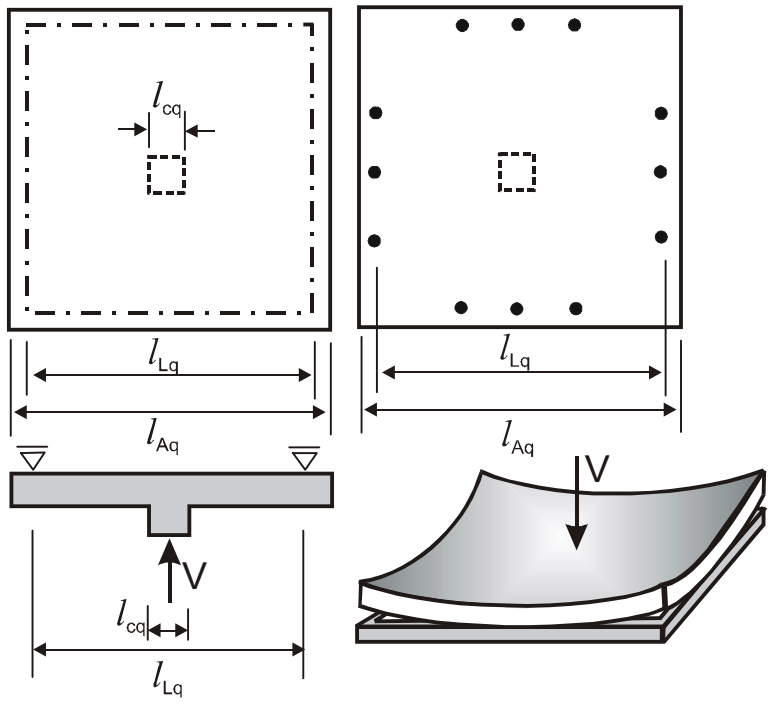


Bild A-3 Lasteinleitung mit abhebenden Plattenecken für eine quadratische Plattengeometrie „**qa**“

A.2 Versagensarten und –orte

B: Biegeversagen

P: Durchstanzen ohne die Angabe eines Versagensortes im Bericht

FP: Biege-Schubbruch

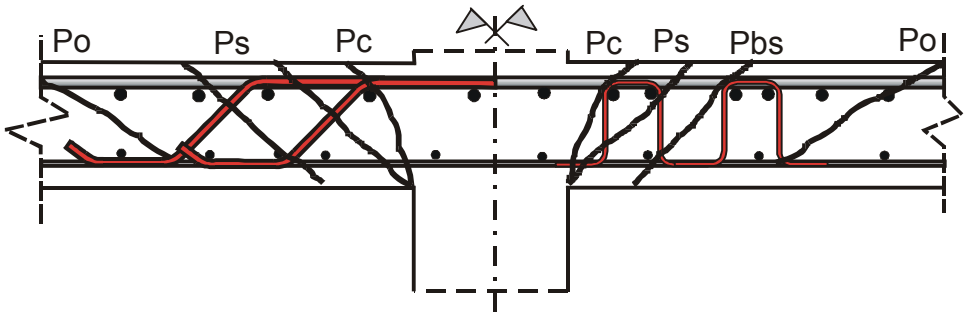


Bild A-4 Versagensorte im Bereich der Durchstanzbewehrung

A.3 Bewehrung

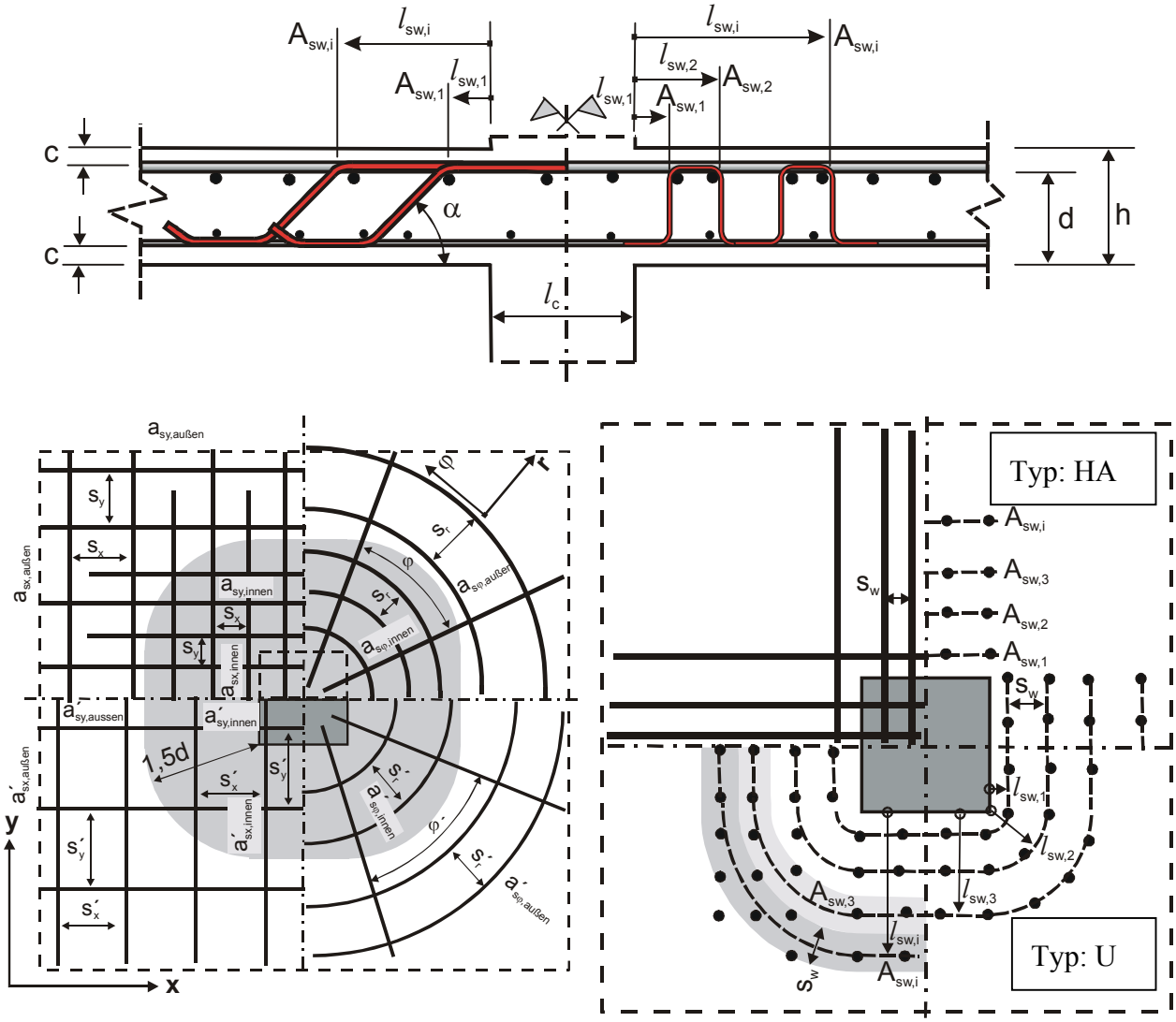


Bild A-5 Anordnung und Verteilung der Biege- und Durchstanzbewehrung

Typ ST: sternförmige Anordnung der Durchstanzbewehrung

A.4 Umrechnungsfaktoren der Betonfestigkeiten

Die Betondruckfestigkeiten der Bemessungsansätzen zum Durchstanzen basieren in der Regel auf unterschiedlichen Beton-Prüfkörperformen. So verwendet der z.B. Eurocode 2, Teil 1 die Zylinderdruckfestigkeit und DIN 1045(88) die Würfeldruckfestigkeit. In den Datenbanken wird die einaxiale Betondruck- und Betonzugfestigkeit als Rechenwert angegeben. Zur Umrechnung in die Zylinder- oder Würfeldruckfestigkeit werden in der Regel die Umrechnungsfaktoren nach [13] angegeben.
Sollte zu einem Versuch sowohl die Zylinderdruckfestigkeit als auch die Würfeldruckfestigkeit gemessen worden sein und diese Festigkeiten unterschiedliche Betongüten ausweisen, so wird der Zylinderfestigkeit mehr vertraut. Bei stark unterschiedlichen

einaxialen Zugfestigkeiten aus der Biegezug- und der Spaltzugprüfung, wird der Spaltzugprüfung mehr vertraut.

A.4.1 Umrechnungsfaktoren der Betondruckfestigkeiten

Würfeldruckfestigkeiten

$$f_{c,cube} = f_{c,cube,150} = 1{,}05\, f_{c,cube,200} \quad \text{[MPa]} \tag{A.1}$$

$$f_{c,cube} = 0{,}90\, f_{c,cube,100} \quad \text{[MPa]} \tag{A.2}$$

Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{c,cyl} = f_{c,cyl,150/300} = 1{,}05\, f_{c,cyl,\ 100/300} \quad \text{[MPa]} \tag{A.3}$$

Einaxiale Betondruckfestigkeit

$$f_{1c} = 0{,}95\, f_{c,cyl} \quad \text{[MPa]} \tag{A.4}$$

$$f_{1c} = 0{,}79\, f_{c,cube} \quad \text{[MPa]} \tag{A.5}$$

A.4.2 Umrechnungsfaktoren der Betonzugfestigkeiten

Bestimmung der Zugfestigkeit aus der Druckfestigkeit

Bei der Umrechnung der Betonzugfestigkeit wird zwischen normalfesten Beton bis 50 [MPa] und höher festen Beton ab 50 [Mpa] unterschieden.

$$f_{1ct} = 1{,}4 \cdot \left(\frac{f_{c,cyl} - 8}{10} \right)^{2/3} \text{[MPa]}, f_{c,cyl} \le 50 \text{ [MPa]} \tag{A.6}$$

$$f_{1ct} = 2{,}12 \cdot ln\left(1 + \frac{f_{c,cyl}}{10} \right) \text{ [MPa]}, f_{c,cyl} > 50 \text{ [MPa]} \tag{A.7}$$

Spaltzugfestigkeit

$$f_{1ct} = 0{,}9\, f_{ct,sp} \quad \text{[MPa]} \tag{A.8}$$

Biegezugfestigkeit

$$f_{1ct} = f_{ct,ft} \cdot \frac{1{,}5 \cdot \left(\frac{h}{100} \right)^{0{,}7}}{1 + 1{,}5 \cdot \left(\frac{h}{100} \right)^{0{,}7}} \quad \text{[MPa]} \tag{A.9}$$

A.4.3 Ermittlung des Elastizitätsmoduls aus der Druckfestigkeit

$$E_c = 2{,}15 \cdot \left(\frac{f_{c,cyl}}{10} \right)^{1/3} \cdot 10^4 \text{ [MPa]}, f_{c,cyl} \leq 50 \text{ [MPa]} \tag{A.10}$$

$$E_c = 2{,}15 \cdot \left(\frac{f_{c,cyl}}{10} \right)^{0{,}3} \cdot 10^4 \text{ [MPa]}, f_{c,cyl} > 50 \text{ [MPa]} \tag{A.11}$$

A.4.4 Ermittlung der Bruchenergie aus der Druckfestigkeit

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{c,cyl}}{10} \right)^{0{,}7} \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}, f_{c,cyl} \leq 90 \text{ [MPa]} \tag{A.12}$$

Tabelle A-1 Grundwerte der Bruchenergie in Abhängigkeit des maximalen Zuschlagdurchmessers

maximaler Zuschlagdurchmesser d_g in [mm]	Grundwert der Bruchenergie G_{f0} in [Nmm/mm^2]
8	25
16	30
32	38

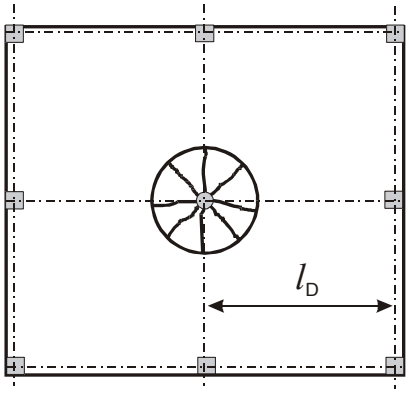
A.5 Theoretische Überprüfung des Durchstanzversagens

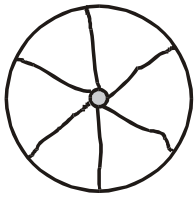
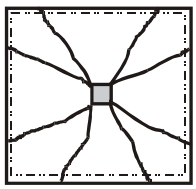
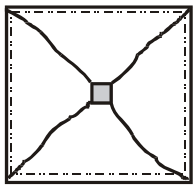
Nach der Bruchlinientheorie kann eine obere Grenze der Durchstanztragfähigkeit ermittelt werden. Diese obere Tragfähigkeitsgrenze wird für die vorliegende Datenbank zur Klassifizierung der von Biegebrüchen benutzt. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass diese theoretische Grenztragfähigkeit infolge von Membrankräften und von räumlichen Betonbeanspruchungen überschritten werden kann. Zudem weichen die Auflagerbedingungen im Versuch von den theoretischen Lagerbedingungen ab, so dass ein Streubereich von 10% um die maximale Grenztragfähigkeit als zulässig betrachtet wird.

Die plastische Grenztragfähigkeit ist für verschiedene Auflagerbedingungen und statische Systeme in Tabelle A-2 zusammengestellt.

Das Biegetragfähigkeit m_y des Plattenquerschnitts wird mit dem Spannungsblock nach Eurocode 2, Teil1 [8] bei Ausnutzung der Streckgrenze der Zugbewehrung ermittelt. Hierbei wird eine Druckbewehrung als wirkungslos betrachtet, da sie in Durchstanzversuchen meist nur geringfügig beansprucht wurde. Sollte der Versuchskörper überbewehrt sein, so wird eine verträgliche Dehnungsverteilung gewählt. Eine Festigkeitsabminderung des Betons infolge Dauerlasten wurde nicht berücksichtigt.

Tabelle A-2 Grenztragfähigkeiten nach der Bruchlinientheorie

<table>
<tr><th colspan="3">statisches System</th><th>Grenztragfähigkeit $V_{u,flex}$</th></tr>
<tr><td colspan="3">

Deckensystem „S“</td><td>$V_{u,flex} = \left(m_y + m'_y\right) \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left(1 + 4 \cdot \frac{l_c}{l_D}\right)$</td></tr>
<tr><td>k:</td><td></td><td rowspan="3">Flachdecken-
ausschnitt „A“</td><td>$V_{u,flex} = m_y \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{l_c}{l_{Lc}}\right)}$</td></tr>
<tr><td>qa:</td><td></td><td>$V_{u,flex} = m_y \cdot 8 \cdot \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{l_q}{l_{Lq}}\right)} - 0{,}172\right]$</td></tr>
<tr><td>qs:</td><td></td><td>$V_{u,flex} = m_y \cdot 8 \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{l_q}{l_{Lq}}\right)}$</td></tr>
</table>

A.6 Basisdaten Durchstanzversuche mit Durchstanzbewehrung

Bezeichnung				Plattengeometrie						Bewehrungsführung							Stütze		Materialkennwerte								Bruch			Durchstanz-bewehrung	
										Zugbewehrung						Druck-bewehrung			Beton				Betonstahl				Last				
Versuchsserie	Nummer im Versuchsbericht	Forscher	Literatur	Typ der Versuchs-einrichtung	Geometrie der Lasteinleitung	Durchmesser der Lasteinleitungs-punkte	Plattendicke	statische Nutzhöhe	Schlankheit der Platte	Form der Stütze	Stützen-durchmesser bzw. -seitenlänge	Ausrichtung der Längsbewehrung	Ø	e_x	e_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho'_{l,x}$	$\rho'_{l,y}$	$f_{c,cyl}$	f_{cd}	E_c	G_f	f_y	f_t	E_s	V_{max}	Versagensart	δ	Form	Versagensort
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[Nmm]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MN]	[-]	[mm]	[-]	[-]
01-01	1355	Graf	[117]	A	qa	1500	302	273	2,38	q	200	x/y				0,70	0,70	0,00	0,00	15,2	1,1	24,7	-	278			1,206	P		SE	Ps
01-02	1356	Graf	[117]	A	qa	1500	303	274	2,37	q	200	x/y				0,70	0,70	0,00	0,00	15,2	1,1	24,7	-	278			1,285	P		SE	Ps
01-03	1361	Graf	[117]	A	qa	1500	303	272	2,21	q	300	x/y				1,04	1,04	0,00	0,00	14,4	1,0	24,3	-	270			1,726	P		SE	Ps
01-04	1363	Graf	[117]	A	qa	1500	502	469	1,28	q	300	x/y	16	72	72	0,60	0,60	0,00	0,00	16,4	1,2	25,4	-	270			3,021	P		SE	Ps
01-05	1376	Graf	[117]	A	qa	1500	503	474	1,37	q	200	x/y	14	84	77	0,39	0,42	0,00	0,00	16,3	1,2	25,3	-	278			2,256	P		SE	Ps
01-06	1377	Graf	[117]	A	qa	1500	505	474	1,37	q	200	x/y	14	84	77	0,39	0,42	0,00	0,00	15,2	1,1	24,7	-	278			2,207	P		SE	Ps
02-01	S-I	Keefe	[143]	A	k	940	127	113	3,48	k	153	x/y	19	101	101	2,54	2,54	0,00	0,00	26,3	2,1	29,7	-	288			0,492			SZ	
02-02	S-II	Keefe	[143]	A	k	940	127	113	3,48	k	153	x/y	19	101	101	2,54	2,54	0,00	0,00	25,0	2,0	29,2	-	288			0,492			SZ	
03-01	B3	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	16	187	162	0,94	1,08	0,00	0,00	13,8	1,0	23,9	50	299	482		0,287	P	12,7	SE	Ps
03-02	B6	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	22	187	152	1,82	2,23	0,00	0,00	13,8	1,0	23,9	50	551	482		0,468	P	11,1	SE	Po
03-03	B10	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	22	187	152	1,82	2,23	0,00	0,00	44,8	3,3	35,4	113	335	482		0,534	P	10,1	SE	Po
03-04	B17	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	19	178	152	1,40	1,64	0,00	0,00	13,8	1,0	23,9	50	308	482		0,357	P	10,1	SE	Po
03-05	B5	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	22	187	152	1,82	2,23	0,00	0,00	13,8	1,0	23,9	50	420	620		0,378	P	12,1	SE	Po
03-06	B12	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	25	165	133	2,71	3,36	0,00	0,00	44,8	3,3	35,4	113	332	551		0,787	P	17,8	BÜ	Po
03-07	B13	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	25	165	133	2,71	3,36	0,00	0,00	44,8	3,3	35,4	113	328	551		0,778	P	13,2	SE	Po
03-08	B15	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	25	165	133	2,71	3,36	0,00	0,00	44,8	3,3	35,4	113	332	551		0,689	P	11,2	SE	Po
03-09	B16	Elst.; Hogn.	[93]	A	qa	1829	152	114	6,91	q	254	x/y	25	165	133	2,71	3,36	0,00	0,00	44,8	3,3	35,4	113	339	551		0,747	P	10,6	SE	Po
04-01	S8-60	Moe	[182]	A	qa	1829	152	98	8,30	q	203	x/y	16	165	165	1,22	1,22	0,00	0,00	23,0	1,8	28,4	72	399	705		0,367	P	17,8	SZ	Po
05-01	A-S1-62	Andersson	[43]	A	k	1710	150	120	6,50	k	150	x/y	13	142	142	0,78	0,78	0,00	0,00	28,7	2,3	30,6	-	448			0,367		15	SE	Ps
05-02	A-S1-63	Andersson	[43]	A	k	1710	150	120	6,50	k	150	x/y	13	142	142	0,78	0,78	0,00	0,00	28,8	2,3	30,6	-	436			0,353		16,8	SE	Ps
05-03	A-S1-64	Andersson	[43]	A	k	1710	150	120	6,50	k	150	x/y	13	142	142	0,78	0,78	0,00	0,00	28,8	2,3	30,6	-	432			0,371		12,4	SE	Ps
05-04	A-S1-65	Andersson	[43]	A	k	1710	150	121	6,45	k	150	x/y	13	142	142	0,77	0,77	0,00	0,00	28,6	2,3	30,5	-	437			0,373		14,6	SE	Ps
05-05	A-S2-66	Andersson	[43]	A	k	1710	150	119	6,55	k	150	x/y	13	142	142	0,79	0,79	0,00	0,00	29,2	2,3	30,7	-	438			0,292		16,5	BÜ	
05-06	A-S2-67	Andersson	[43]	A	k	1710	150	121	6,45	k	150	x/y	13	142	142	0,77	0,77	0,00	0,00	29,9	2,4	31,0	-	435			0,294		16,1	BÜ	
05-07	A-S3-68	Andersson	[43]	A	k	1710	150	121	6,45	k	150	x/y	13	142	142	0,77	0,77	0,00	0,00	28,0	2,2	30,3	-	439			0,275		14	SE	
05-08	A-S3-69	Andersson	[43]	A	k	1710	150	121	6,45	k	150	x/y	13	142	142	0,77	0,77	0,00	0,00	27,1	2,2	30,0	-	448			0,249		11,7	SE	
05-09	A-S4-70	Andersson	[43]	A	k	1710	150	121	6,45	k	150	x/y	13	142	142	0,77	0,77	0,00	0,00	25,8	2,1	29,5	-	435			0,273		11,5	BÜ	
05-10	A-S4-71	Andersson	[43]	A	k	1710	150	123	6,34	k	150	x/y	13	142	142	0,76	0,76	0,00	0,00	27,5	2,2	30,1	-	440			0,292		13,5	BÜ	
05-11	A-S1-76	Andersson	[43]	A	k	1710	150	122	5,78	k	300	x/y	12	90	90	1,03	1,03	0,00	0,00	27,0	2,1	29,9	-	457			0,535			SE	
05-12	A-S1-77	Andersson	[43]	A	k	1710	150	125	5,64	k	300	x/y	12	90	90	1,00	1,00	0,00	0,00	28,0	2,2	30,3	-	453			0,549			SE	
05-13	A-S1-78	Andersson	[43]	A	k	1710	150	120	5,88	k	300	x/y	12	90	90	1,05	1,05	0,00	0,00	28,2	2,2	30,4	-	461			0,606			SE	
05-14	A-S1-79	Andersson	[43]	A	k	1710	150	119	5,92	k	300	x/y	12	90	90	1,06	1,06	0,00	0,00	28,4	2,3	30,4	-	469			0,612			SE	
05-15	A-S1-80	Andersson	[43]	A	k	1710	150	121	5,83	k	300	x/y	13	131	131	0,84	0,84	0,00	0,00	28,0	2,2	30,3	-	436			0,453			SE	
05-16	A-S1-81	Andersson	[43]	A	k	1710	150	120	5,88	k	300	x/y	13	131	131	0,84	0,84	0,00	0,00	25,9	2,1	29,5	-	440			0,471			SE	
05-17	A-S2-82	Andersson	[43]	A	k	1710	150	120	5,88	k	300	x/y	12	90	90	1,05	1,05	0,00	0,00	27,2	2,2	30,0	-	442			0,459			BÜ	
05-18	A-S2-83	Andersson	[43]	A	k	1710	150	119	5,92	k	300	x/y	12	90	90	1,06	1,06	0,00	0,00	23,4	1,9	28,5	-	442			0,459			BÜ	
05-19	A-S3-84	Andersson	[43]	A	k	1710	150	123	5,73	k	300	x/y	12	90	90	1,02	1,02	0,00	0,00	24,7	2,0	29,1	-	447			0,412			BÜ	
05-20	A-S3-85	Andersson	[43]	A	k	1710	150	122	5,78	k	300	x/y	12	90	90	1,03	1,03	0,00	0,00	24,9	2,0	29,1	-	436			0,392			BÜ	
06-01	2	Franz	[94]	A	k	1680	140	129	5,70	k	210	x/y	12	80	80	1,09	1,09	0,00	0,00	22,3	2,0	25,5	65	440	554	204	0,384	P	12	SE	Pc
06-02	3	Franz	[94]	A	k	1680	140	129	5,70	k	210	x/y	12	80	80	1,09	1,09	0,00	0,00	23,7	2,1	32,1	68	440	554	204	0,392	P	11	SE	Pc
06-03	4	Franz	[94]	A	k	1680	140	129	5,70	k	210	x/y	12	80	80	1,09	1,09	0,00	0,00	23,9	2,4	33,1	68	440	554		0,387	P	11	BÜ	Pc
06-04	5	Franz	[94]	A	k	1680	140	129	5,70	k	210	x/y	12	80	80	1,09	1,09	0,00	0,00	26,9	2,1	28,5	74	440	554		0,432	P	12	BÜ	Pc
06-05	6	Franz	[94]	A	k	1680	140	129	5,70	k	210	x/y	12	80	80	1,09	1,09	0,00	0,00	21,0	2,7	26,5	62	440	554		0,427	P	12	BÜ	Pc
06-06	7	Franz	[94]	A	k	1680	140	129	5,70	k	210	x/y	12	80	80	1,09	1,09	0,00	0,00	21,8	2,7	26,0	64	440	554		0,353	P	11	BÜ	Pc
06-07	8	Franz	[94]	A	k	1680	143	125	5,88	k	210	x/y	12	80	80	1,13	1,13	0,00	0,00	26,8	2,4	27,4	74	434	530	207	0,432	P	14	BÜ	Ps
06-08	9	Franz	[94]	A	k	1680	143	125	5,88	k	210	x/y	12	95	95	0,95	0,95	0,00	0,00	20,3	2,5	22,8	61	434	530	207	0,432	FP	15	BÜ	Ps

Bezeichnung				Plattengeometrie						Stütze		Bewehrungsführung								Materialkennwerte							Bruch			Durchstanz-bewehrung	
												Zugbewehrung						Druck-bewehrung		Beton				Betonstahl			Last				
Versuchsserie	Nummer im Versuchsbericht	Forscher	Literatur	Typ der Versuchs-einrichtung	Geometrie der Lasteinleitung	Durchmesser der Lasteinleitungs-punkte	Plattendicke	statische Nutzhöhe	Schlankheit der Platte	Form der Stütze	Stützen-durchmmesser bzw. -seitenlänge	Ausrichtung der Längsbewehrung	Ø	e_x	e_y	$\rho_{l\,x}$	$\rho_{l\,y}$	$\rho'_{l\,x}$	$\rho'_{l\,y}$	$f_{c,cyl}$	f_{ct}	E_c	G_f	f_y	f_t	E_s	V_{max}	Versagensart	δ	Form	Versagensort
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[Nmm]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MN]	[-]	[mm]	[-]	[-]
06-09	10	Franz	[94]	A	k	1680	143	125	5,88	k	210	x/y	12	113	113	0,80	0,80	0,00	0,00	21,7	2,2	26,3	64	434	530	207	0,363	B	13,5	BÜ	Ps
06-10	11	Franz	[94]	A	k	1680	143	125	5,88	k	210	x/y	12	130	130	0,70	0,70	0,00	0,00	23,7	2,3	28,3	68	434	530	207	0,343	B	13,5	BÜ	Ps
06-11	12	Franz	[94]	A	k	1680	143	125	5,88	k	210	x/y	12	160	160	0,57	0,57	0,00	0,00	22,5	1,6	27,9	66	434	530	207	0,324	B	13	BÜ	Ps
06-12	13	Franz	[94]	A	k	1680	143	125	5,88	k	210	x/y	12	190	190	0,48	0,48	0,00	0,00	24,7	2,1	28,8	70	434	530	207	0,280	B	13,8	BÜ	Ps
06-13	14	Franz	[94]	A	k	1680	143	125	5,88	k	210	x/y	12	75	75	1,21	1,21	0,00	0,00	19,8	2,1	22,0	60	434	530	207	0,412	P	12	BÜ	Ps
07-01	L2	Narasiham	[189]	A	qa	2000	178	143	5,93	q	305	x/y	16	127	127	1,11	1,11	1,11	1,11	33,4	2,8	32,1	74	398	685		0,868	B	16,8	BÜ	
08-01	B6	Petcu	[190]	A	qa	2400	193	171	6,43	q	200	x/y				0,51	0,51	0,00	0,00	31,4	2,5	31,5	-	404			0,571			SE	
08-02	B7	Petcu	[190]	A	qa	2400	192	167	6,59	q	200	x/y				0,52	0,52	0,00	0,00	32,1	2,5	31,7	-	404			0,630			SE	
08-03	B8	Petcu	[190]	A	qa	2400	192	167	6,59	q	200	x/y				0,52	0,52	0,00	0,00	29,4	2,3	30,8	-	404			0,610			SE	
08-04	B9	Petcu	[190]	A	qa	2400	230	203	5,42	q	200	x/y				0,43	0,43	0,00	0,00	22,1	1,8	28,0	-	404			0,636			SE	
08-05	B10	Petcu	[190]	A	qa	2400	237	212	5,19	q	200	x/y				0,43	0,43	0,00	0,00	20,5	1,6	27,3	-	404			0,787			SE	
08-06	A7	Petcu	[190]	A	qa	2400	142	120	9,17	q	200	x/y				0,73	0,73	0,00	0,00	22,4	1,8	28,1	-	420			0,324			SE	
08-07	A8	Petcu	[190]	A	qa	2400	142	121	9,09	q	200	x/y				0,72	0,72	0,00	0,00	20,4	1,6	27,3	-	420			0,412			SE	
08-08	A5	Petcu	[190]	A	qa	2400	141	113	9,73	q	200	x/y				0,78	0,78	0,00	0,00	23,6	1,9	28,6	-	420			0,275			BÜ	
08-09	A6	Petcu	[190]	A	qa	2400	138	110	10,00	q	200	x/y				0,80	0,80	0,00	0,00	25,9	2,1	29,5	-	420			0,275			BÜ	
09-01	P3	Marti	[167]	A	k	2600	180	152	7,57	k	300	x/y	18	120	120	1,39	1,39	0,43	0,43	34,0	3,0	34,8	71	558	712	210	0,875	B	27,6	BÜ	Pc
10-01	A	Marti	[190]	A	k	1710	200	170	4,91	k	40	x/y	12	100	100	0,67	0,67	0,21	0,21	24,0	1,9	28,8	-	457			0,370			SE	
10-02	C	Marti	[190]	A	k	1710	200	170	4,91	k	40	x/y	12	120	120	0,55	0,55	0,21	0,21	24,5	2,0	29,0	-	455			0,365			SE	
10-03	D	Marti	[190]	A	k	1710	200	170	4,62	k	140	x/y	12	120	120	0,55	0,55	0,21	0,21	26,8	2,1	29,9	-	454			0,580			SE	
10-04	E	Marti	[190]	A	k	1710	200	170	4,29	k	250	x/y	12	120	120	0,55	0,55	0,21	0,21	20,6	1,6	27,4	-	457			0,560			SE	
11-01	SC8	Seible	[225]	A	qa	1698	157	121	5,76	q	305	x/y	13	90	90	1,17	1,17	0,00	0,00	33,6	2,6	32,2	-	448			0,592	P	24	BÜ	Pc/Pc
11-02	SC9	Seible	[225]	A	qa	1698	157	121	5,76	q	305	x/y	13	90	90	1,17	1,17	0,00	0,00	33,6	2,6	32,2	-	448			0,596	P	32	BÜ	Po
11-03	SC10	Seible	[225]	A	qa	1698	157	121	5,76	q	305	x/y	13	90	90	1,17	1,17	0,00	0,00	33,6	2,6	32,2	-	448			0,538	P	27	BÜ	Pc
11-04	SC7	Seible	[225]	A	qa	1698	150	121	5,74	q	310	x/y	13			1,17	1,17	0,00	0,00	33,6	2,6	32,2	-	450		210	0,623	P	34	I-Seg.	Po
11-05	SC11	Seible	[225]	A	qs	1698	150	121	5,74	q	310	x/y	13			1,17	1,17	0,00	0,00	33,6	2,6	32,2	-	450		210	0,596	P	32	DL	Po
11-06	SC12	Seible	[225]	A	qs	1698	150	121	5,74	q	310	x/y	13			1,17	1,17	0,00	0,00	33,6	2,6	32,2	-	450		210	0,595	P	37	DL	Po
11-07	SC 13	Seible	[225]	A	qs	1698	150	121	5,74	q	310	x/y	13			1,17	1,17	0,00	0,00	33,6	2,6	32,2	-	450		210	0,580	P	32	DL	Po
12-01	S14	Swamy	[234]	A	qa	1690	125	100	7,70	q	150	x/y	10			0,75	0,75	0,30	0,30	37,4	2,3	33,4	66	462	598		0,334	P		SE	Ps
12-02	S17	Swamy	[234]	A	qa	1690	125	100	7,70	q	150	x/y	10			0,75	0,75	0,30	0,30	37,4	2,3	33,4	66	462	598		0,357	B		SE	
13-01	P6	Pralong	[203]	A	k	1300	180	154	3,25	k	300	t	16	100	keine	1,31	0,00	0,32	0,00	30,0	2,2	38,1	65	515	683	202	0,594	P	16,5	Bü	Po
13-02	P22	Müller, F.X.	[186]	A	k	1300	185	153,5	3,26	k	300	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,33	0,33	32,9	2,4	31,6	69	507,3	637	200	1,040	B	35	BÜ	Pc
14-01	HSC3S	Hallgren	[121]	A	k	2400	240	200	5,38	k	250	x/y	16	160	160	0,63	0,63	0,00	0,00	92,4	5,9	37,4	158	632			1,329	P	30	SE	Pc
14-02	HSC7S	Hallgren	[121]	A	k	2400	240	200	5,38	k	250	x/y	16	210	210	0,48	0,48	0,00	0,00	85,0	6,7	39,4	156	630			1,106	FP	28	SE	Pc
15-01	2	Broms	[64]	A	k	2000	180	150	5,83	q	250	x/y	12	120	120	0,63	0,63	0,00	0,00	27,9	2,2	30,3	-	681	830		0,523	P	20	Bü	Pc
15-02	3	Broms	[64]	A	k	2000	180	150	5,83	q	250	x/y	12	80	80	0,94	0,94	0,00	0,00	26,7	2,1	29,8	-	681	830		0,558	P	15	Bü	Po
15-03	4	Broms	[64]	A	k	2000	180	150	5,83	q	250	x/y	10	90	90	0,58	0,58	0,00	0,00	17,2	1,3	25,8	-	656	783		0,415	P	20	Bü	Pc
15-04	5	Broms	[64]	A	k	2000	180	150	5,83	q	250	x/y	12			0,71	0,71	0,00	0,00	19,6	1,5	26,9	-	684	827		0,434	P	20	Bü	Pc
15-05	6	Broms	[64]	A	k	2000	180	150	5,83	q	250	x/y	10			0,48	0,48	0,21	0,21	23,2	1,9	28,5	-	665	793		0,608	B	80	Bü/SE	
15-06	7	Broms	[64]	A	k	2000	180	150	5,83	q	250	x/y	12	90	90	0,84	0,84	0,37	0,37	19,6	1,5	26,9	-	691	969		1,006	B	90	Bü/SE	
15-07	8	Broms	[64]	A	k	2000	180	150	5,83	q	250	x/y	12	90	90	0,84	0,84	0,37	0,37	20,8	1,6	27,4	-	691	969		0,878	B	90	Bü/SE	

Bezeichnung				Plattengeometrie						Stütze		Bewehrungsführung								Materialkennwerte							Bruch			Durchstanz-bewehrung	
												Zugbewehrung						Druck-bewehrung		Beton				Betonstahl			Last				
Versuchsserie	Nummer im Versuchsbericht	Forscher	Literatur	Typ der Versuchs-einrichtung	Geometrie der Lasteinleitung	Durchmesser der Lasteinleitungs-punkte	Plattendicke	statische Nutzhöhe	Schlankheit der Platte	Form der Stütze	Stützen-durchmesser bzw. -seitenlänge	Ausrichtung der Längsbewehrung	Ø	e_x	e_y	$\rho_{l\,x}$	$\rho_{l\,y}$	$\rho'_{l\,x}$	$\rho'_{l\,y}$	$f_{c,cyl}$	f_{ct}	E_c	G_f	f_y	f_t	E_s	V_{max}	Versagensart	δ	Form	Versagensort
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[Nmm]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MN]	[-]	[mm]	[-]	[-]
16-01	FV1	Lovrovich	[163]	A	k	203	100	82,5	0,62	k	101	x/y	10	49,3	49,3	1,75	1,75	1,75	1,75	38,9	3,0	33,8	82	530,9	621		0,262	P	0	HA	
16-02	FV2	Lovrovich	[163]	A	k	406,4	100	82,5	1,85	k	101	x/y	10	49,3	49,3	1,75	1,75	1,75	1,75	38,9	3,0	33,8	82	530,9	621		0,275	P	0	HA	
16-03	FV3	Lovrovich	[163]	A	k	609,6	100	82,5	3,08	k	101	x/y	10	49,3	49,3	1,75	1,75	1,75	1,75	38,9	3,0	33,8	82	530,9	621		0,279	P	0	HA	
16-04	FV4	Lovrovich	[163]	A	k	812,8	100	82,5	4,31	k	101	x/y	10	49,3	49,3	1,75	1,75	1,75	1,75	38,9	3,0	33,8	82	530,9	621		0,342	P	0	HA	
16-05	FV5	Lovrovich	[163]	A	k	1219,2	100	82,5	6,78	k	101	x/y	10	49,3	49,3	1,75	1,75	1,75	1,75	38,9	3,0	33,8	82	530,9	621		0,550	P	0	HA	
17-01	1	Regan	[216]	A	qa	2742	300	259	4,14	k	600	x/y	16	125	125	0,62	0,62	0,41	0,41	41,8	3,2	34,6	88	520			1,800	P	20	Sz	Ps
18-01	S2	Kinnunen	[146]	A	qs	4680	730	669	2,90	k	800	x/y	16	120	160	0,50	0,56	0,14	0,09	26,7	2,4	29,8	76	619,6			8,215	B	20	Bü	Ps
18-02	S3	Kinnunen	[146]	A	qs	4680	730	669	2,90	k	800	x/y	16	120	160	0,50	0,56	0,14	0,09	26,3	2,3	29,7	75	614,2			8,150	B	0	Bü	Ps
19-01	S1.1s	Tolf	[236]	A	k	1190	120	100	5,33	k	125	x/y	8	60	65	0,84	0,84	0,00	0,00	24,1	1,9	28,8	56	706			0,261	P	8	BÜ	Ps
19-02	S1.2s	Tolf	[236]	A	k	1190	120	100	5,33	k	125	x/y	8	60	65	0,84	0,84	0,00	0,00	24,8	2,0	29,1	57	711			0,259	P		BÜ	Ps
19-03	S1.3s	Tolf	[236]	A	k	1190	120	100	5,33	k	125	x/y	8	150	150	0,34	0,34	0,00	0,00	24,1	1,9	28,8	56	709			0,144	P	24	BÜ	Ps
19-04	S1.4s	Tolf	[236]	A	k	1190	120	100	5,33	k	125	x/y	8	150	150	0,34	0,34	0,00	0,00	24,0	1,9	28,8	55	710			0,147	P		BÜ	Ps
19-05	S2.1s	Tolf	[236]	A	k	2400	240	195	5,51	k	250	x/y	16	120	130	0,86	0,86	0,00	0,00	19,3	1,5	26,8	60	669			0,894	P	15	BÜ	Po
19-06	S2.2s	Tolf	[236]	A	k	2400	240	195	5,51	k	250	x/y	16	120	130	0,86	0,86	0,00	0,00	19,7	1,6	27,0	61	672			0,851	P		BÜ	Po
19-06	S2.3s	Tolf	[236]	A	k	2400	240	200	5,38	k	250	x/y	16	300	300	0,34	0,34	0,00	0,00	25,7	2,0	29,4	74	671			0,562	P	20	BÜ	Ps
19-07	S2.4s	Tolf	[236]	A	k	2400	240	200	5,38	k	250	x/y	16	300	300	0,34	0,34	0,00	0,00	26,3	2,1	29,7	75	669			0,542	P		BÜ	Ps
20-01	2	Chana	[68]	A	qs	2400	240	200	5,25	q	300	x/y	20	200	200	0,79	0,79	0,00	0,00	40,0	3,0	34,1	85	500			1,057	P		BÜ	
20-02	3	Chana	[68]	A	qs	2400	240	200	5,25	q	300	x/y	20	200	200	0,79	0,79	0,00	0,00	37,0	2,8	33,3	81	500			1,139	P		BÜ	
20-03	4	Chana	[68]	A	qs	2400	240	200	5,25	q	300	x/y	20	200	200	0,79	0,79	0,00	0,00	40,9	3,1	34,4	86	500			1,302	P		BÜ	
20-04	5	Chana	[68]	A	qs	2400	250	210	5,00	q	300	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,00	0,00	34,5	2,7	32,5	77	500			1,382	P		BÜ	
20-05	6	Chana	[68]	A	qs	2400	250	210	5,00	q	300	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,00	0,00	39,1	3,0	33,9	84	500			1,283	P		BÜ	
20-06	7	Chana	[68]	A	qs	2400	250	210	5,00	q	300	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,00	0,00	36,4	2,8	33,1	80	500			1,429	P		BÜ	
20-07	8	Chana	[68]	A	qs	2400	250	210	5,00	q	300	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,00	0,00	35,7	2,8	32,9	79	500			1,327	P		BÜ	
20-08	9	Chana	[68]	A	qs	2400	228	188	5,59	q	300	x/y	20	200	200	0,84	0,84	0,00	0,00	38,3	2,9	33,6	82	500			1,135	P		BÜ	
21-01	FPS2	Chana	[69]	S	qa	2400	250	210	4,76	q	400	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,85	0,85	30,9	2,4	31,3	71	500			1,510			BÜ	
21-02	FPS3	Chana	[69]	S	qa	2400	250	210	4,76	q	400	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,85	0,85	30,6	2,5	31,2	71	500			1,773			BÜ	
21-03	FPS4	Chana	[69]	S	qa	2400	250	210	4,76	q	400	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,85	0,85	34,6	2,4	32,5	77	500			2,028			BÜ	
21-04	FPS5	Chana	[69]	S	qa	2400	250	210	4,76	q	400	x/y	20	175	175	0,85	0,85	0,85	0,85	29,0	2,5	30,7	68	500			1,940			BÜ	
22-01	T2	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	60	60	1,32	1,32	0,66	0,66	19,4	1,5	26,8	-	811			0,600	P	2	Bü	Ps
22-02	T3	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	60	60	1,32	1,32	0,66	0,66	19,7	1,6	27,0	-	811			0,727	P	7	Bü	Ps
22-03	T4	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	60	60	1,32	1,32	0,66	0,66	20,3	1,6	27,2	-	811			0,697	P	3	Bü	Ps
22-04	T5	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	60	60	1,32	1,32	0,66	0,66	18,8	1,5	26,6	-	811			0,762	P	7	Bü	Ps
22-05	T6	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	60	60	1,32	1,32	0,66	0,66	20,2	1,6	27,2	-	811			0,735	P	6	Bü	Ps
22-06	K2	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	80	80	0,99	0,99	0,99	0,99	22,6	1,8	28,2	-	568			0,950	P	6	HA	Pc
22-07	K3	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	80	80	0,99	0,99	0,99	0,99	21,5	1,7	27,8	-	568			1,183	P	5	HA	Pc
22-08	K4	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	80	80	0,99	0,99	0,99	0,99	22,8	1,8	28,3	-	568			1,153	P	7	HA	Pc
22-09	K5	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	80	80	0,99	0,99	0,99	0,99	21,6	1,7	27,8	-	568			1,440	P	7	HA	Pc
22-10	K6	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	80	80	0,99	0,99	0,99	0,99	21,9	1,7	27,9	-	568			1,274	P	7	HA	Pc
22-11	K7	Yamada	[244]	A	qa	1500	200	167	3,59	q	300	x/y	13	80	80	0,99	0,99	0,99	0,99	23,1	1,8	28,4	-	568			1,498	P	4	HA	Pc
23-01	2	Chana	[70]	A	k	2400	228	188	5,59	q	300	x/y	20	200	200	0,84	0,84	0,13	0,13	37,1	2,9	33,3	-	520			0,981	P	0	Bü	Po
23-02	3	Chana	[70]	A	k	2400	228	188	5,59	q	300	x/y	20	200	200	0,84	0,84	0,13	0,13	39,7	3,0	34,0	-	520			1,286	P	0	BÜ	Po
23-03	4	Chana	[70]	A	k	2400	228	188	5,59	q	300	x/y	20	200	200	0,84	0,84	0,13	0,13	38,3	2,9	33,6	-	520			1,135	P	0	Bü	Ps
24-01	HS20	Marzouk	[172]	A	qa	1830	150	120	6,58	q	250	x/y	15	166	166	0,89	0,89	0,21	0,21	66,6	4,3	38,0	122	490	690		0,419	P	18,2	Bü	
24-02	HS21	Marzouk	[172]	A	qa	1830	150	120	6,58	q	250	x/y	15	166	166	0,89	0,89	0,21	0,21	64,8	4,3	37,7	119	490	690		0,610	P	22,9	SE	
24-03	HS18	Marzouk	[172]	A	qa	1830	150	120	6,58	q	250	x/y	15	166	166	0,89	0,89	0,21	0,21	61,2	4,2	37,0	115	490	690		0,512	P	20,2	SE	

Bezeichnung				Plattengeometrie						Stütze		Bewehrungsführung								Materialkennwerte							Bruch			Durchstanz-bewehrung	
												Zugbewehrung						Druck-bewehrung		Beton				Betonstahl			Last				
Versuchsserie	Nummer im Versuchsbericht	Forscher	Literatur	Typ der Versuchs-einrichtung	Geometrie der Lasteinleitung	Durchmesser der Lasteinleitungs-punkte	Plattendicke	statische Nutzhöhe	Schlankheit der Platte	Form der Stütze	Stützen-durchmmesser bzw. -seitenlänge	Ausrichtung der Längsbewehrung	Ø	e_x	e_y	$\rho_{l\,x}$	$\rho_{l\,y}$	$\rho'_{l\,x}$	$\rho'_{l\,y}$	$f_{c,cyl}$	f_{ct}	E_c	G_f	f_y	f_t	E_s	V_{max}	Versagensart	δ	Form	Versagensort
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[Nmm]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MN]	[-]	[mm]	[-]	[-]
25-01	P1-I	Beutel	[129]	A	k	2400	230	190	5,26	q	400	x/y	14	100	100	0,81	0,81	0,24	0,24	27,3	1,7	23,9	61	572	671	221	1,151	P	21	SZ	Po
25-02	P1-II	Beutel	[129]	A	k	2400	230	190	5,26	q	400	x/y	14	100	100	0,81	0,81	0,24	0,24	26,2	1,4	25,5	59	572	671	221	1,055	P	18	Bü	Po
25-03	P2-I	Beutel	[129]	A	k	2400	230	190	5,26	q	400	x/y	14	100	100	0,81	0,81	0,24	0,24	37,9	1,8	28,8	76	549	621	227	1,326	P	20,3	Ib	Pc
25-04	P2-II	Beutel	[129]	A	k	2400	230	190	5,26	q	400	x/y	14	100	100	0,81	0,81	0,24	0,24	29,8	1,9	24,9	64	549	621	227	1,109	P	22	Bü	Pc
25-05	P2-III	Beutel	[129]	A	k	2400	230	190	5,26	q	400	x/y	14	100	100	0,81	0,81	0,24	0,24	37,5	1,9	26,9	76	549	621	227	1,276	B	35	III	
25-06	P3-I	Beutel	[129]	A	k	2400	270	220	4,73	q	320	x/y	20	125	125	1,14	1,14	0,41	0,41	23,2	1,8	22,2	54	557	667	220	1,624	P	19,7	Ib	Pc
25-07	P4-III	Beutel	[129]	A	k	2400	267	222	4,68	q	320	x/y	20	12	125	1,13	1,13	0,41	0,41	27,8	1,9	25,7	61	557	667	220	1,522	P	14,1	Ib	Pc
25-08	P5-I	Beutel	[129]	A	k	2400	270	220	4,73	q	320	x/y	20	105	105	1,36	1,36	0,41	0,41	45,3	3,0	28,5	86	557	667	228	1,936	P	14,1	Ib	Pc
25-09	P6-I	Beutel	[129]	A	k	2400	273	223	4,66	q	320	x/y	25	125	125	1,76	1,76	0,55	0,55	46,3	3,0	27,3	88	532	641	229	2,349	P	14,3	Ib	Pc
25-10	P7-I	Beutel	[129]	A	k	2400	275	229	4,54	q	320	x/y	20	105	105	1,31	1,31	0,40	0,40	40,0	2,4	28,6	79	557	667	228	2,117	P	30	Ib	Pc
26-01	2V10	Lee	[156]	A	qs	1500	200	155	3,90	q	290	x/y	20	100	100	2,03	2,03	0,00	0,00	75,2	4,5	39,4	-	500			1,190	P	10,6	BÜ	
26-02	2V20	Lee	[156]	A	qs	1500	200	160	3,78	q	290	x/y	20	100	100	1,96	1,96	0,00	0,00	77,3	4,6	39,7	-	500			1,450	P	10,6	BÜ	
26-03	2V21	Lee	[156]	A	qa	1500	200	160	3,78	q	290	x/y	20	100	100	1,96	1,96	0,00	0,00	78,3	4,6	39,9	-	500			1,480	P	10,2	BÜ	
26-04	2V22	Lee	[156]	A	qa	1500	200	160	3,78	q	290	x/y	20	100	100	1,96	1,96	0,00	0,00	77,9	4,6	39,8	-	500			1,690	FP	18	BÜ	
26-05	3V20	Lee	[156]	A	qs	2250	275	230	4,02	q	400	x/y	20	90	90	1,52	1,52	0,00	0,00	71,2	4,4	38,7	-	500			1,900	P	13,8	BÜ	
27-01	3V	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	105	6,91	q	120	x/y	13	97	97	1,20	1,20	0,21	0,21	63,0	4,2	37,3	-	575	1000		0,386	P		Bü	Po
27-02	4V	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	103	7,05	q	120	x/y	13	92	92	1,30	1,30	0,21	0,21	66,4	4,3	37,9	-	575	643		0,377	P		Bü	Po
27-03	5V	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	103	7,05	q	120	x/y	13	92	92	1,30	1,30	0,21	0,21	61,5	4,2	37,1	-	575	1000		0,423	P		Bü	Po
27-04	6I	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	100	7,26	q	120	x/y	13	88	88	1,40	1,40	0,22	0,22	62,4	4,2	37,2	-	575	1000		0,410	P		SE	Po
27-05	7I	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	100	7,26	q	120	x/y	13	88	88	1,40	1,40	0,22	0,22	60,0	4,1	36,8	-	575	1000		0,490	P		SE	Po
27-06	8I	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	100	7,26	q	120	x/y	13	88	88	1,40	1,40	0,22	0,22	62,6	4,2	37,3	-	575	1000		0,540	FP		SE	Po
27-07	9I	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	100	7,26	q	120	x/y	13	88	88	1,40	1,40	0,22	0,22	60,0	4,1	36,8	-	575	1000		0,560	FP		SE	Po
27-08	10I	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	105	6,91	q	120	x/y	13	90	90	1,30	1,30	0,21	0,21	61,0	4,2	37,0	-	575	1000		0,520	P		SE	Pc
27-09	11I	Oliveira	[192]	A	qs	1572	130	102	7,12	q	120	x/y	13	90	90	1,34	1,34	0,21	0,21	62,1	4,2	37,2	-	575	1000		0,551	FP		SE	Pc
32-01	P17	Müller,F.X.	[186]	A	k	1300	185	153,5	3,26	k	300	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,33	0,33	29,6	2,4	27,8	64	507,3	637	200	0,860	B	29,5	Bü	Ps
32-02	P19	Müller,F.X.	[186]	A	k	1300	185	153,5	3,26	k	300	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,33	0,33	33,2	2,5	30,4	69	507,3	637	200	0,800	P	20,4	Bü	PoS
33-01	L-301	Gomes	[114]	A	qa	2700	200	164	7,62	q	200	x/y	16	100	100	1,23	1,23	0,20	0,20	31,4	2,5	31,5	-	538	847	210	0,830	P		SZ	Pc
33-02	L-302	Gomes	[114]	A	qa	2700	200	164	7,62	q	200	x/y	16	100	100	1,23	1,23	0,20	0,20	28,4	2,3	30,5	-	538	847	210	0,790	P		SZ	Pc-Pc
33-03	L-303	Gomes	[114]	A	qa	2700	200	154	8,12	q	200	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,22	0,22	35,3	2,7	32,7	-	538	847	210	0,966	P		SZ	Pc
33-04	L-304	Gomes	[114]	A	qa	2700	200	164	7,62	q	200	x/y	16	100	100	1,23	1,23	0,20	0,20	30,0	2,4	31,0	-	538	847	210	0,956	P		SZ	Ps
33-05	L-306	Gomes	[114]	S	qa	2700	200	164	7,62	q	200	x/y	16	100	100	1,23	1,23	0,20	0,20	31,1	2,4	31,4	-	538	847	210	0,950	P		SZ	Ps
33-06	L308	Gomes	[114]	A	qa	2700	200	154	8,12	q	200	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,22	0,22	31,2	2,5	31,4	-	538	847	210	1,020	P		SZ	Pc
34-01	16	Gomes	[109]	A	qa	2742	200	156	8,15	q	200	x/y	20	120	120	1,68	1,68	0,42	0,42	28,8	2,3	30,6	68	540	658	210	1,140	P		DL	Po
35-01	2	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	153	8,31	q	200	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,22	0,22	35,8	2,7	32,9	79	680	810	210	0,693	P	16	I-Sect	Ps
35-02	3	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	158	8,04	q	200	x/y	16	100	100	1,27	1,27	0,21	0,21	40,7	3,1	34,3	86	670	768	210	0,773	P	18	I-Sect	Ps/Pc
35-03	4	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	159	7,99	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	33,3	2,8	32,1	75	670	768	210	0,853	P	21	I-Sect	Po
35-04	5	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	159	7,99	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	36,1	3,2	33,0	79	670	768	210	0,853	P	22	I-Sect	Po
35-05	6	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	159	7,99	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	38,8	3,2	33,8	83	670	768	210	1,040	P	26	I-Sect	Po
35-06	7	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	159	7,99	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	35,2	2,7	32,7	78	670	768	210	1,120	P	34	I-Sect	Po
35-07	8	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	159	7,99	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	35,4	3,1	32,8	78	670	768	210	1,200	P	31	I-Sect	Po
35-08	9	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	159	7,99	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	41,6	2,7	34,6	87	670	768	210	1,227	P	38	I-Sect	Po
35-09	10	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	154	8,25	q	200	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,22	0,22	36,8	2,7	33,2	80	670	768	210	0,800	P	19	I-Sect	Ps
35-10	11	Gomes	[108]	A	qa	2742	200	154	8,25	q	200	x/y	16	100	100	1,31	1,31	0,22	0,22	35,9	2,8	32,9	79	670	768	210	0,907	P	19	I-Sect	Ps
38-01	V1	Beutel	[131]	A	k	2500	290	250	4,60	k	200	x/y	15	88	88	0,80	0,80	0,13	0,13	32,0	2,9	25,1	68	917,8	1135	192	1,250	P	16	DKA	Pc
38-02	V2	Beutel	[131]	A	k	2400	290	250	4,40	k	200	x/y	15	88	88	0,80	0,80	0,13	0,13	36,6	2,8	28,6	74	917,8	1135	192	1,424	P	20	DKA	Pc

Bezeichnung				Plattengeometrie						Stütze		Bewehrungsführung								Materialkennwerte							Bruch			Durchstanz-bewehrung	
												Zugbewehrung						Druck-bewehrung		Beton				Betonstahl			Last				
Versuchsserie	Nummer im Versuchsbericht	Forscher	Literatur	Typ der Versuchs-einrichtung	Geometrie der Lasteinleitung	Durchmesser der Lasteinleitungs-punkte	Plattendicke	statische Nutzhöhe	Schlankheit der Platte	Form der Stütze	Stützen-durchmesser bzw. -seitenlänge	Ausrichtung der Längsbewehrung	Ø	e_x	e_y	$\rho_{l\,x}$	$\rho_{l\,y}$	$\rho'_{l\,x}$	$\rho'_{l\,y}$	$f_{c,cyl}$	f_{ct}	E_c	G_f	f_y	f_t	E_s	V_{max}	Versagensart	δ	Form	Versagensort
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[Nmm]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MN]	[-]	[mm]	[-]	[-]
38-03	V3	Beutel	[131]	A	k	2400	285	250	4,40	k	200	x/y	15	88	88	0,80	0,80	0,13	0,13	23,2	2,0	24,0	54	889	1095	192	1,182	P	12	DKA	Pc
38-04	V4	Beutel	[131]	A	k	2400	383	350	3,14	k	200	x/y	15	100	100	0,50	0,50	0,10	0,10	26,0	2,5	23,2	59	901	1109	199	1,679	P	14,2	DKA	Pc
39-01	Z1	Beutel	[132]	A	k	2400	285	250	4,40	k	200	x/y	15	88	88	0,80	0,80	0,13	0,13	24,8	1,9	24,5	57	889	1095	199	1,323	P	15,5	DKA	Pc
39-02	Z2	Beutel	[132]	A	k	2400	285	250	4,40	k	200	x/y	15	88	88	0,80	0,80	0,13	0,13	26,3	2,1	24,5	59	889	1095	199	1,442	P	16	DKA	Pc
39-03	Z3	Beutel	[132]	A	k	2400	285	250	4,40	k	200	x/y	15	88	88	0,80	0,80	0,13	0,13	24,1	2,0	25,8	56	889	1095	199	1,616	P	17,5	DKA	Pc
39-04	Z4	Beutel	[132]	A	k	2400	285	250	4,40	k	200	x/y	15	88	88	0,80	0,80	0,13	0,13	31,5	2,1	25,6	67	889	1095	199	1,646	P	13,5	DKA	Pc
39-05	Z5	Beutel	[132]	A	k	2400	285	250	4,27	k	263	x/y	20	100	100	1,26	1,26	0,13	0,13	28,0	2,0	23,6	62	562,3	622	192	2,024	P	17,5	DKA	Pc
39-06	Z6	Beutel	[132]	A	k	2400	285	250	4,40	k	200	x/y	20	100	100	1,26	1,26	0,13	0,13	37,3	3,0	28,6	75	562,3	622	192	1,954	P	17,8	DKA	Pc
40-01	Versuch 1	Ladner	[153]	A	k	2400	280	240	4,38	k	300	x/y	22	100	100	1,58	1,58	0,47	0,47	27,7	2,2	30,2	78	540	650		2,105	P	22	DL	Ps
40-02	Versuch 2	Ladner	[153]	A	k	2400	280	240	4,38	k	300	x/y	20	100	100	1,31	1,31	0,47	0,47	26,6	2,1	29,8	75	540	650		1,650	P	14	DL	Po-Ps
40-03	Versuch 3	Ladner	[153]	A	k	2400	280	240	4,38	k	300	x/y	21	100	100	1,23	1,23	0,47	0,47	25,3	2,0	29,3	73	540	650		1,800	P	21	DL	Ps
41-01	S1	Langohr	[155]	A	qa	1698	152	110,7	6,29	q	305	x/y	16			1,41	1,41	0,47	0,47	27,6	2,2	30,2	-	481		210	0,532	P	65	I-Sekt	Pc
41-02	S2	Langohr	[155]	A	qa	1698	152	110,7	6,29	q	305	x/y	16			1,41	1,41	0,47	0,47	27,6	2,2	30,2	-	481		210	0,532	P	65	I-Sekt	Pc
41-03	S3	Langohr	[155]	A	qa	1698	152	110,7	6,29	q	305	x/y	16			1,41	1,41	0,47	0,47	27,6	2,2	30,2	-	481		210	0,421	P	21	I-Sekt	Po
41-04	S4	Langohr	[155]	A	qa	1698	152	110,7	6,29	q	305	x/y	16			1,41	1,41	0,47	0,47	27,6	2,2	30,2	-	481		210	0,445	P	25	I-Sekt	Po
41-05	S5	Langohr	[155]	A	qa	1698	152	110,7	6,29	q	305	x/y	16			1,41	1,41	0,47	0,47	27,6	2,2	30,2	-	481		210	0,445	P	25	I-Sekt	Ps
41-06	S6	Langohr	[155]	A	qa	1698	152	110,7	6,29	q	305	x/y	16			1,41	1,41	0,47	0,47	27,6	2,2	30,2	-	481		210	0,466	P	28	I-Sekt	Ps
42-01	1	Maissen	[164]	A	k	2000	200	165	5,30	k	250	x/y	20	135	135	1,41	1,41	0,35	0,35	28,4	2,3	30,4	79	537	650	210	0,720	P	16	SZ	Ps
42-02	2	Maissen	[164]	A	k	2000	240	205	4,27	k	250	x/y	20	135	135	1,14	1,14	0,28	0,28	27,2	2,2	30,0	77	537	650	210	1,092	P	18	SZ	Po
42-03	3	Maissen	[164]	A	k	2000	280	245	3,57	k	250	x/y	20	135	135	0,95	0,95	0,24	0,24	27,9	2,2	30,3	78	537	650	210	1,469	P	18	SZ	Po
43-01	4	Maissen	[164]	A	k	2000	280	239	3,56	k	300	x/y	21	117	117	1,24	1,24	0,47	0,47	27,9	2,9	30,3	78	578	646	210	1,445	P	16	SZ	Ps
44-01	AB 2	Mokhtar	[183]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	115	1,37	1,55	0,59	0,59	44,8	3,3	35,4	-	516		210	0,520	P		DL	Po
44-02	AB 3	Mokhtar	[183]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	115	1,37	1,55	0,59	0,59	27,1	2,2	30,0	-	516		210	0,545	P		DL	Po
44-03	AB 4	Mokhtar	[183]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	115	1,37	1,55	0,59	0,59	48,4	3,6	36,4	-	516		210	0,583	P		DL	Po
44-04	AB 5	Mokhtar	[183]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	115	1,37	1,55	0,59	0,59	47,2	3,5	36,1	-	516		210	0,545	P		DL	Po
44-05	AB 6	Mokhtar	[183]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	115	1,37	1,55	0,59	0,59	34,2	2,7	32,4	-	516		210	0,583	P		DL	Po
44-06	AB 7	Mokhtar	[183]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	115	1,37	1,55	0,59	0,59	41,3	3,1	34,5	-	516		210	0,583	P		DL	Po
44-07	AB 8	Mokhtar	[183]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	115	1,37	1,55	0,59	0,59	35,4	2,7	32,8	-	516		210	0,541	P		DL	Po
45-01	1	Müller, H.H.	[184]	A	k	2236	280	240	4,03	q	300	x/y	18	100	100	1,06	1,06	0,33	0,33	30,6	2,4	31,2	83	558,3	686	210	1,667	P	9,37	DKA	Po
45-02	2	Müller, H.H.	[184]	A	k	2236	280	220	4,40	k	300	x/y	20	100	100	1,43	1,43	0,36	0,36	30,6	2,4	31,2	83	546	686	210	1,575	P	7,8	DKA	
45-03	3	Müller, H.H.	[184]	A	k	2236	280	248	3,90	k	300	x/y	12	150	150	0,30	0,30	0,32	0,32	30,6	2,4	31,2	83	535	621	210	0,849	FP	17,8	DKA	
46-01	4	Müller, H.H.	[185]	A	k	2236	320	280	3,19	k	450	x/y	18	100	100	0,92	0,92	0,28	0,28	21,5	1,7	27,7	51	572	717	210	1,928	P	7,8	DKA	
47-01	PSSB	Pilakoutas	[200]	A	qa	1900	175	139	6,12	q	200	x/y	16	200	200	0,72	0,72	0,41	0,41	32,4	2,5	31,8	-	500	560	210	0,560	B	25,4	SB	
47-02	PSSC	Pilakoutas	[200]	A	qa	1900	175	139	6,12	q	200	x/y	16	200	200	0,72	0,72	0,41	0,41	34,3	2,7	32,4	-	500	560	210	0,560	B	24,1	SB	
47-03	PSSD	Pilakoutas	[200]	A	qa	1900	175	139	6,12	q	200	x/y	16	200	200	0,72	0,72	0,41	0,41	35,1	2,7	32,7	-	500	560	210	0,560	FP	21,4	SB	Po

Bezeichnung				Plattengeometrie						Stütze		Bewehrungsführung								Materialkennwerte							Bruch			Durchstanz-bewehrung	
												Zugbewehrung						Druck-bewehrung		Beton				Betonstahl			Last				
Versuchsserie	Nummer im Versuchsbericht	Forscher	Literatur	Typ der Versuchs-einrichtung	Geometrie der Lasteinleitung	Durchmesser der Lasteinleitungs-punkte	Plattendicke	statische Nutzhöhe	Schlankheit der Platte	Form der Stütze	Stützen-durchmesser bzw. -seitenlänge	Ausrichtung der Längsbewehrung	Ø	e_x	e_y	$\rho_{l\,x}$	$\rho_{l\,y}$	$\rho'_{l\,x}$	$\rho'_{l\,y}$	$f_{c,cyl}$	f_{ct}	E_c	G_f	f_y	f_t	E_s	V_{max}	Versagensart		δ	Form	Versagensort
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[Nmm]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MN]	[-]		[mm]	[-]	[-]
47-04	PSSE	Pilakoutas	[200]	A	qa	1900	175	139	6,12	q	200	x/y	16	200	200	0,72	0,72	0,41	0,41	36,1	2,8	33,0	-	500	560	210	0,573	FP	26,3		SB	Ps
47-05	PSSF	Pilakoutas	[200]	A	qa	1900	175	139	6,12	q	200	x/y	16	200	200	0,72	0,72	0,41	0,41	36,1	2,8	33,0	-	500	560	210	0,598	FP	30,2		SB	Ps
47-06	PSSG	Pilakoutas	[200]	A	qa	1900	175	139	6,12	q	200	x/y	16	200	200	0,72	0,72	0,41	0,41	31,6	2,5	31,6	-	500	560		0,590	FP	27,8		SB	Ps
48-01	2	Regan	[210]	A	qs	2586	160	128	9,16	q	240	x/y	16	120	120	1,31	1,31	0,74	0,74	27,8	2,2	30,2	-	518		210	0,617	P			SL	Ps
48-02	3	Regan	[210]	A	qs	2586	160	128	9,16	q	240	x/y	16	120	120	1,31	1,31	0,74	0,74	29,1	2,3	30,7	-	518		210	0,750	P			SL	Ps
48-03	4	Regan	[210]	A	qs	2586	160	128	9,16	q	240	x/y	16	120	120	1,31	1,31	0,00	0,00	34,1	2,7	32,4	-	518		210	0,696	P			SL	Po
49-01	1	Regan	[217]	A	qa	2742	210	151	8,30	k	235	x/y	32	300	300	1,77	1,77	0,00	0,00	31,9	2,5	31,7	-	500		210	0,880	P			DKA	Po
49-02	2	Regan	[217]	A	qa	2742	210	156	8,04	k	235	x/y	25	200	200	1,57	1,57	0,00	0,00	36,3	2,8	33,0	-	500		210	0,920	P			DKA	Po
49-03	3	Regan	[217]	A	qa	2742	210	165	7,60	k	235	x/y	18	100	100	1,54	1,54	0,00	0,00	36,5	2,8	33,1	-	500		210	1,000	P			DKA	Po
50-01	A1	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	20	120	120	1,64	1,64	0,41	0,14	38,9	3,0	33,8	83	540	658	210	1,000	P	21,5		DKA	Po
50-02	A2	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	20	120	120	1,64	1,64	0,41	0,14	44,7	3,3	35,4	92	540	658	210	0,950	P	24		DKA	Ps
50-03	R1	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	35,3	2,7	32,7	78	670	770	210	1,050	P	30		DL	Ps
50-04	R2	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	39,1	3,0	33,9	84	670	770	210	0,950	P	25		DL	Ps
50-05	R3	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	34,8	2,7	32,6	77	670	770	210	0,850	P			DKA	Po
50-06	R4	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	40,9	3,1	34,4	86	670	770	210	0,950	P			DKA	Po
50-07	R5	Samadian	[222]	A	qa	2742	280	244	4,59	q	500	x/y	18	150	150	0,70	0,70	0,27	0,27	26,4	2,1	29,7	64	500		210	1,440	P			DKA	Po
50-08	R6	Samadian	[222]	A	qa	2742	280	236	5,07	q	350	x/y	14	100	100	0,67	0,67	0,17	0,17	21,0	1,7	27,5	54	500		210	1,280	B			DKA	
50-09	RS1	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	36,8	2,8	33,2	80	670	770	210	0,925	P	23		SZ	Ps
50-10	RS2	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	16	100	100	1,26	1,26	0,21	0,21	35,2	2,7	32,7	78	670	770	210	0,950	P	24		SZ	Ps
50-11	S1	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	20	120	120	1,64	1,64	0,41	0,14	41,4	3,1	34,5	87	540	658	210	0,900	P	21,5		SL	Ps
50-12	S2	Samadian	[222]	A	qa	2742	200	160	7,94	q	200	x/y	20	120	120	1,64	1,64	0,41	0,14	45,8	3,4	35,7	94	540	658	210	0,950	P	20		SL	Ps
51-01	Nr.1	Stiglat	[233]	A	qs	2000	320	285	2,98	q	300	x/y	20			1,90	1,90	0,28	0,28	48,0	3,5	36,3	-	490	590	210	3,513		15		DL	
52-01	MV2	Van der Voet	[237]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	130	1,37	1,37	0,59	0,59	29,5	2,3	30,8	-	479		210	0,602	P			DKA	Po
52-02	MV3	Van der Voet	[237]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	130	1,37	1,37	0,59	0,59	29,3	2,3	30,7	-	509		210	0,556	P			DKA	Po
52-03	MV4	Van der Voet	[237]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	130	1,37	1,37	0,59	0,59	31,3	2,5	31,4	-	479		210	0,588	P			DKA	Po
52-04	MV5	Van der Voet	[237]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	130	1,37	1,37	0,59	0,59	36,5	2,8	33,1	-	479		210	0,592	P	39		DKA	Po
52-05	MV6	Van der Voet	[237]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	130	1,37	1,37	0,59	0,59	29,0	2,3	30,7	-	509		210	0,502	P	30		DKA	Ps
52-06	MV7	Van der Voet	[237]	A	qa	1800	150	113	6,86	q	250	x/y	16	130	130	1,37	1,37	0,59	0,59	37,1	2,9	33,3	-	509		210	0,592	P			DKA	Po

A.7 Zusatzdaten Durchstanzversuche mit Durchstanzbewehrung

| | | |

								1. Schubbewehrungsreihe				2. Schubbewehrungsreihe				3. Schubbewehrungsreihe				4. Schubbewehrungsreihe				5. Schubbewehrungsreihe			
Versuchsserie	Verteilung der Schubbewehrung	Verankerungselement	charakteristische Abmessungen der Verankerung	Umfassung der Zugbewehrung ?	Umfassung der Druckbewehrung ?	Streckgrenze der Durchstanzbewehrung	Zugfestigkeit der Durchstanzbewehrung	A_{sw1}	$Ø_{Schubbew.\ 1}$	α	l_{sw1}	A_{sw2}	$Ø_{Schubbew.\ 2}$	α_2	l_{sw2}	A_{sw3}	$Ø_{Schubbew.\ 3}$	α_3	l_{sw3}	A_{sw4}	$Ø_{Schubbew.\ 4}$	α_4	l_{sw4}	A_{sw5}	$Ø_{Schubbew.\ 5}$	α_5	l_{sw5}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]
06-09	U			ja	nein	305	399	400	8	90	40	600	8	90	200	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
06-10	U			ja	nein	305	399	600	8	90	100	200	8	90	230	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
06-11	U			ja	nein	305	399	600	8	90	120	200	8	90	300	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
06-12	U			ja	nein	305	399	200	8	90	0	400	8	90	190	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
06-13	U			ja	nein	305	399	500	8	90	75	700	8	90	225	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
07-01	U	Haken in der Zugzone		ja	ja	309	474	1710	9,5	45	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-01	Ha			ja	nein	404		620	-	45	0	620	-	45	150	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-02	HA			ja	nein	404		620	-	45	0	620	-	45	150	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-03	HA			ja	nein	354		700	-	45	0	1600	-	45	150	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-04	HA			ja	nein	404		620	-	45	0	620	-	45	150	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-05	HA			ja	nein	354		700	-	45	0	1600	-	45	100	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-06	HA			ja	nein	420		620	-	45	0	620	-	45	150	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-07	HA			ja	nein	395		1240	-	45	0	1240	-	45	150	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-08	U			ja	nein	208		740	-	90	50	740	-	90	175	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
08-09	U			ja	nein	234		1165	-	90	50	1165	-	90	175	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
09-01	U	Haken		ja	ja	543	692	400	8	90	120	800	8	90	240	800	8	90	360	1000	8	90	480	0	-	90	0
10-01	HA			nein	nein	435		1608	16	45	80	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
10-02	HA			ja	nein	455		1810	12	45	80	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
10-03	HA			ja	nein	455		1810	12	45	60	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
10-04	HA			ja	nein	455		1810	12	45	60	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
11-01	HA			ja	ja	490		900	5,7	90	60	900	5,7	90	180	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
11-02	HA			ja	ja	490		1020	5,7	90	60	1020	5,7	90	120	460	5,7	90	180	0	-	90	0	0	-	90	0
11-03	HA			ja	ja	490		560	5,7	90	60	560	5,7	90	100	560	5,7	90	140	560	5,7	90	180	0	-	90	0
11-04	U	I.Profilflansche		ja	ja	350	0	744	8,89	90	60,5	992	8,89	90	181,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
11-05	HA	Kopfbolzen	dk/ds=4,0	ja	ja	500	0	992	6,28	90	60,5	992	6,28	90	181,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
11-06	HA	Kopfbolzen	4	ja	ja	500	0	496	6,4	90	29	496	6,4	90	79,8	496	6,4	90	130,6	496	6,4	90	181,4	0	0	90	0
11-07	HA	Kopfbolzen	2	ja	ja	500	0	496	6,4	90	29	496	6,4	90	79,8	496	0	90	130,6	496	0	90	181,4	0	0	90	0
12-01	HA			nein	nein	462	567,5	502,6	8	60	82,5	502,6	8	60	187,5	402,2	8	60	292,5	301,6	8	60	373,5	0	-	90	0
12-02	HA			nein	nein	485	567,5	628,3	10	60	82,5	628,3	10	60	187,5	471,2	10	60	292,5	314	10	60	373,5	157	10	60	453,5
13-01	U			ja	ja	534	728	2400	8	90	50	2400	8	90	150	2400	8	90	250	2400	8	90	350	1200	8	90	450
13-02	U			ja	nein	562,9	643,4	1200	8	90	75	2400	8	90	230	2400	8	90	385	2400	8	90	540	1200	8	90	695
14-01	HA			ja	nein	503		4021,3	16	45	90	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
14-02	HA			ja	nein	501		3217	16	45	90	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
15-01	HA			ja	nein	471	575	1876,5	8	90	150	1876,5	8	90	300	1877	8	90	450	1876,5	8	90	600	1877	8	90	750
15-02	HA			ja	nein	471	575	2412,7	8	90	150	2412,7	8	90	300	2413	8	90	450	2412,7	8	90	600	3619	8	90	750
15-03	U			ja	nein	442	655	2447,6	6	90	150	3263,8	6	90	300	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
15-04	U			ja	nein	442	655	2447,6	6	90	150	3263,8	6	90	300	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
15-05	U			ja	ja	671	807	1131	6	90	150	2035,7	6	90	300	2941	6	90	450	3845,3	6	90	600	1810	12	30,96	0
15-06	U			ja	ja	656	950	1131	6	90	150	2035,7	6	90	300	2941	6	90	450	3845,3	6	90	600	3217	16	30,96	0
15-07	U			ja	ja	656	950	1131	6	90	150	2035,7	6	90	300	2941	6	90	450	3845,3	6	90	600	3217	16	30,96	0

								1. Schubbewehrungsreihe					2. Schubbewehrungsreihe					3. Schubbewehrungsreihe					4. Schubbewehrungsreihe					5. Schubbewehrungsreihe				
Versuchsserie		Verteilung der Schubbewehrung	Verankerungselement	charakteristische Abmessungen der Verankerung	Umfassung der Zugbewehrung ?	Umfassung der Druckbewehrung ?	Streckgrenze der Durchstanzbewehrung	Zugfestigkeit der Durchstanzbewehrung	A_{sw1}	Ø Schubbew. 1	α	l_{sw1}	A_{sw2}	Ø Schubbew. 2	α_2	l_{sw2}	A_{sw3}	Ø Schubbew. 3	α_3	l_{sw3}	A_{sw4}	Ø Schubbew. 4	α_4	l_{sw4}	A_{sw5}	Ø Schubbew. 5	α_5	l_{sw5}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]
16-01	U				ja	ja	280	0	193	3,73	90	82,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	82,5
16-02	U				ja	ja	280	0	774	3,73	90	82,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	82,5
16-03	U				ja	ja	280	0	1743	3,73	90	82,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	82,5
16-04	U				ja	ja	280	0	3098	3,73	90	82,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	82,5
16-05	U				ja	ja	280	0	6984	3,73	90	82,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
17-01	U		Querstab	Ø=12	nein	nein	520	0	1809,5	12	90	145	2261,9	12	90	337,5	2262	12	90	530	0	0	90	0	0	0	90	0
18-01	U				ja	ja	428,4	0	8143	12	90	200	12667	12	90	700	27143	12	90	1350	0	0	90	0	0	0	90	0
18-02	U				ja	ja	425,5	0	8143	12	90	200	12667	12	90	700	27143	12	90	1350	0	0	90	0	0	0	90	0
19-01	U				ja	nein	706		314	5	90	45	314	5	90	120	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
19-02	U				ja	nein	711		314	5	90	45	314	5	90	120	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
19-03	U				ja	nein	709		157	5	90	45	157	5	90	120	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
19-04	U				ja	nein	710		157	5	90	45	157	5	90	120	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
19-05	U				ja	nein	503		1256	10	90	90	1256	10	90	240	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
19-06	U				ja	nein	501		1260	10	90	90	1260	10	90	240	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
19-06	U				ja	nein	671		628	10	90	90	628	10	90	240	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
19-07	U				ja	nein	669		628	10	90	90	628	10	90	240	0	-	90	0	0	-	90	0	0	-	90	0
20-01					ja	ja	520	0	603	8	90	100	603	8	90	250	0	8	90	400	0	8	90	550	0	0	90	0
20-02					ja	ja	520	0	603	8	90	100	603	8	90	250	0	8	90	400	0	8	90	550	0	0	90	0
20-03					ja	ja	520	0	1206	8	90	100	1206	8	90	250	0	8	90	400	0	8	90	550	0	0	90	0
20-04					ja	ja	520	0	943	10	90	105	1570	10	90	262,5	0	10	90	420	0	10	90	577,5	0	0	90	0
20-05					ja	ja	520	0	1570	10	90	105	942,5	10	90	262,5	0	10	90	420	0	10	90	577,5	0	0	90	0
20-06					ja	ja	520	0	2513	10	90	105	0	10	90	262,5	0	10	90	420	0	10	90	577,5	0	0	90	0
20-07					ja	ja	520	0	603	8	90	105	1005	8	90	262,5	0	8	90	420	0	8	90	577,5	0	0	90	0
20-08					ja	ja	520	0	1005	8	90	94	1407	8	90	235	0	8	90	376	0	8	90	517	0	0	90	0
21-01					ja	ja	500	0	942	10	90	105	943	10	90	262,5	0	10	90	420	0	10	90	577,5	0	0	90	0
21-02					ja	ja	500	0	402	8	90	105	603	8	90	262,5	0	0	90	420	0	0	90	577,5	0	0	90	0
21-03					ja	ja	500	0	1257	10	90	105	1885	10	90	262,5	0	0	90	420	0	0	90	577,5	0	0	90	0
21-04					ja	ja	500	0	1571	10	90	105	2199	10	90	262,5	0	0	90	420	0	0	90	577,5	0	0	90	0
22-01	U		90o Abbiegung	Länge der Abbiegung 8ds	nein	ja	361	0	628	10	90	40	1099,6	10	90	140	1571	10	90	240	2042	10	90	340	0	0	90	0
22-02	U		90o Abbiegung	Länge der Abbiegung 8ds	nein	ja	361	0	785,4	10	90	40	1727,9	10	90	140	2356	10	90	240	2984,5	10	90	340	0	0	90	0
22-03	U		90o Abbiegung	Länge der Abbiegung 8ds	nein	ja	331	0	1327	13	90	40	2123,7	13	90	140	2655	13	90	240	3716,5	13	90	340	0	0	90	0
22-04	U		90o Abbiegung	Länge der Abbiegung 8ds	nein	ja	331	0	1592,8	13	90	40	2654,6	13	90	140	3717	13	90	240	4778,4	13	90	340	0	0	90	0
22-05	U		90o Abbiegung	Länge der Abbiegung 8ds	nein	ja	367	0	2010,6	16	90	40	3217	16	90	140	4021	16	90	240	5629,7	16	90	340	0	0	90	0
22-06	U		Haken	Hakenlänge 6ds, dBr = 3ds	ja	ja	347	0	424	6	90	167	650	6	90	334	876,5	6	90	501	1102,7	6	90	668	0	-	90	0
22-07	U		Haken	Hakenlänge 6ds, dBr = 3ds	ja	ja	347	0	848	6	90	167	1300	6	90	334	1753	6	90	501	2205,4	6	90	668	0	6	90	0
22-08	U		Haken	Hakenlänge 6ds, dBr = 3ds	ja	ja	317	0	1178,1	10	90	167	1806,4	10	90	334	2435	10	90	501	3063	10	90	668	0	10	90	0
22-09	U		Haken	Hakenlänge 6ds, dBr = 3ds	ja	ja	317	0	2356,2	10	90	167	3612,8	10	90	334	4869	10	90	501	6126	10	90	668	0	10	90	0
22-10	U		Haken	Hakenlänge 6ds, dBr = 3ds	ja	ja	330	0	1991	13	90	167	3052,8	13	90	334	4115	13	90	501	5176,6	13	90	668	0	13	90	0
22-11	U		Haken	Hakenlänge 6ds, dBr = 3ds	ja	ja	330	0	3982	13	90	167	6105,6	13	90	334	8229	13	90	501	10353	13	90	668	0	13	90	0
23-01	U				ja	nein	520	0	1005,3	8	90	100	1407,4	8	90	200	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
23-02	U				ja	nein	520	0	1005,3	8	90	100	1407,4	8	90	200	1810	8	90	300	2211,7	8	90	400	0	0	90	0
23-03	U				ja	ja	520	0	1005,3	8	90	100	1407,4	8	90	200	1810	8	90	300	2211,7	8	90	400	0	0	90	0
24-01	HA				nein	ja	490	690	1570	10	90	60	1570	10	90	170	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
24-02	HA				nein	ja	490	690	1570	10	45	0	1570	10	45	90	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
24-03	HA				nein	ja	490	690	1570	10	45	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0

								1. Schubbewehrungsreihe				2. Schubbewehrungsreihe				3. Schubbewehrungsreihe				4. Schubbewehrungsreihe				5. Schubbewehrungsreihe			
Versuchsserie	Verteilung der Schubbewehrung	Verankerungselement	charakteristische Abmessungen der Verankerung	Umfassung der Zugbewehrung ?	Umfassung der Druckbewehrung ?	Streckgrenze der Durchstanzbewehrung	Zugfestigkeit der Durchstanzbewehrung	A_{sw1}	$Ø_{Schubbew.\ 1}$	α	l_{sw1}	A_{sw2}	$Ø_{Schubbew.\ 2}$	α_2	l_{sw2}	A_{sw3}	$Ø_{Schubbew.\ 3}$	α_3	l_{sw3}	A_{sw4}	$Ø_{Schubbew.\ 4}$	α_4	l_{sw4}	A_{sw5}	$Ø_{Schubbew.\ 5}$	α_5	l_{sw5}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]
25-01	U			nein	nein	570	649	1099,5	10	90	100	1099,5	10	90	200	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
25-02	U			ja	ja	570	649	1256,6	10	90	105	942,5	10	90	195	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
25-03	U			ja	nein	592	679	703,7	8	90	50	703,7	8	90	150	904,8	8	90	250	904,8	8	90	350	0	0	90	0
25-04	U			ja	ja	592	679	603,2	8	90	75	1005,3	8	90	175	703,7	8	90	275	904,8	8	90	375	0	0	90	0
25-05	U			ja	ja	592	679	703,7	8	90	65	703,7	8	90	165	703,7	8	90	265	1105,8	8	90	365	0	0	90	0
25-06	U			ja	nein	597	666	603,2	8	90	110	904,8	8	90	274	804,2	8	90	374	1507,9	8	90	538	502,6	8	90	688
25-07	U			ja	ja	597	666	603,2	8	90	110	1005,3	8	90	210	804,2	8	90	360	1608,5	8	90	460	402,1	8	90	620
25-08	U			ja	nein	596	665	1570,8	10	90	120	1884,9	10	90	260	1100	10	90	390	2513,3	10	90	530	1885	10	90	690
25-09	U			ja	nein	563	643	2261,9	12	90	110	3166,7	12	90	278	2262	12	90	408	3166,7	12	60	576	2262	12	90	716
25-10	U			ja	nein	596	665	1570,8	10	90	110	2199,1	10	60	250	1414	10	90	400	2356,2	10	60	540	1571	10	90	710
26-01	U			ja	ja	360	0	804,2	8	90	77,5	1005,3	8	90	194	0	8	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
26-02	U			ja	ja	360	0	1256,6	10	90	80	1570,8	10	90	200	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
26-03	U			ja	ja	360	0	1256,6	10	90	80	1570,8	10	90	200	1571	10	90	320	0	0	90	0	0	0	90	0
26-04	U			ja	ja	480	0	1256,6	10	90	80	1570,8	10	90	200	2199	10	90	320	0	0	90	0	0	0	90	0
26-05	U			ja	ja	360	0	942,5	10	90	115	1256,6	10	90	288	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
27-01	HA			ja	ja	900	948	157,1	5	90	52,5	157,1	5	90	131	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
27-02	HA			ja	ja	1000	916	249,4	6,3	90	51,5	249,4	6,3	90	128	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
27-03	HA			ja	ja	643	916	249,4	6,3	90	51,5	249,4	6,3	90	128	249,4	6,3	90	206	0	0	90	0	0	0	90	0
27-04	HA			ja	ja	900	948	157,1	5	57	0	157,1	5	57	75	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
27-05	HA			ja	ja	643	916	249,4	6,3	57	0	249,4	6,3	57	75	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
27-06	HA			ja	ja	643	916	249,4	6,3	57	0	249,4	6,3	57	75	249,4	6,3	57	150	0	0	90	0	0	0	90	0
27-07	HA			ja	ja	643	916	249,4	6,3	57	0	249,4	6,3	57	75	249,4	6,3	57	150	249,4	6,3	57	225	0	0	90	0
27-08	U			ja	nein	643	916	249,4	6,3	57	0	498,8	6,3	57	78,5	748,1	6,3	57	157,2	0	0	90	0	0	0	90	0
27-09	U			ja	nein	643	916	249,4	6,3	57	0	498,8	6,3	57	76,5	748,1	6,3	57	153	997,5	6,3	57	229,5	0	0	90	0
32-01				nein	nein	562,9	643,4	1150	8	90	75	2400	8	90	255	2300	8	90	405	2300	8	90	585	1150	0	90	665
32-02				nein	nein	562,9	643,4	1300	8	90	50	1000	8	90	120	1900	8	90	225	0	0	90	0	0	0	90	0
33-01	ST	Kopfbolzen/ Leiste		nein	nein	602	750	628,3	10	90	80	628,3	10	90	160	628,3	10	90	240	628,3	10	90	320	628,3	10	90	400
33-02	ST	Querstab		nein	nein	602	750	1256,6	10	90	60	1256,6	10	90	140	1257	10	90	220	1256,6	10	90	300	1257	10	90	380
33-03	ST	Querstab		nein	nein	602	750	1884	10	90	80	1884	10	90	200	1884	10	90	320	3768	10	90	440	3768	10	90	560
33-04	St	Querstab		nein	nein	602	750	1884	10	90	80	1884	10	90	200	1884	10	90	320	3768	10	90	440	3768	10	90	560
33-05	ST	Querstab		nein	nein	602	750	1884	10	90	80	1884	10	90	200	1884	10	90	320	1884	10	90	400	1884	10	90	480
33-06	ST	Kopfbolzen/Leiste		nein	nein	678	798	981,7	12,5	90	40	981,7	12,5	90	100	981,7	12,5	90	160	981,7	12,5	90	220	1964	12,5	90	280
34-01	St	Leiste, quadratischer Kopf	4	ja	ja	500	0	628,3	10	90	80	628,3	10	90	160	628,3	10	90	240	628,3	10	90	320	0	0	90	0
35-01	HA	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=6,0/48,45/7,9	ja	ja	430	691	226	6	90	80	226	6	90	160	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
35-02	HA	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=8,0/48,45/7,9	ja	ja	430	691	299	6,9	90	80	299	6,9	90	160	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
35-03	HA	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=10,7/48,45/7,9	ja	ja	430	691	402	8	90	80	402	8	90	160	402	8	90	240	0	0	90	0	0	0	90	0
35-04	HA	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=16,7/48,45/7,9	ja	ja	430	691	628	10	90	80	628	10	90	160	628	10	90	240	628	10	90	320	0	0	90	0
35-05	ST	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=16,7/48,45/7,9	ja	ja	430	691	628	10	90	80	628	10	90	160	628	10	90	240	628	10	90	320	0	0	90	0
35-06	ST	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=24,1/48,45/7,9	ja	ja	430	691	904	12	90	80	904	12	90	160	904	12	90	240	904	12	90	320	904	12	90	400
35-07	ST	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=24,1/48,45/7,9	ja	ja	430	691	904	12	90	80	904	12	90	160	904	12	90	240	904	12	90	320	904	12	90	400
35-08	ST	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=25,0/48,45/7,9	ja	ja	430	691	935	12,2	90	80	935	12,2	90	160	935	12,2	90	240	935	12,2	90	320	935	12,2	90	400
35-09	ST	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=6,0/48,45/7,9	ja	ja	430	691	226	6	90	80	226	6	90	160	226	6	90	240	226	6	90	320	226	6	90	400
35-10	ST	Flansche der Stahlprofile	a/b/t=8,0/48,45/7,9	ja	ja	430	691	299,14	6,9	90	80	299	6,9	90	160	299	6,9	90	240	299	6,9	90	320	299	6,9	90	400
38-01	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	544,2	617,4	1608,5	16	90	88	1608,5	16	90	288	1609	16	90	488	904,8	12	90	688	904,8	12	90	888
38-02	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	544,2	617,4	1608,5	16	90	113	1608,5	16	90	313	1609	16	90	513	904,8	12	90	713	904,8	12	90	913

								1. Schubbewehrungsreihe				2. Schubbewehrungsreihe				3. Schubbewehrungsreihe				4. Schubbewehrungsreihe				5. Schubbewehrungsreihe			
Versuchsserie	Verteilung der Schubbewehrung	Verankerungselement	charakteristische Abmessungen der Verankerung	Umfassung der Zugbewehrung ?	Umfassung der Druckbewehrung ?	Streckgrenze der Durchstanzbewehrung	Zugfestigkeit der Durchstanzbewehrung	A_{sw1}	$\varnothing_{Schubbew.\ 1}$	α	l_{sw1}	A_{sw2}	$\varnothing_{Schubbew.\ 2}$	α_2	l_{sw2}	A_{sw3}	$\varnothing_{Schubbew.\ 3}$	α_3	l_{sw3}	A_{sw4}	$\varnothing_{Schubbew.\ 4}$	α_4	l_{sw4}	A_{sw5}	$\varnothing_{Schubbew.\ 5}$	α_5	l_{sw5}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]	[mm²]	[mm]	[°]	[mm]
38-03	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	544	617,4	1608	16	90	87,5	1608	16	90	287,5	1608	16	90	487,5	904,8	12	90	687,5	904,8	12	90	887,5
38-04	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	576	647	2010,6	16	90	131	2010,6	16	90	393,5	2011	16	90	565	0	0	90	0	0	0	90	0
39-01	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	580,27	657,2	1847,2	14	90	100	1847,2	14	90	300	1847	14	90	500	1257,2	12	90	700	1257	12	90	900
39-02	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	580,27	657,2	1847,2	14	90	88	1847,2	14	90	288	1847	14	90	488	1257,2	12	90	688	1257	12	90	888
39-03	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	580,27	657,2	1847,2	14	90	93,8	1847,2	14	90	281,3	1847	14	90	468,8	1257,2	12	90	656,3	1257	12	90	843,8
39-04	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	580,27	657,2	1847,2	14	90	87,5	1847,2	14	90	262,5	1847	14	90	437,5	1257,2	12	90	612,5	1257	12	90	787,5
39-05	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	544	617	2412,7	16	90	93,8	2412,7	16	90	281,3	2413	16	90	468,8	1357,2	12	90	656,3	1357	12	90	843,8
39-06	ST	Kopfbolzen	dk/ds=3,0	ja	ja	544	617	2412,7	16	90	93,8	2412,7	16	90	281,3	2413	16	90	468,8	1357,2	12	90	656,3	1357	12	90	843,8
40-01	ST	Dübelleiste, Kopfbolzen	dk/ds=2,5	nein	nein	452	577	3041	22	90	60	3041	22	90	200	3041	22	90	340	3041	22	90	480	3041	22	90	620
40-02	ST	Dübelleiste, Kopfbolzen	ds/dk=2,5	nein	nein	452	577	3041	22	90	60	3041	22	90	200	3041	22	90	340	0	0	90	0	0	0	90	0
40-03	ST	Dübelleiste, Kopfbolzen	dk/ds=2,5	nein	nein	452	577	2268	19	90	90	2268	19	90	200	2268	19	90	310	2268	19	90	410	2268	19	90	510
41-01	ST	I-Träger-Flansche	a/b=12,7/ 79,6 mm	ja	ja	314	0	883	9,68	90	120,5	0	-	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
41-02	ST	I-Träger-Flansche	a/b=12,7/ 79,6 mm	ja	ja	314	0	883,9	9,68	90	120,5	883,9	9,68	90	177,5	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
41-03	ST	I-Träger-Flansche	a/b=12,7/ 79,6 mm	ja	ja	314	0	589	9,68	90	59,7	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
41-04	ST	I-Träger-Flansche	a/b=12,7/ 79,6 mm	ja	ja	314	0	589	13,69	90	59,7	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
41-05	ST	I-Träger-Flansche	a/b=12,7/ 79,6 mm	ja	ja	314	0	294	9,68	90	59,7	294	9,68	90	120,9	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
41-06	ST	I-Träger-Flansche	a/b=12,7/ 79,6 mm	ja	ja	314	0	440,8	11,8	90	59,7	440,8	11,8	90	120,9	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
42-01	ST	2 Querstäbe; 2,5 cm Abstand	dsq= 6 mm	nein	nein	550	625	1017,8	6	90	75	1017,8	6	90	225	1018	6	90	375	0	0	90	0	0	0	90	0
42-02	ST	2 Querstäbe; 2,5 cm Abstand	dsq= 6 mm	nein	nein	550	625	1357	6	90	75	1357	6	90	225	1357	6	90	375	0	0	90	0	0	0	90	0
42-03	ST	2 Querstäbe; 2,5 cm Abstand	dsq= 6 mm	nein	nein	550	625	1696,5	6	90	75	1696,5	6	90	225	1697	6	90	375	0	0	90	0	0	0	90	0
43-01	ST	2 Querstäbe; Abstand = ?		nein	nein	500	600	1809,5	8	90	75	1809,5	8	90	225	1810	8	90	375	1206,4	8	90	500	0	0	90	0
44-01	HA	Kopfbolzen	dk/ds=2,67	ja	ja	278	0	850,6	9,5	90	58	850,6	9,5	90	145	850,6	9,5	90	232	850,6	9,5	90	319	850,6	9,5	90	406
44-02	HA	Kopfbolzen	dk/ds=2,67	ja	ja	278	0	850,6	9,5	90	58	850,6	9,5	90	145	850,6	9,5	90	232	850,6	9,5	90	319	850,6	9,5	90	406
44-03	HA	Kopfbolzen	ds/dk=3,35	ja	ja	489	0	850,6	9,5	90	58	850,6	9,5	90	145	850,6	9,5	90	232	850,6	9,5	90	319	850,6	9,5	90	406
44-04	HA	Kopfbolzen	dk/ds=2,67	ja	ja	278	0	850,6	9,5	90	58	850,6	9,5	90	145	850,6	9,5	90	232	850,6	9,5	90	319	850,6	9,5	90	406
44-05	HA	Kopfbolzen	ds/dk=3,35	ja	ja	489	0	850,6	9,5	90	58	850,6	9,5	90	145	850,6	9,5	90	232	850,6	9,5	90	319	850,6	9,5	90	406
44-06	HA	Kopfbolzen	dk/ds=2,67	ja	ja	278	0	850,6	9,5	90	58	850,6	9,5	90	145	850,6	9,5	90	232	850,6	9,5	90	319	850,6	9,5	90	493
44-07	HA	Kopfbolzen	ds/dk=3,35	ja	ja	489	0	850,6	9,5	90	58	850,6	9,5	90	145	850,6	9,5	90	232	850,6	9,5	90	319	850,6	9,5	90	406
45-01	ST	Kopfbolzen	dk/ds=2,6	ja	ja	500	0	1231	14	90	120	1231	14	90	240	0	-	90	0	0	-	90	0	0	0	90	0
45-02	ST	Kopfbolzen	dk/ds=2,6	ja	ja	500	0	1806	16	90	120	1806	16	90	240	1806	16	90	360	0	0	90	0	0	0	90	0
45-03	ST	Kopfbolzen	dk/ds=2,6	ja	ja	500	0	1231	14	90	120	1231	14	90	240	0	0	90	0	0	0	90	0	0	0	90	0
46-01	ST	Kopfbolzen	dk/ds=2,5	ja	ja	509,7	637	1608	16	90	120	1608	16	90	240	1608	16	90	450	0	0	90	0	0	0	90	0
47-01	HA	Shear Band	a/b = 0,8/25,4 mm	ja	nein	1100	1200	325	5,08	41	0	325	5,08	41	140	325	5,08	41	240	325	5,08	41	340	325	5,08	41	440
47-02	HA	Shear Band	a/b = 0,8/25,4 mm	ja	nein	1100	1200	325	5,08	41	0	325	5,08	41	140	325	5,08	41	240	325	5,08	41	340	325	5,08	41	440
47-03	U	Shear Band	a/b = 0,8/25,4 mm	ja	nein	1100	1200	406	5,08	90	90	447	5,08	90	200	325	5,08	90	310	406	5,08	90	400	0	0	90	0

| | | |

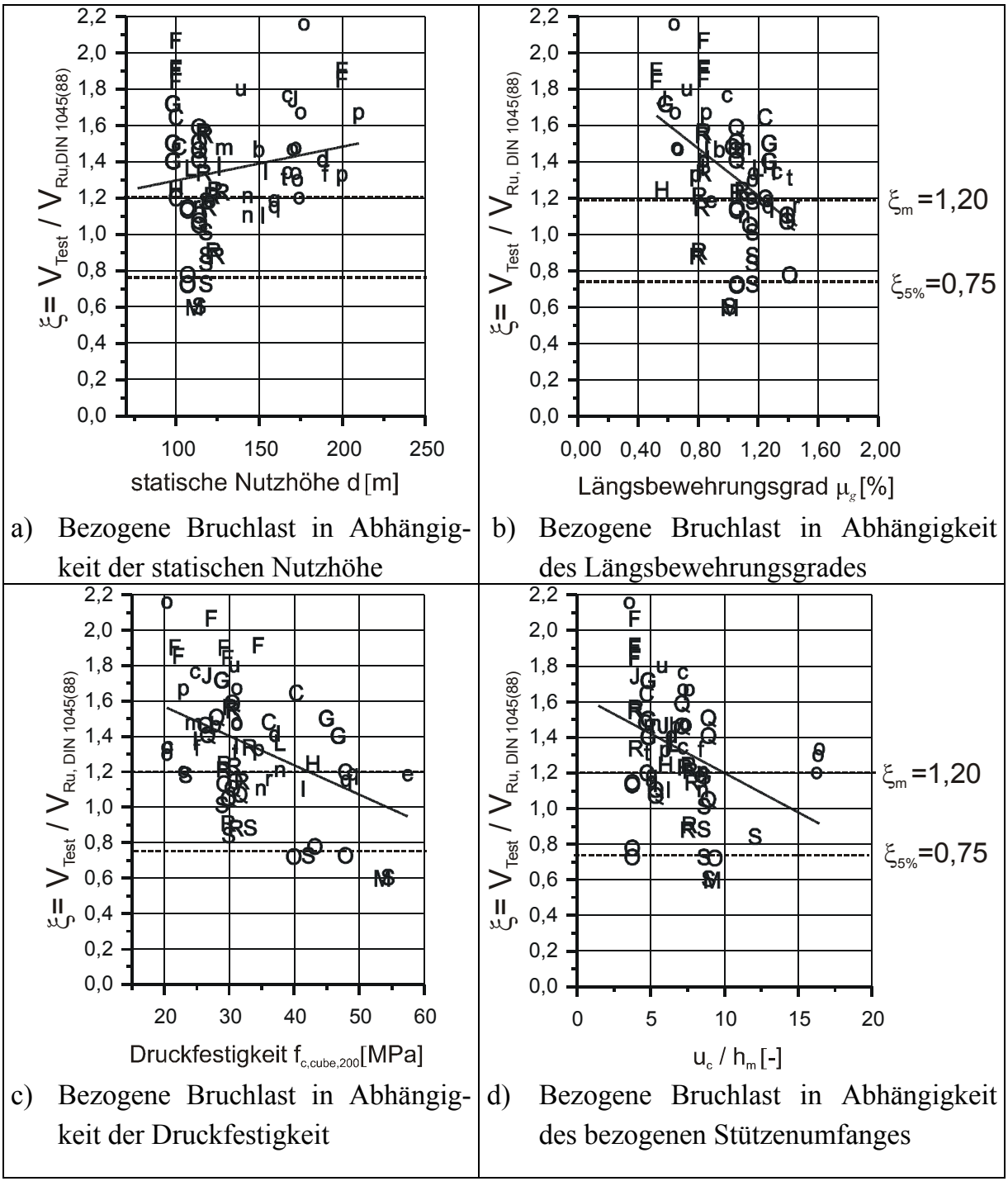
B Auswertungen zum Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung

B.1 Statistische Kennwerte der Versuchsnachrechnungen

Vers.-Serie	Forscher	Literatur	Anz.	Bez.	Normen									
					DIN 1045(88)		EC 2		MC 90		BS 8110		ACI	
					ξ_m	v	ξ_m	v	ξ_m	v	ξ_m	v	ξ_m	v
1	Hallgren	[122]	7	A	-	-	-	-	0,92	0,11	-	-	-	-
2	Tomasze-wicz	[245]	13	B	-	-	-	-	1,07	0,10	-	-	-	-
3	Ramdane	[246]	15	C	1,36	0,10	1,24	0,12	1,25	0,11	1,30	-	1,6	0,16
4	Marzouk	[169]	14	D	-	-	-	-	1,25	0,08	-	-	-	-
5	Lovrovich	[163]	5	E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	Tolf	[236]	8	F	1,67	0,04	1,28	0,10	1,06	0,10	1,34	0,05	1,38	0,17
7	Regan	[214]	28	G	1,27	0,14	1,23	0,12	1,11	0,12	1,06	0,17	1,34	0,13
8	Swamy	[234]	2	H	1,15	-	1,02	-	1,07	-	-	-	0,98	-
9	Marti	[167]	2	I	1,11	-	1,31	-	1,14	-	1,51	-	1,56	-
10	Schaefers	[247]	2	J	1,40	-	1,43	-	1,19	-	1,49	-	1,48	-
11	Ladner	[152]	8	K	-	-	-	-	1,36	0,10	1,46	0,03	-	-
12	Ladner	[147]	2	L	1,24	-	1,41	-	1,30	-	1,50	-	1,66	-
13	Corley	[147]	2	M	0,56	-	0,71	-	0,80	-	-	-	0,73	-
14	Base	[147]	20	N	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	Manterola	[147]	7	O	0,81	0,20	1,02	0,17	0,92	0,11	1,04	0,04	1,17	0,16
16	Yitzhaki	[147]	13	P	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	Moe	[147]	14	Q	1,16	0,16	1,46	0,08	1,13	0,14	1,33	0,12	1,46	0,05
18	Kinnunen	[145]	25	R	1,09	0,18	1,24	0,14	1,08	0,14	1,27	0,14	1,33	0,20
19	Elstner	[93]	28	S	0,78	0,18	1,21	0,19	1,02	0,12	1,05	0,13	1,12	0,80
20	Keefe	[143]	2	a	-	-	-	-	1,00	-	1,19	-	-	-
21	Broms	[64]	1	b	1,29	-	1,19	-	0,98	-	1,06	-	1,11	-
22	Yamada	[244]	2	c	1,31	-	1,33	-	1,01	-	1,11	-	1,22	-
23	Chana	[70]	1	d	1,28	-	1,32	-	1,18	-	1,34	-	1,24	-
24	Marzouk	[169]	1	e	1,11	-	1,22	-	1,33	-	-	-	1,23	-
25	Beutel	[129]	1	f	1,15	-	1,20	-	0,96	-	1,09	-	0,99	-
26	Lee	[156]	2	g	-	-	-	-	1,09	-	-	-	-	-
27	Oliveira	[192]	2	h	-	-	-	-	1,18	-	-	-	-	-
28	Criswell	[147]	4	i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	Regan	[211]	40	j	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	Georgopous	[147]	1	k	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	Alexander	[41]	8	l	1,18	-	1,18	0,11	1,09	0,14	1,12	0,14	1,04	0,13
32	Franz	[94]	1	m	1,26	-	1,45	-	1,13	-	1,38	-	1,64	-
33	Narasimhan	[189]	2	n	1,04	-	1,38	-	1,25	-	1,33	-	1,34	-
34	Alander	[33]	10	o	1,30	0,19	1,52	0,07	1,28	0,05	1,64	0,06	1,42	0,08
35	Chana	[68]	2	p	1,29	-	1,39	-	1,12	-	1,30	-	1,20	-
36	Gomes	[112]	3	q	1,07	-	1,00	-	0,99	-	1,17	-	1,17	-
37	Mokhtar	[183]	1	r	1,04	-	1,26	-	1,16	-	1,15	-	1,34	-
38	Van der Voet	[237]	1	s	-	-	-	-	1,02	-	-	-	-	-
39	Wicke	[242]	1	t	1,17	-	1,36	-	1,10	-	1,44	-	1,70	-
40	Pilakoutas	[200]	1	u	1,59	-	1,51	-	1,33	-	1,40	-	1,41	-
41	Völkel	[147]	1	v	-	-	-	-	0,93	-	-	-	-	-

graue Schattierung: *fib*-Datenbank

B.2 DIN 1045(88)



a) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

b) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades

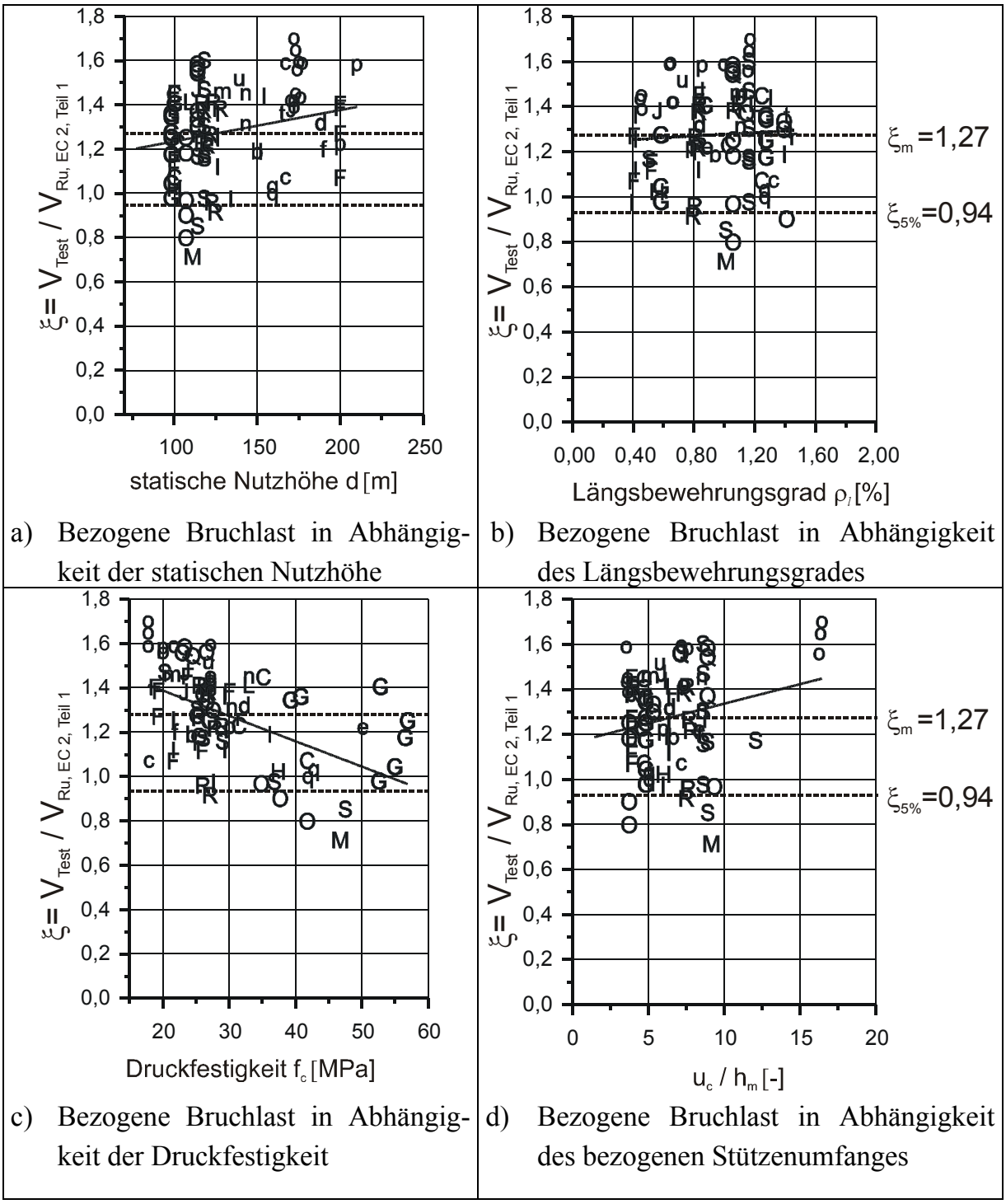
c) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der Druckfestigkeit

d) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfanges

Bild B-1 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung nach DIN 1045(88): Nachrechnung von 89 Durchstanzversuchen[1]

[1] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach DIN 1045(88) entspricht.

B.3 Eurocode 2, Teil 1



a) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

b) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades

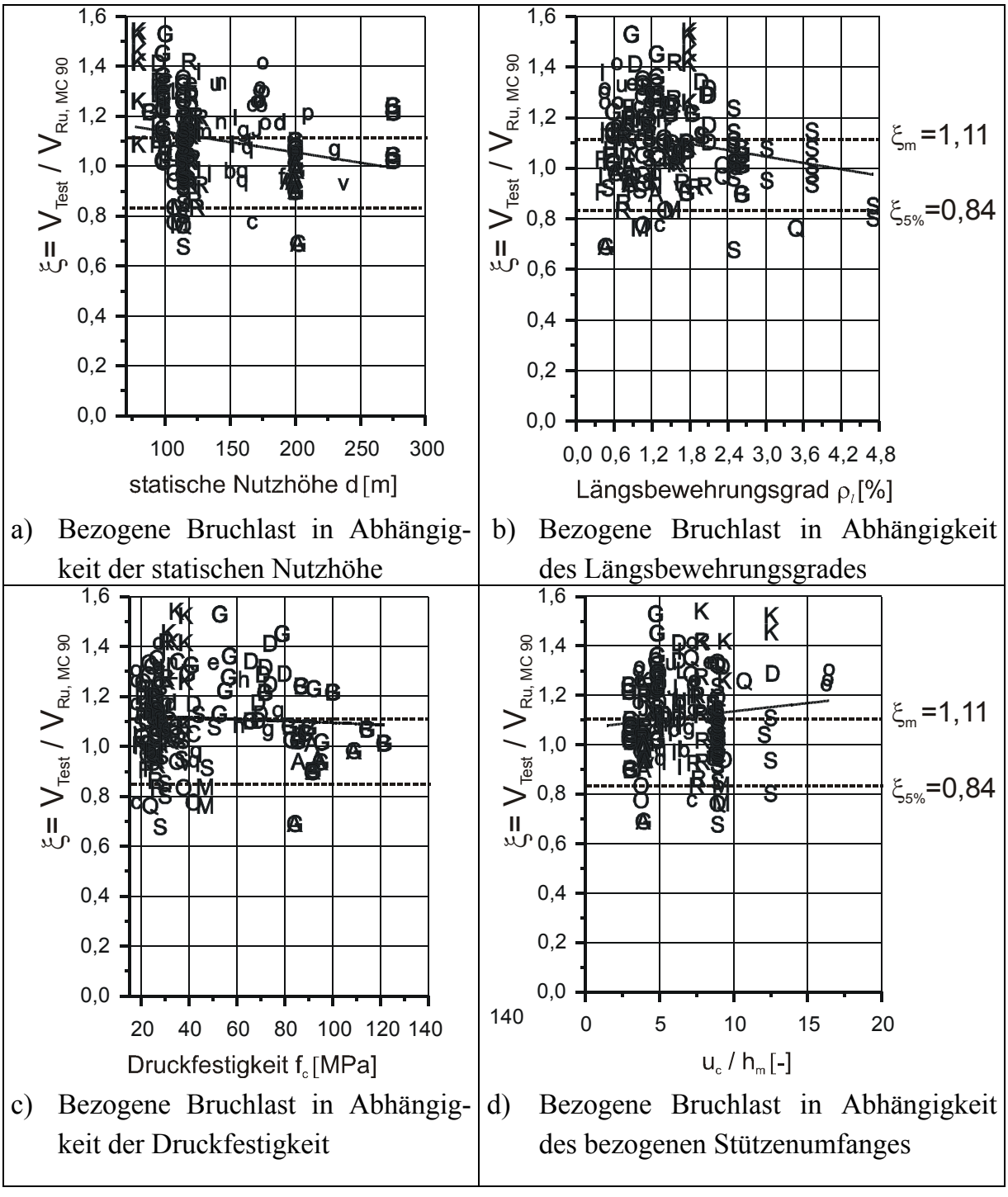
c) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der Druckfestigkeit

d) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfanges

Bild B-2 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung nach EC2, Teil 1: Nachrechnung von 105 Durchstanzversuchen[2]

[2] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach EC2 entspricht.

B.4 Model Code 90



a) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

b) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades

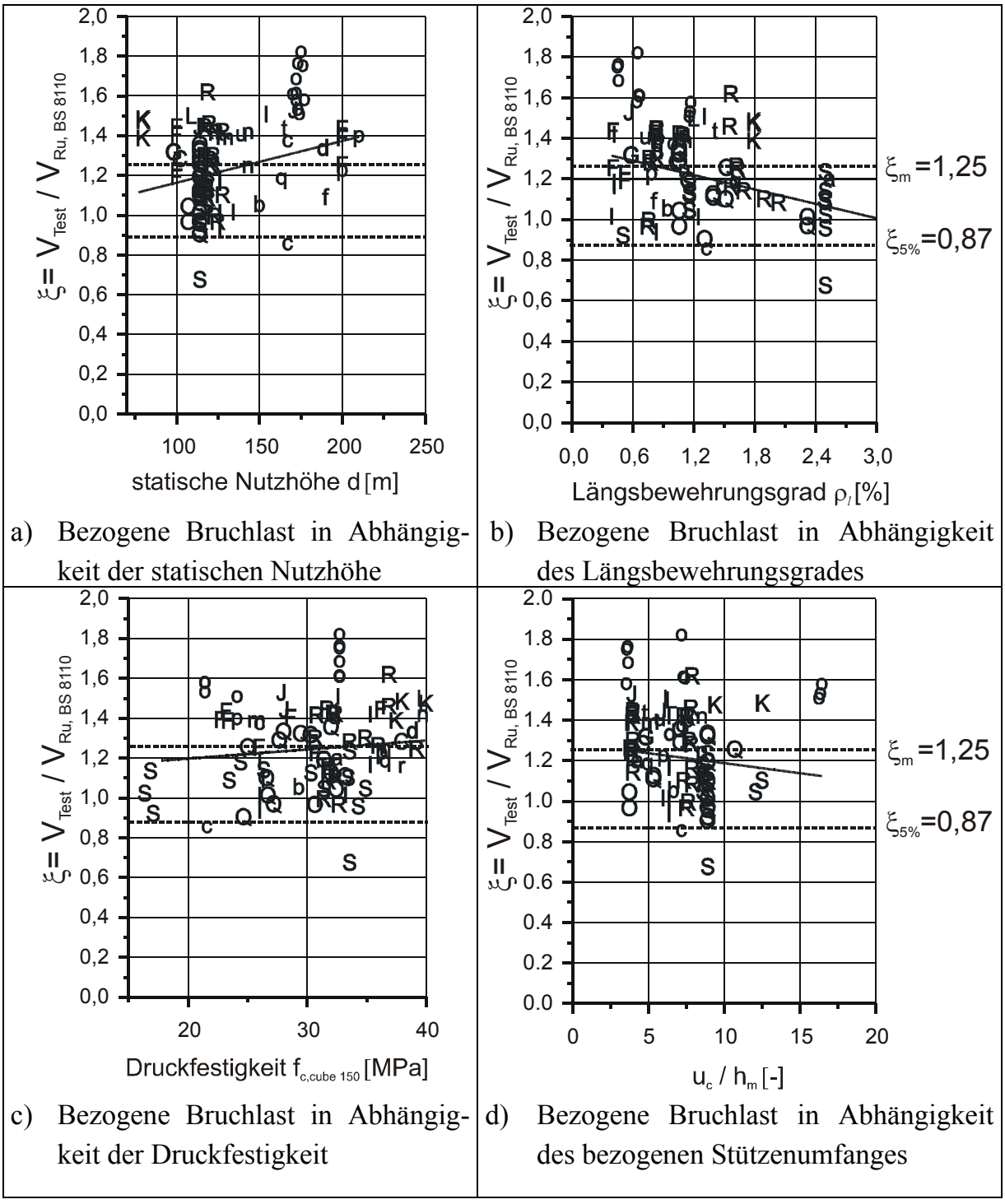
c) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der Druckfestigkeit

d) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfanges

Bild B-3 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung nach Model Code 90: Nachrechnung von 194 Durchstanzversuchen[3]

[3] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach Model Code 90 entspricht.

B.5 British Standard BS 8110 (97)



a) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

b) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades

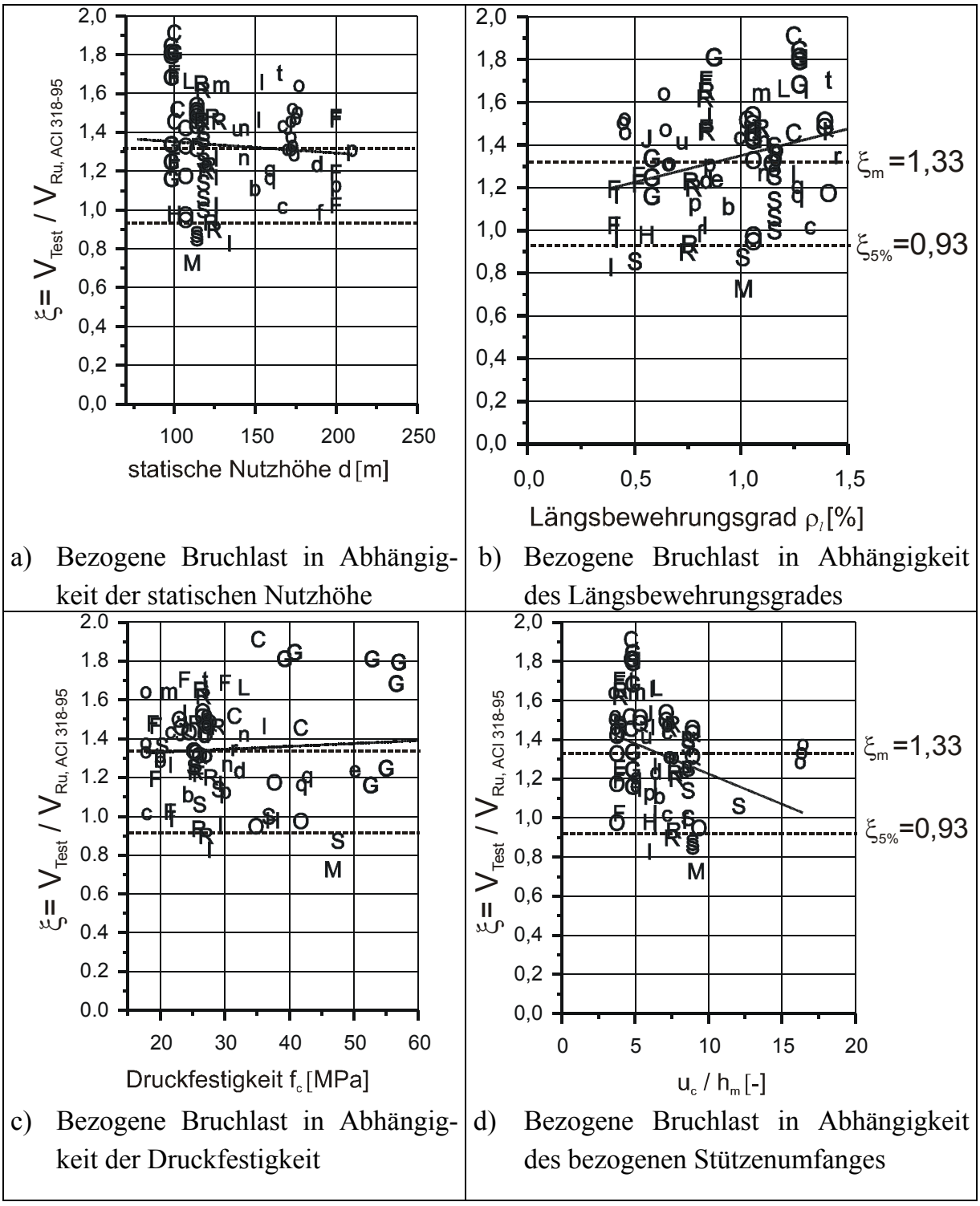
c) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der Druckfestigkeit

d) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfanges

Bild B-4 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung nach BS 8110: Nachrechnung von 104 Durchstanzversuchen[4]

[4] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach British Standard entspricht.

B.6 ACI 318-95



a) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

b) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades

c) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit der Druckfestigkeit

d) Bezogene Bruchlast in Abhängigkeit des bezogenen Stützenumfanges

Bild B-5 Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung nach ACI 318-95: Nachrechnung von 105[5]

[5] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit nach ACI entspricht.

C Statistische Verfahren zur Bestimmung von Bemessungswerten auf Basis des Zuverlässigkeitsindex nach EC 1

Nach EC1, Abschnitt D5 ergeben sich folgende zwei Möglichkeiten zur Bestimmung von Bemessungswerten mit statistischen Methoden auf Grundlage von Versuchen:

(a) Direkte Bestimmung von Bemessungswerten unter Berücksichtigung vorgegebener Teilsicherheitsbeiwerte (hier nach DIN 1045-1).

(b) Bestimmung von Bemessungswerten unter Berücksichtigung der Versagenswahrscheinlichkeiten nach EC 1 vorgegebenen Versagenswahrscheinlichkeiten.

Charakteristische Bemessungswerte, die aus Versuchen abgeleitet werden, sollten die Streubreite der Versuchsergebnisse, die statistische Zuverlässigkeit der Ergebnisse in Abhängigkeit der Anzahl der Versuche sowie ein Vorwissen statistisch berücksichtigen. Konnten einzelne Bemessungsparameter in den Versuchen nicht abgebildet werden, so sind diese numerisch zu untersuchen.

C.1 Direkte Methoden zur Bestimmung von Bemessungswerten nach EC 1

EC 1 sieht zwei direkte Methoden zur Bestimmung von Bemessungswerten vor. Die Anwendung dieser Verfahren gestaltet sich besonders einfach, da Tabellenwerte zur Verfügung gestellt werden, die bereits die Auswertung der statistischen Verteilungsfunktion beinhalten. Grundlage der nachfolgenden Tabellenwerte sind daher eine Normal- oder Log-Normalverteilung des Tragwiderstandes sowie die Annahme, dass bezüglich des Mittelwertes des Tragwiderstandes keinerlei statistische Vorinformationen existieren.

C.1.1 Bemessungswerte auf Grundlage des 5%-Quantils

Auf Grundlage des 5%-Quantil bestimmt sich der Bemessungswert nach den Gleichung C1 bis C4 in Verbindung mit den statistischen Beiwerten k_n nach Tabelle C1.

$$X_d = \eta_d \cdot \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot m_X \left(1 - k_n \cdot V_X\right) \tag{C1}$$

$$s_X = \left(\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} \left(x_i - m_X\right)^2 \right)^{1/2} \tag{C2}$$

$$m_X = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} x_i \tag{C3}$$

$$V_X = \frac{s_X}{m_X} \tag{C4}$$

Tabelle C1 Beiwerte k_n zur Bestimmung des 5%-Quantil in Abhängigkeit der Versuchsanzahl n

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_X bekannt	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_X unbekannt	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

C.1.2 Direkte Bestimmung der Bemessungswerte

Eine direkte Bestimmung des Bemessungswertes erfolgt nach Gleichung C5 und Tabelle C2 für eine Unterschreitungshäufigkeit von 10%.

$$X_d = \eta_d \cdot m_X \left(1 - k_{nd} \cdot V_X\right) \tag{C5}$$

Tabelle C2 Beiwerte k_{nd} zur direkten Bestimmung des Bemessungswertes in Abhängigkeit der Versuchsanzahl n

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_X bekannt	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
V_X unbekannt	-	-	-	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04

C.2 Statistische Festlegung von Bemessungswerten unter Berücksichtigung von Bautoleranzen nach [130]

Nachfolgende Annahmen ermöglichen eine direkte statistische Festlegung der Widerstandsfunktion:

(a) Die Widerstandsfunktion besteht Funktionen unabhängiger Basisvariablen.

(b) Es steht eine ausreichende Anzahl von Versuchen zu Verfügung.

(c) Alle geometrischen Größen wurden gemessen.

(d) Jede Basisvariable unterliegt einer Normal- oder Log-Normalverteilung.

Die statistische Festlegung der Widerstandsfunktion unterteilt sich in sieben Schritte.

1. Schritt: Entwicklung eines Bemessungsmodells und einer Grenzzustandsfunktion

Die zu entwickelnde Grenzzustandsfunktion $r_t = g_{rt}(X)$ sollte alle für die Bemessung relevanten Parameter zuverlässig erfassen.

2. Schritt: Vergleich der theoretischen Grenzzustandslasten mit experimentellen Versagenslasten

Die experimentellen Versagenslasten r_e sind in geeigneter Weise mit den theoretischen Grenzzustandslasten r_t zu vergleichen um die best mögliche Approximation der Wirklichkeit zu erfassen. Unterschiedliche experimentelle Versagensarten sind entweder direkt oder durch Fallunterscheidungen zu berücksichtigen.

3. Schritt: Bestimmung eines linearen Korrekturfaktors

Die Grenzzustandsfunktion r_t ist in folgende probabilistische Form zu überführen (Gleichung C6). Hierbei sind die Basisvariablen als Mittelwerte einzuführen.

$$r = b \cdot r_t\left(X_m\right) \cdot \delta \tag{C6}$$

$$b = \frac{\sum_i r_{e,i} \cdot r_{t,i}}{\sum_i r_{t,i}^2} \tag{C7}$$

4. Schritt: Bestimmung des Variationskoeffizienten des Fehlers

Für jeden Versuch bestimmt sich der individuelle Fehler zu:

$$\delta_i = \frac{r_{e,i}}{b \cdot r_{t,i}} \tag{A8}$$

Der Variationskoeffizient des Fehlers bestimmt sich nach den Gleichung (C9) bis (C11).

$$V_\delta = \sqrt{\exp\left(s_\Delta^2\right) - 1} \tag{C9}$$

$$\Delta_i = \ln\left(\delta_i\right) \tag{C10}$$

$$\overline{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_i \Delta_i \tag{C11}$$

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} \left(\Delta_i - \overline{\Delta}\right)^2 \tag{C12}$$

5. Schritt: Analyse der Vergleichbarkeit

Ergibt sich ein hoher Wert des Variationskoeffizient des Fehlers, so ist die Wirtschaftlichkeit des Bemessungsansatzes meist nicht gegeben. Daher ist die Grenzzustandsfunktion im Schritt 1 zu verbessern und die Schritte 1 bis 5 zu wiederholen.

6. Schritt: Bestimmung der Varianz der Basisvariablen

Die Variationskoeffizienten der Basisvariablen sind in der Regel aus Erfahrungswerten zu ermitteln oder einem statistischem Vorwissen zu entnehmen.

7. Schritt: Bestimmung des charakteristischen Widerstandniveaus

Liegen weniger als 100 Versuche vor, so ist eine t-Verteilung für die Ungenauigkeit der statischen Schätzung der Parameter $\overline{\Delta}$ und V_δ zu berücksichtigen. In diesem ergibt sich das charakteristische Bemessungsniveau nach den Gleichungen (C13) bis (C24).

$$r_k = b \cdot g_{rt}\left(X_m\right) \cdot \exp\left(-k_\infty \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0{,}5 \cdot Q^2\right) \tag{C13}$$

$$r_d = \frac{r_k}{\gamma_m} \tag{C14}$$

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln\left(V_{rt}^2 + 1\right)} \tag{C15}$$

$$Q_\delta = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln\left(V_\delta^2 + 1\right)} \tag{C16}$$

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln\left(V_r^2 + 1\right)} \tag{C17}$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \tag{C18}$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} \tag{C19}$$

für einfache multiplikative Grenzzustandsfunktionen der Form

$E(r) = b \cdot \{X_1 \times X_2 \times ....X_j\} \cdot \delta$ gilt:

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^{j} V_{Xi}^2 \tag{A20}$$

für komplexere Formen gilt:

$E(r) = b \cdot \{E(X_1), E(X_2), ...E(X_j)\} \cdot \delta$ gilt:

$$V_{rt}^2 = \frac{VAR\left[g_{rt}(X)\right]}{g_{rt}^2(X_m)} \cong \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \cdot \sum_{i=1}^{j}\left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \cdot \sigma_i\right)^2 \tag{C21}$$

Für kleine Varianzen gilt:

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 \tag{C22}$$

anderenfalls:

$$V_r^2 = \left(V_\delta^2 + 1\right) \cdot \left[\prod_{i=1}^{j}\left(V_{Xi}^2\right) + 1\right] - 1 \tag{C23}$$

hierin sind:

k_n Beiwert zur Bestimmung des charakteristischen Quantilwertes für den Falle eines unbekannten Variationskoeffizienten (Tabelle C1)

k_∞ = 1,64 (Tabelle C1)

Im Fall vom mehr als 100 Versuchen bestimm sich der charakteristische Widerstand zu:

$$r_k = b \cdot g_{rt}(X_m) \cdot \exp\left(-k_\infty \cdot Q - 0{,}5 \cdot Q^2\right) \tag{C24}$$

Eine direkte Bestimmung der Bemessungswerte ist möglich, wenn die Beiwerte k_n nach Tabelle C1 durch die Beiwerte $k_{d,n}$ nach Tabelle C2 ersetzt werden.

C.3 Bestimmung der Variationskoeffizienten der Basisparameter des Durchstanzwiderstandes nach DIN 1045-1

Die Variationskoeffizienten der Basisvariablen bestimmen sich bei Vorgabe der Standardabweichung der Basisvariable nach dem totalem Differential (Gleichung C21) dividiert durch den Mittelwert des Widerstandes.

$$g_{rt} = C \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_c\right)^{1/3} \cdot d \cdot u \tag{C25}$$

Maßstabseffekt der Plattendicke: $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{0{,}2}{d}}$ mit d in [m]

Umfang des Nachweisschnittes im Bereich von Innenstützen:

Rundstützen: $u = \left(l_c + 3 \cdot d\right) \cdot \pi$
Rechteckige Stützen: $u = 2 \cdot \left(a + b\right) + 3 \cdot d \cdot \pi$

Die Basisvariablen der Grenzzustandsfunktion des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung, des maximalen Durchstanzwiderstandes sowie des Durchstanzwiderstandes außerhalb der Durchstanzbewehrung sind:

- Die statische Nutzhöhe *d,*
- die Beton-Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,}$
- der Längsbewehrungsgrad $\rho_{l,}$
- sowie die Stützenabmessungen d_{St} oder a bzw. b.

C.3.1 Variationskoeffizient in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse

Der Variationskoeffizient der Betonfestigkeit bestimmt sich zu:

$$V_{f_{ck}}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \cdot \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial f_{ck}} \cdot \sigma_i \right)^2 \tag{C26}$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial fc} = C \cdot \kappa \cdot \frac{1}{3} \cdot (100 \cdot \rho_l)^{1/3} \cdot \frac{1}{f_{ck}^{2/3}} \cdot d \cdot u \tag{C27}$$

$$V_{fc}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \cdot \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial fc} \cdot \sigma_{f_{ck}} \right)^2 = \frac{1}{9} \cdot \frac{\sigma_{f_{ck}}^2}{f_{ck}^2} \tag{C28}$$

Nach EN 206 ist die Konformitätsbedingung für einen Transportbeton auf der Baustelle erfüllt, wenn die charakteristische Betonfestigkeit nicht mehr als 3 N/mm^2 von der charakteristischen Zielfestigkeit abweicht. Dies entspricht einer zulässigen Standardabweichung der Betonfestigkeit von σ_{fck} = 3 N/mm^2. Für die Betonfestigkeitsklassen nach DIN 1045-1 ergibt sich somit ein Variationskoeffizient des Durchstanzwiderstandes in Abhängigkeit der Betonfestigkeit nach Tabelle C3.

Tabelle C3 Variationskoeffizienten des Durchstanzwiderstandes für unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen

Betonfestigkeitsklasse	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
V_{fc} in [%]	4,0	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

C.3.2 Variationskoeffizient in Abhängigkeit des geometrischen Längsbewehrungsgrades

Der Einfluss des geometrischen Längsbewehrungsgrades ergibt sich aus der richtigen Anzahl der Längsbewehrungsstäbe innerhalb des Stanzkegels. Infolge der auf Baustellen erforderlichen Bewehrungsabnahmen wird davon ausgegangen, dass der geometrische Längsbewehrungsgrad bei fachgerechter Ausführung der Bewehrungspläne und Bewehrungsarbeiten keinen signifikanten Streuungen unterliegt.

C.3.3 Variationskoeffizient in Abhängigkeit der Stützenabmessungen

Nach SIA 162, Anhang A2 werden zulässige Maßtoleranzen für übliche Stützenabmessungen im Hochbau (200 mm $\geq l_c \leq$ 100mm) im Mittel zu σ = 8 mm angegeben. Hieraus ergibt sich ein Variationskoeffizient des Durchstanzwiderstandes nach Gleichung (C31).

Rundstützen:

$$V_{lc}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \cdot \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial l_c} \cdot \sigma_{lc} \right)^2 \tag{C29}$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial fc} = C \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d \cdot \pi \tag{C30}$$

$$V_{fc}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \cdot \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial l_c} \cdot \sigma_{l_c} \right)^2 = \left(\frac{\sigma_{lc}}{l_c + 3 \cdot d} \right)^2 \tag{C31}$$

Ausgehend von einem Verhältnis von Stützendurchmesser zur statischen Nutzhöhe von etwa l_c / d =1,5 / 1 und einer minimalen Stützendurchmesser von l_c = 300 mm ergibt sich der Variationskoeffizient der Stützenabmessungen zu V_{lc} = 1,06 %. Dieser Wert ist vernachlässigbar relativ klein gegenüber der dem Variationskoeffizienten der Betonfestigkeit, so dass quadratische Stützen vereinfachend mit den Werten kreisförmiger Stützen belegt werden.

C.3.4 Variationskoeffizient in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

Nach SIA 162, Anhang A2 werden zulässige Maßtoleranzen für übliche Decken im Hochbau im Mittel zu σ = 10 mm angegeben. Hieraus ergibt sich ein Variationskoeffizient des Durchstanzwiderstandes nach den Gleichung (C31).

Rundstützen:

$$V_d^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \cdot \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial d} \cdot \sigma_d \right)^2 \tag{C32}$$

$$\frac{\partial g_{rt}}{\partial d} = C \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \pi \cdot \left[(l_c + 3) \cdot \left(1{,}22 \cdot d^{-1/2} \right) + 3 \cdot d + 1{,}34 \cdot d^{1/2} \right] \tag{C33}$$

$$V_d^2 = \left[\frac{\left[(l_c + 3) \cdot \left(1{,}22 \cdot d^{-1/2} \right) + 3 \cdot d + 1{,}34 \cdot d^{1/2} \right] \cdot \sigma_d}{\left(1 + \sqrt{\frac{0{,}2}{d}} \right) \cdot d \cdot (l_c + 3 \cdot d)} \right]^2 \tag{C34}$$

Geht man wiederum üblichen Verhältnissen von Stützendurchmesser l_c zur statischen Nutzhöhe d aus ($1{,}0 \geq l_c / d \leq 1{,}5$), so ergibt sich der Variationskoeffizient der statischen Nutzhöhe nach Bild C1.

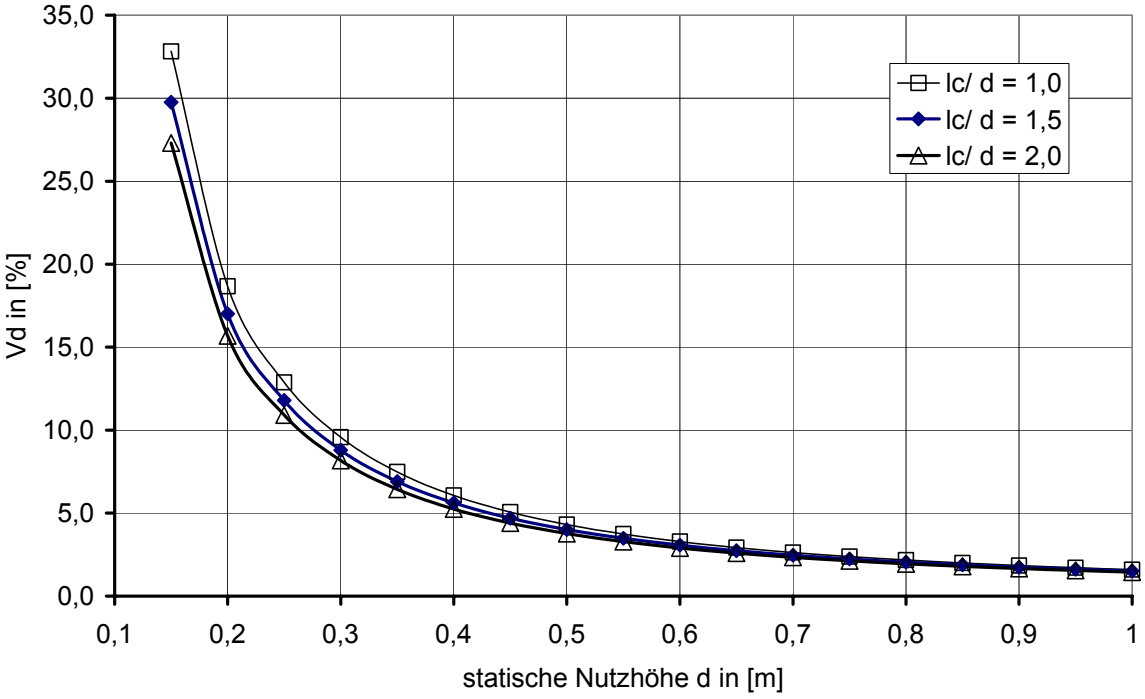


Bild C1 Verlauf des Variationskoeffizienten der statischen Nutzhöhe V_d in Abhängigkeit der Nutzhöhe d

C.3.5 Variationskoeffizient der Bemessungsparameter V_{rt}

Unter Berücksichtigung der zulässigen Toleranzwerte der Betonfestigkeit und geometrischen Abmessungen bestimmt sich für baupraktische Verhältnisse der Variationskoeffizient der Bemessungsparameter zwischen $7\% \leq V_{rt} \leq 20\%$. Dieser Wer berücksichtigt, dass bei dicken platten in der Regel niederfeste Betone und bei dünnen platten tendenziell höhere Betonfestigkeiten verwendet werden.

$$V_{rt}^2 = V_{f_{ck}}^2 + V_{lc}^2 + V_{\rho l}^2 + V_d^2 \tag{C35}$$

Flachdecke d = 180 mm:

$$V_{rt}^2 = 0{,}029^2 + 0{,}011^2 + 0{,}0^2 + 0{,}20^2 = 0{,}04 \tag{C36}$$

Flachdecke d = 400 mm

$$V_{rt}^2 = 0{,}04^2 + 0{,}011^2 + 0{,}0^2 + 0{,}06^2 = 0{,}005 \tag{C37}$$

D Querkraftverläufe auf Basis eines Sektormodells

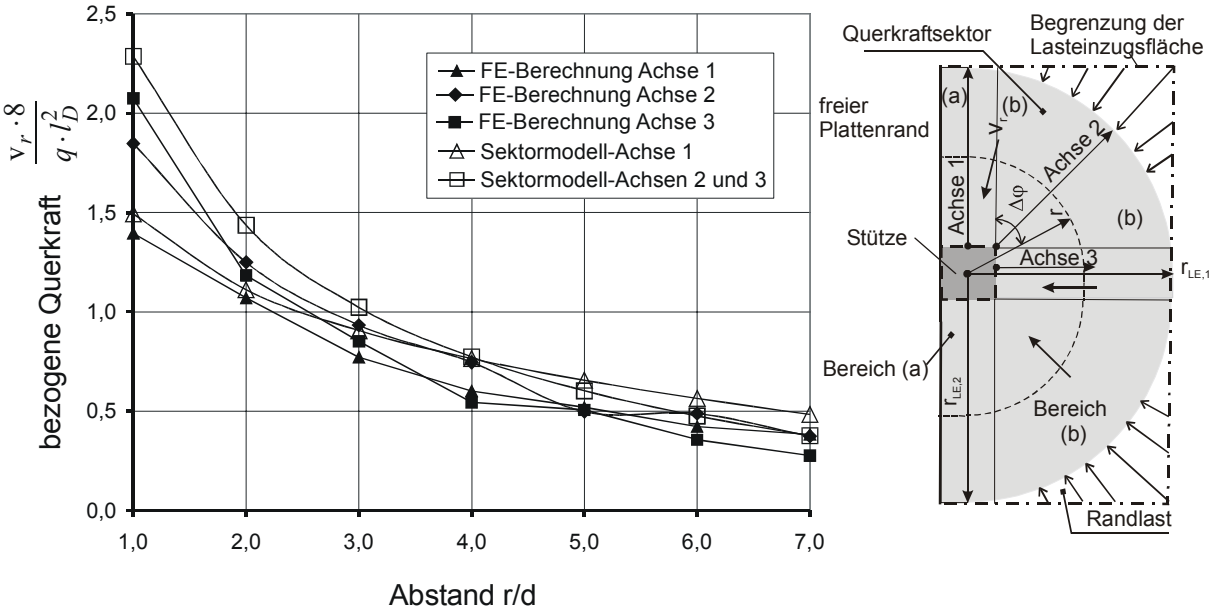


Bild D-1 Bezogene resultierende Querkräfte in zwei Bauteilachsen nach einem Sektormodell und einem FE-Modell im Bereich von Randstützen

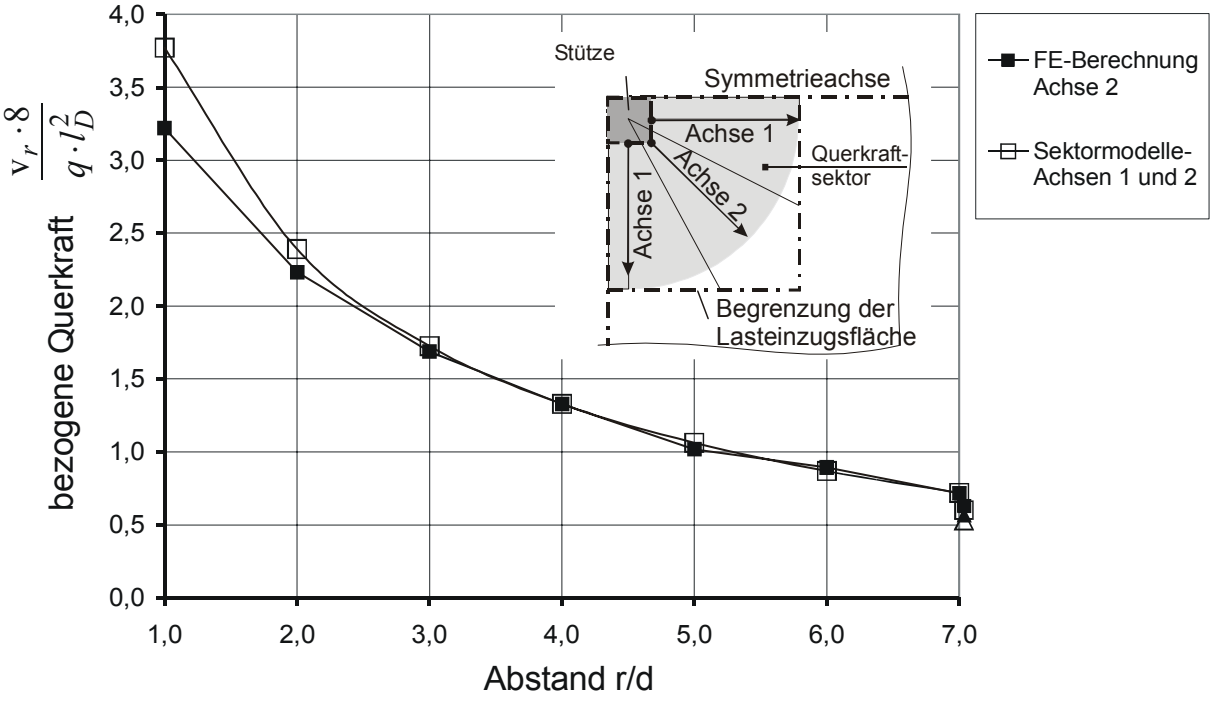


Bild D-2 Bezogene resultierende Querkräfte in zwei Bauteilachsen nach einem Sektormodell und einem FE-Modell im Bereich von Innenstützen

E Messwerte und Bewehrungsanordnung der eigenen Versuchsserie P

E.1 Versuch P1

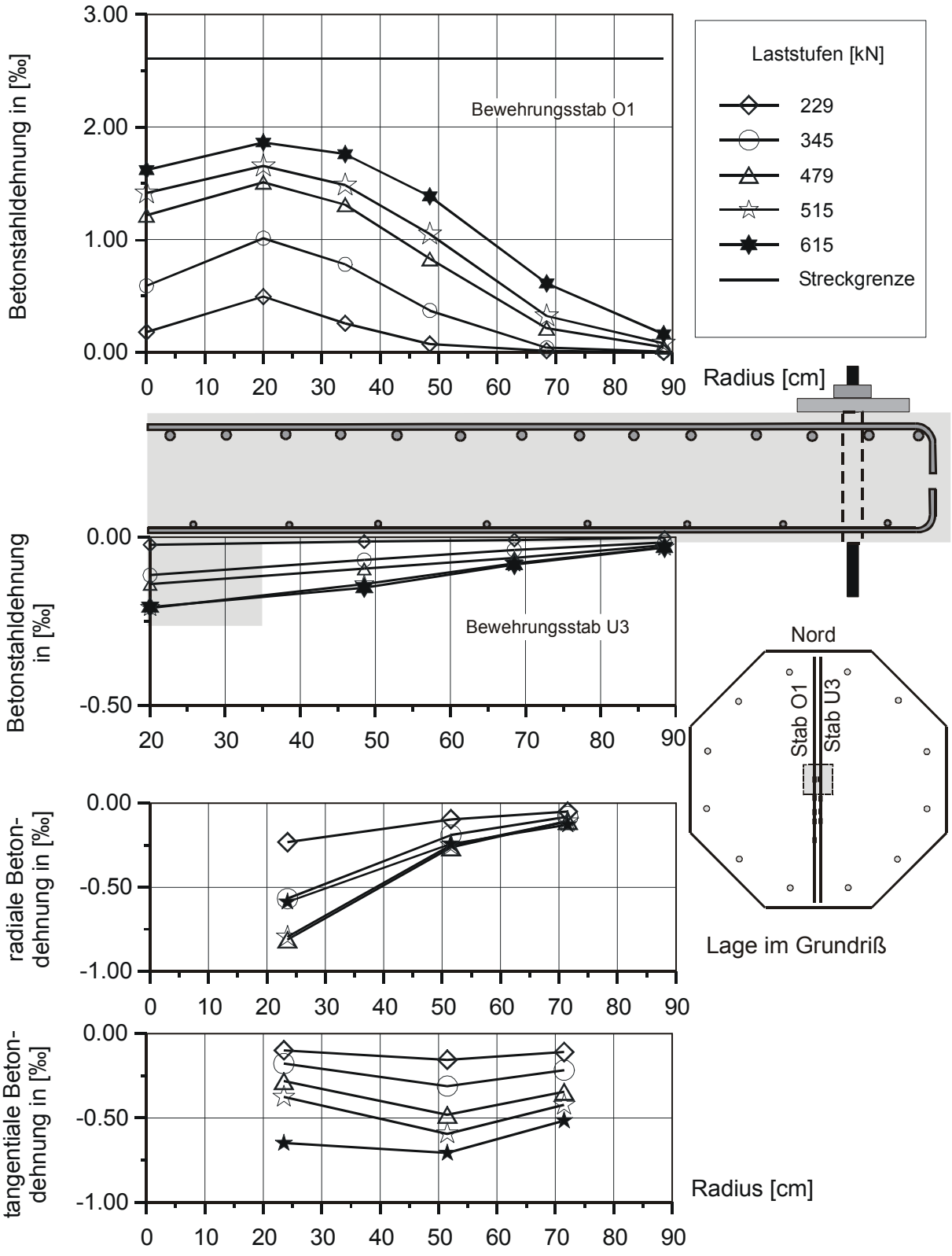


Bild E-1 Beanspruchung des Versuchskörpers P1 in ausgewählten Laststufen

E.2 Versuch P1-I

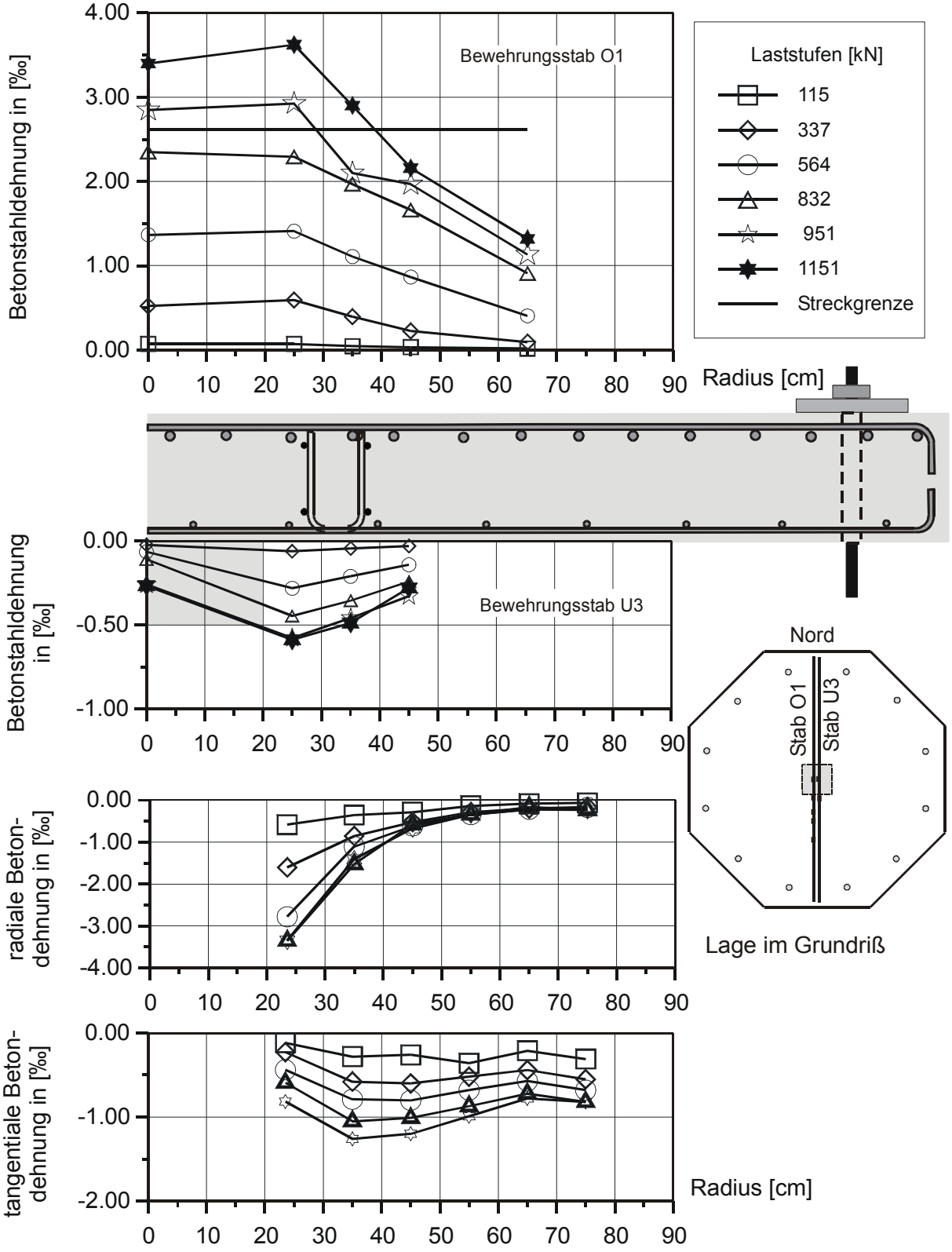
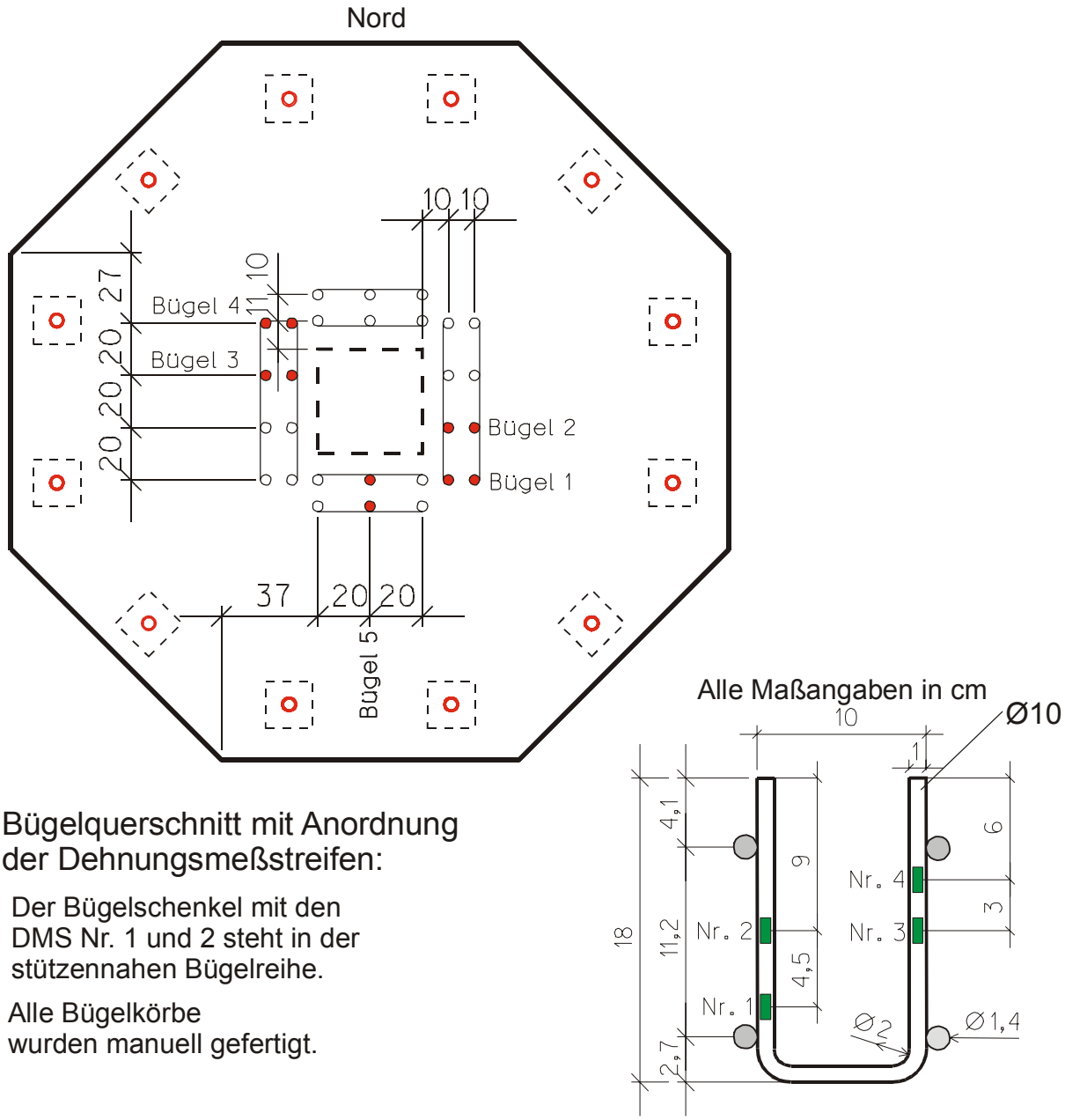


Bild E-2 Beanspruchung des Versuchskörpers P1-I in ausgewählten Laststufen



Bügelquerschnitt mit Anordnung der Dehnungsmeßstreifen:

Der Bügelschenkel mit den DMS Nr. 1 und 2 steht in der stützennahen Bügelreihe.

Alle Bügelkörbe wurden manuell gefertigt.

Bild E-3 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P1-I

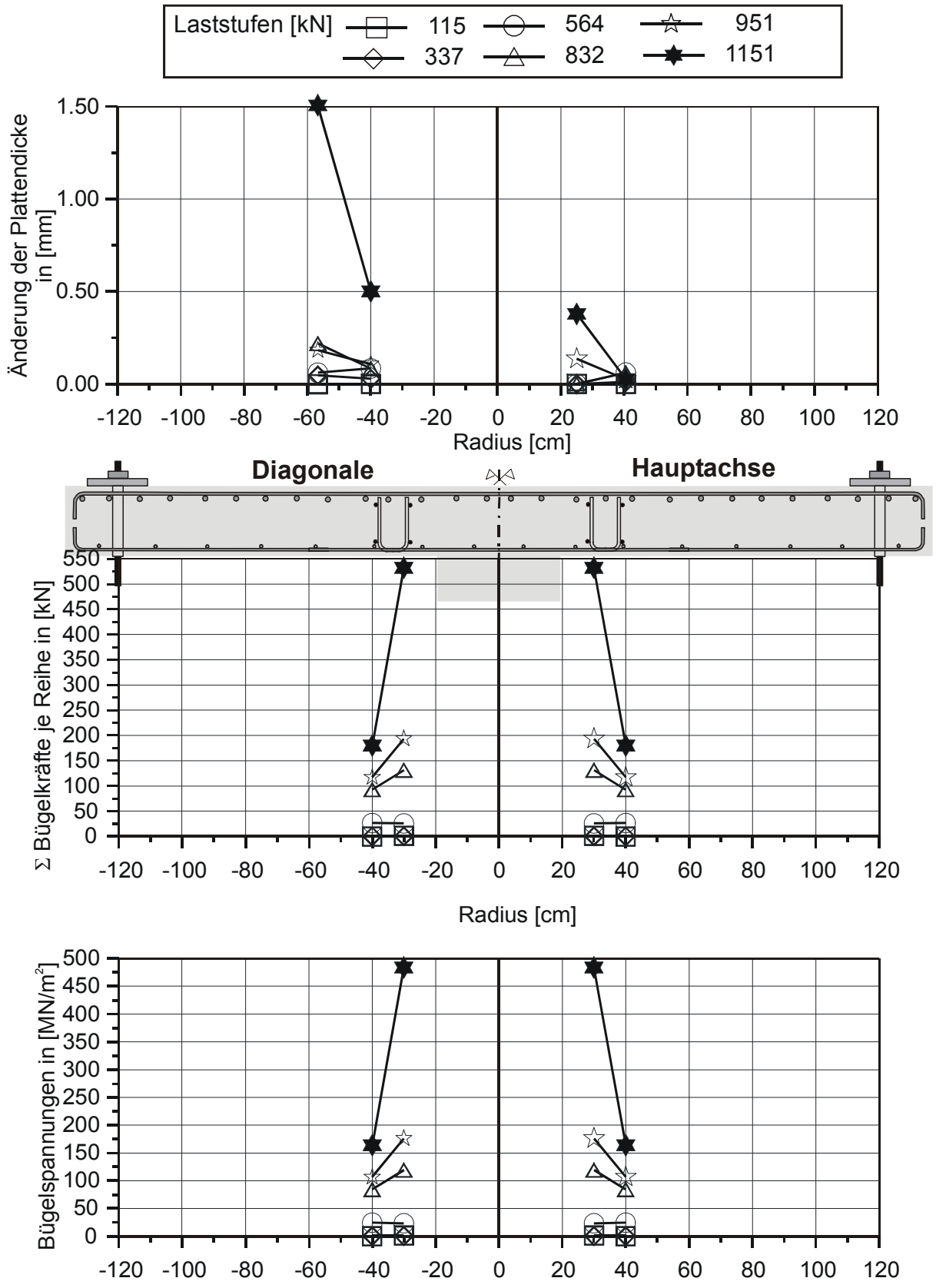


Bild E-4 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P1-I

E.3 Versuch P1-II

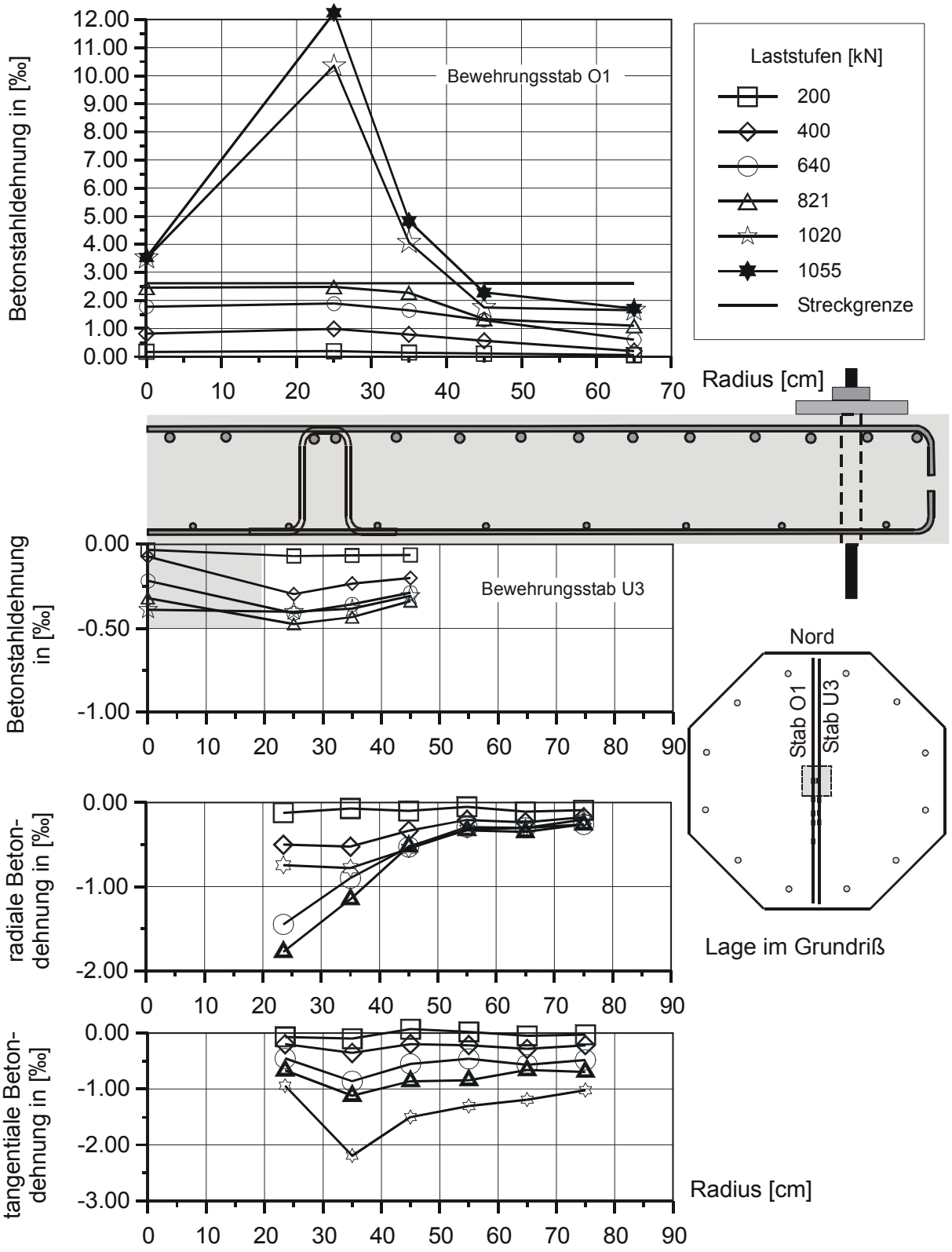
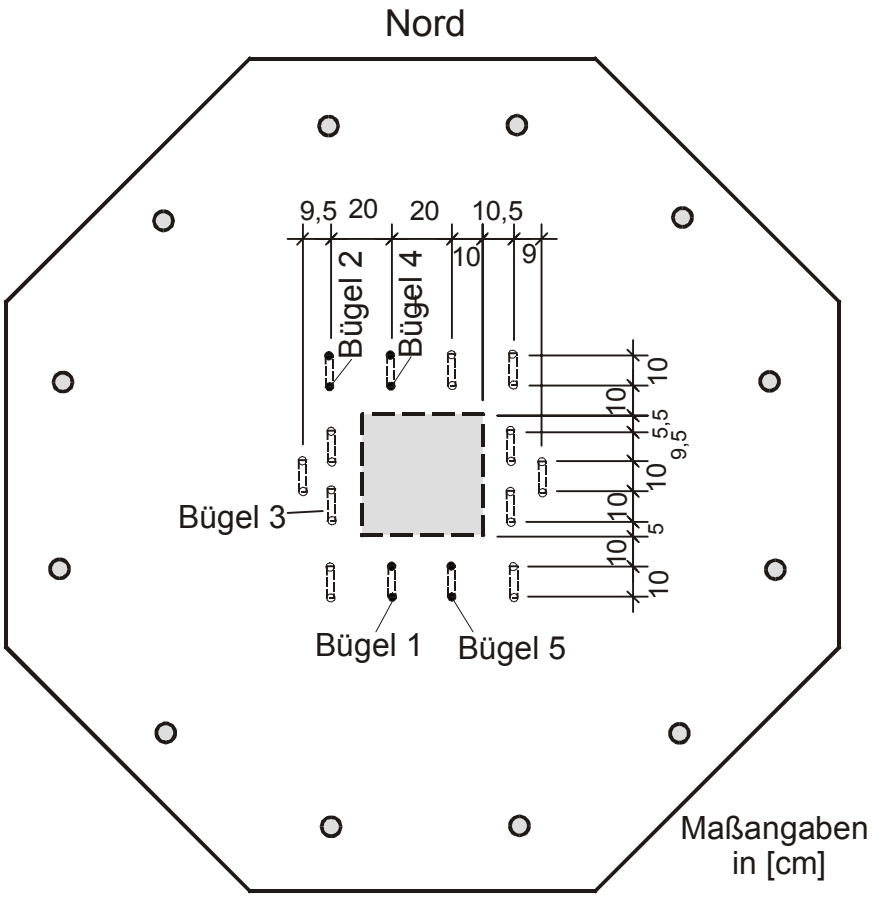


Bild E-5 Beanspruchung des Versuchskörpers P1-II in ausgewählten Laststufen



Dehnungsmeßstreifen
HBM LY 61 3/120
2 Stück je Meßstelle

Einzelbügel

Der vertikale Bügelschenkel mit den DMS Nr. 1 und 2 steht in der stützennahen Bügelreihe

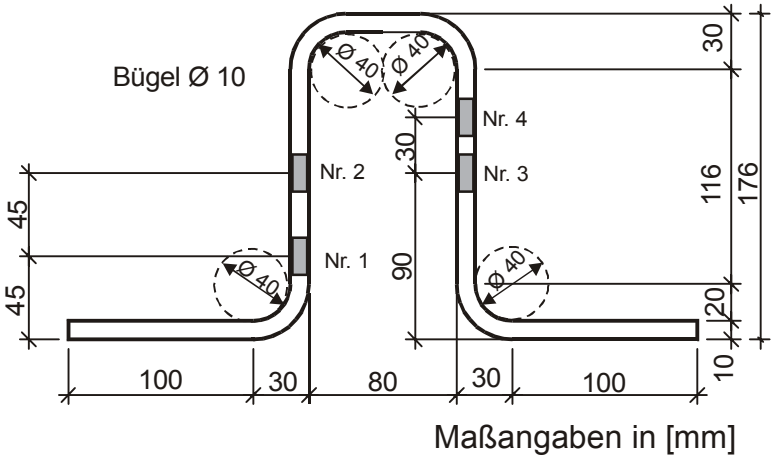


Bild E-6 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P1-II

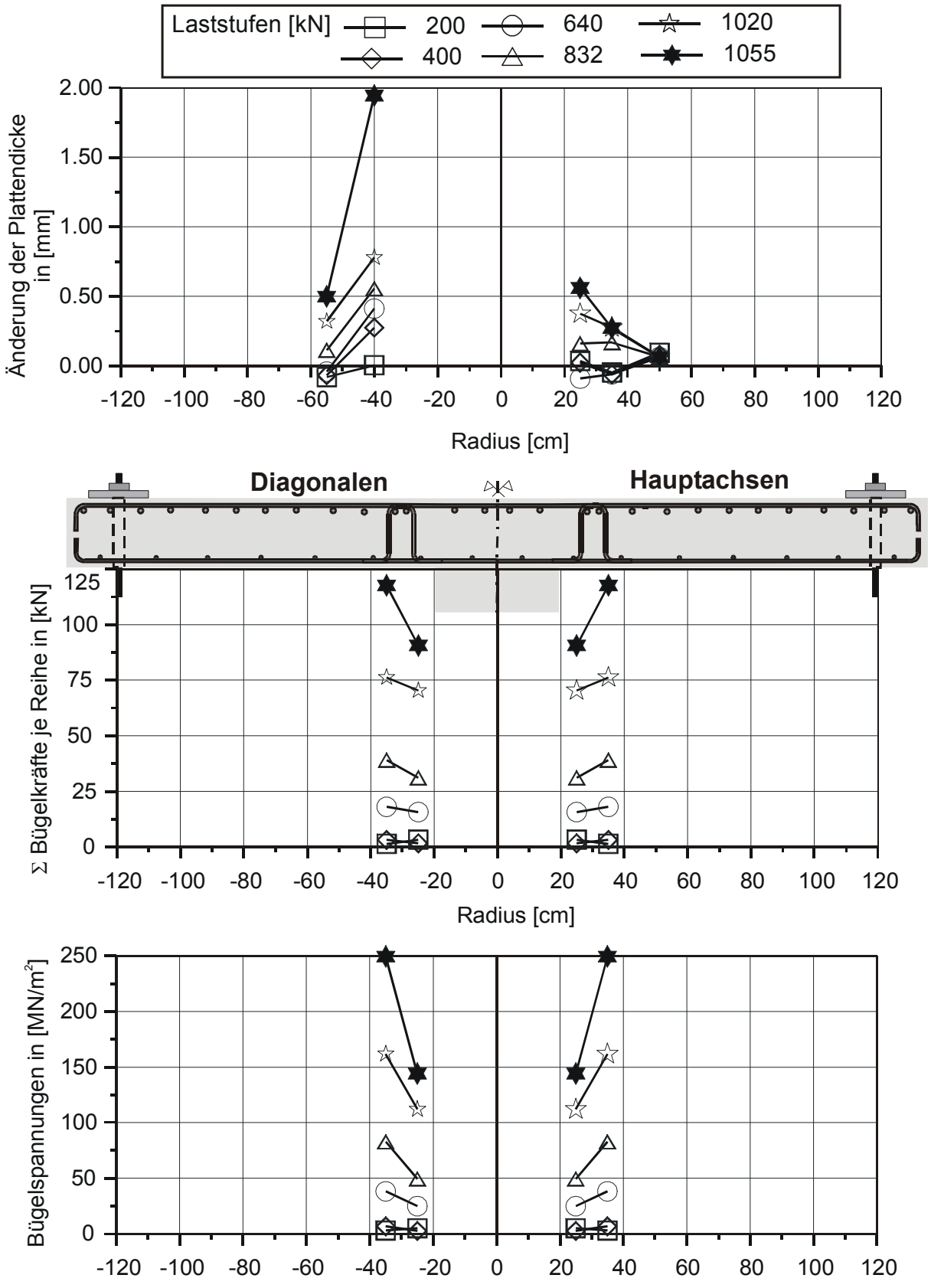


Bild E-7 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P1-II

E.4 Versuch P2-I

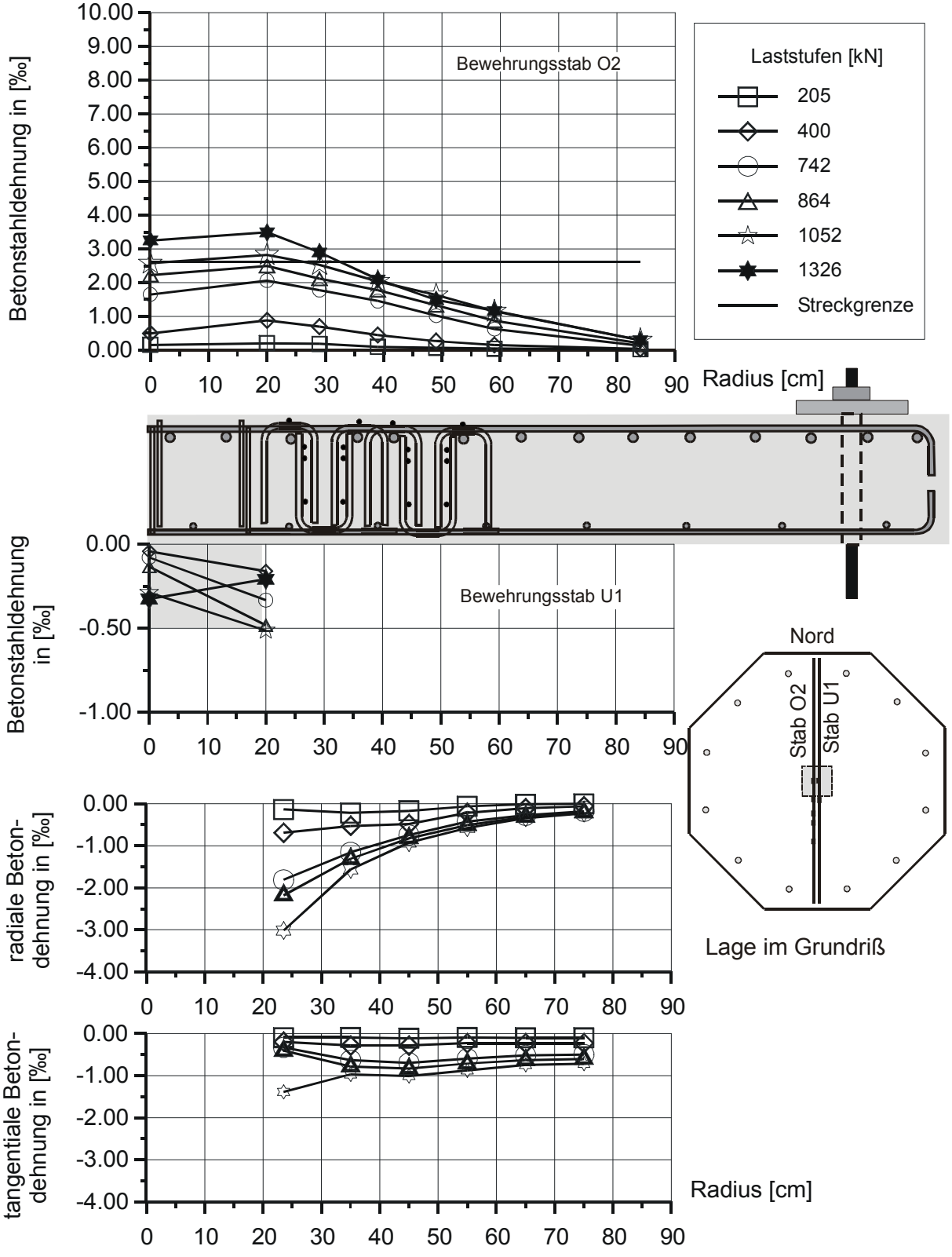
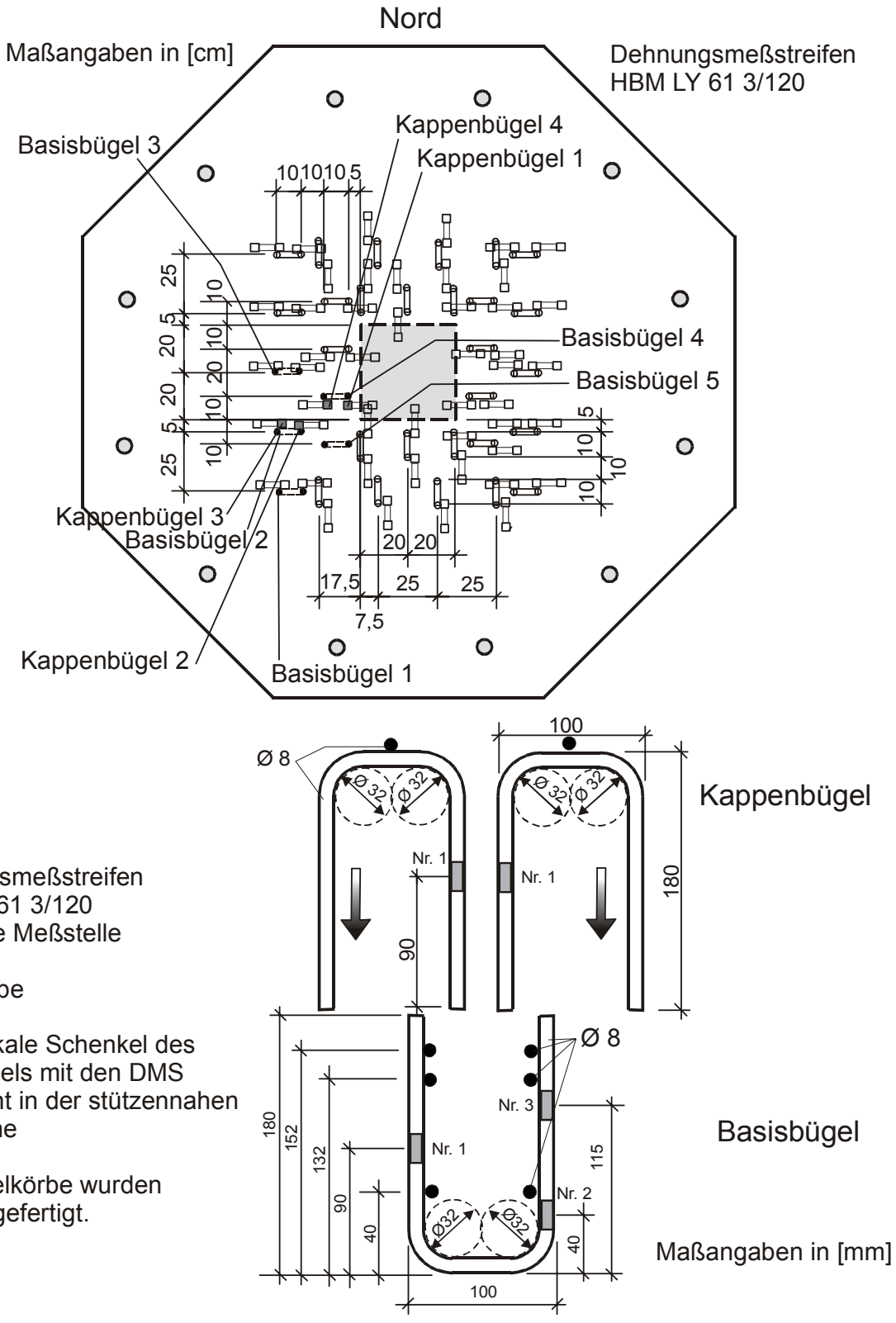


Bild E-8 Beanspruchung des Versuchskörpers P2-I in ausgewählten Laststufen



Dehnungsmeßstreifen
HBM LY 61 3/120
2 Stück je Meßstelle

Bügelkörbe

Der vertikale Schenkel des Basisbügels mit den DMS Nr. 1 steht in der stützennahen Bügelreihe

Alle Bügelkörbe wurden manuell gefertigt.

Bild E-9 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-I

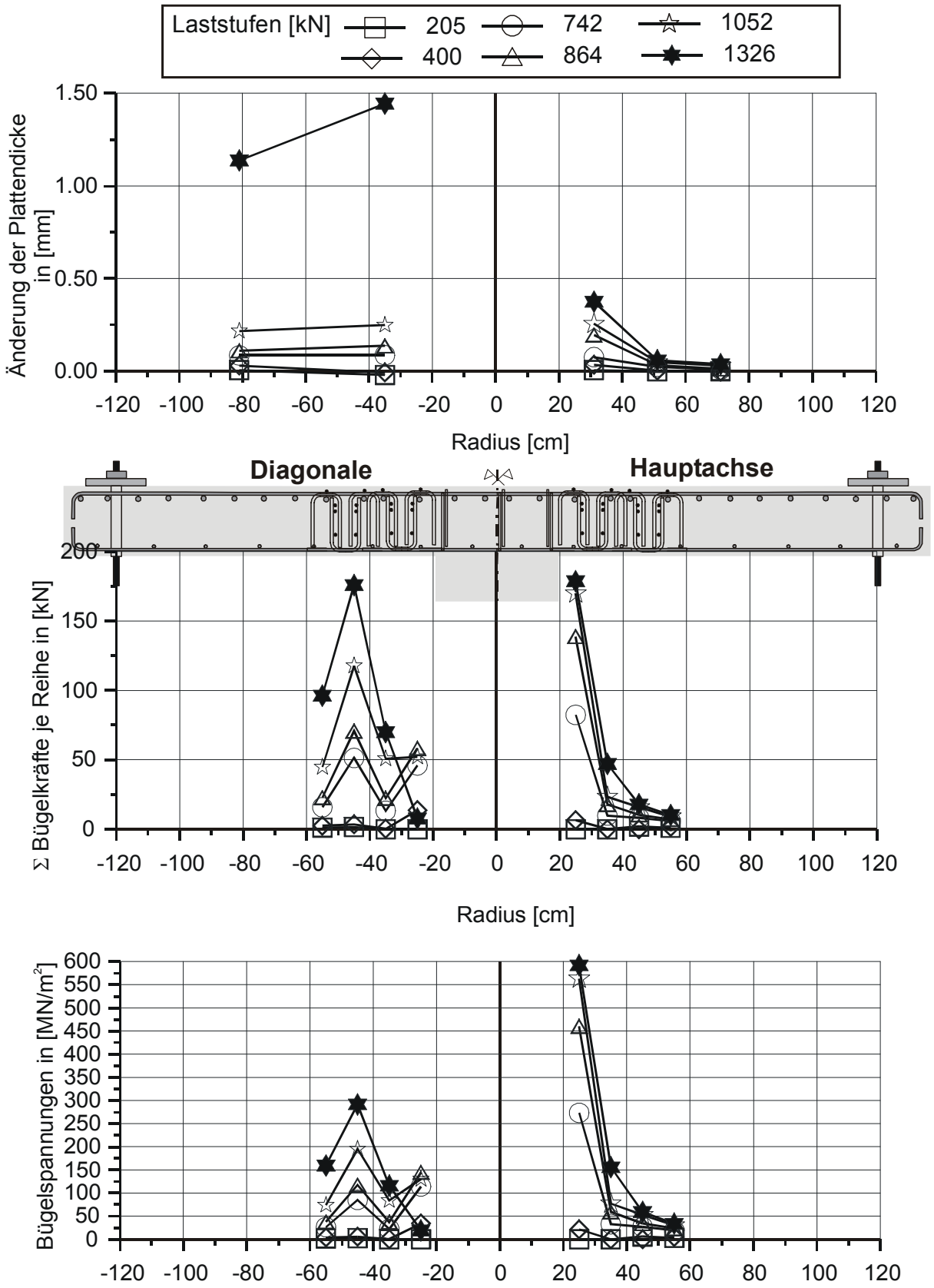


Bild E-10 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-I

E.5 Versuch P2-II

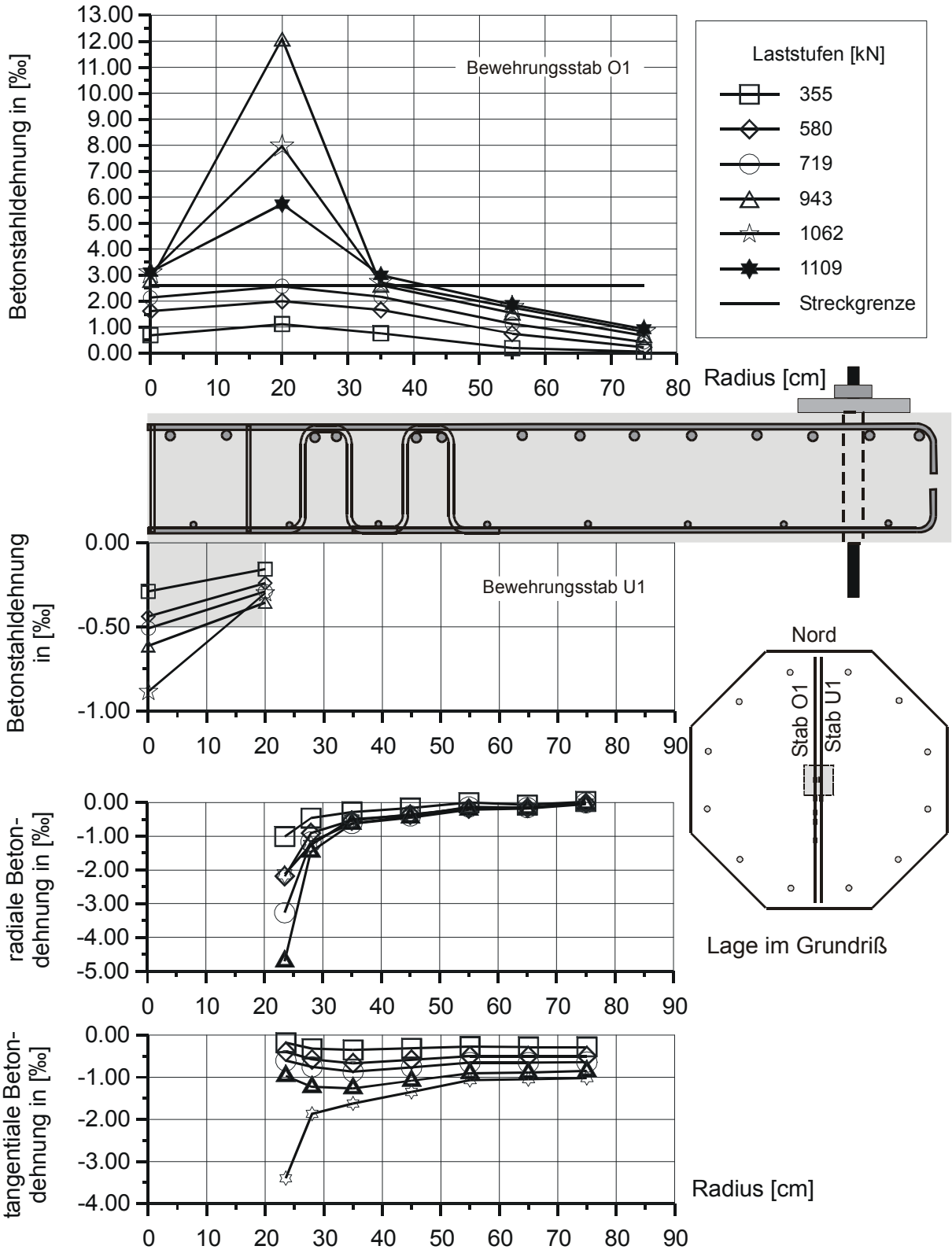
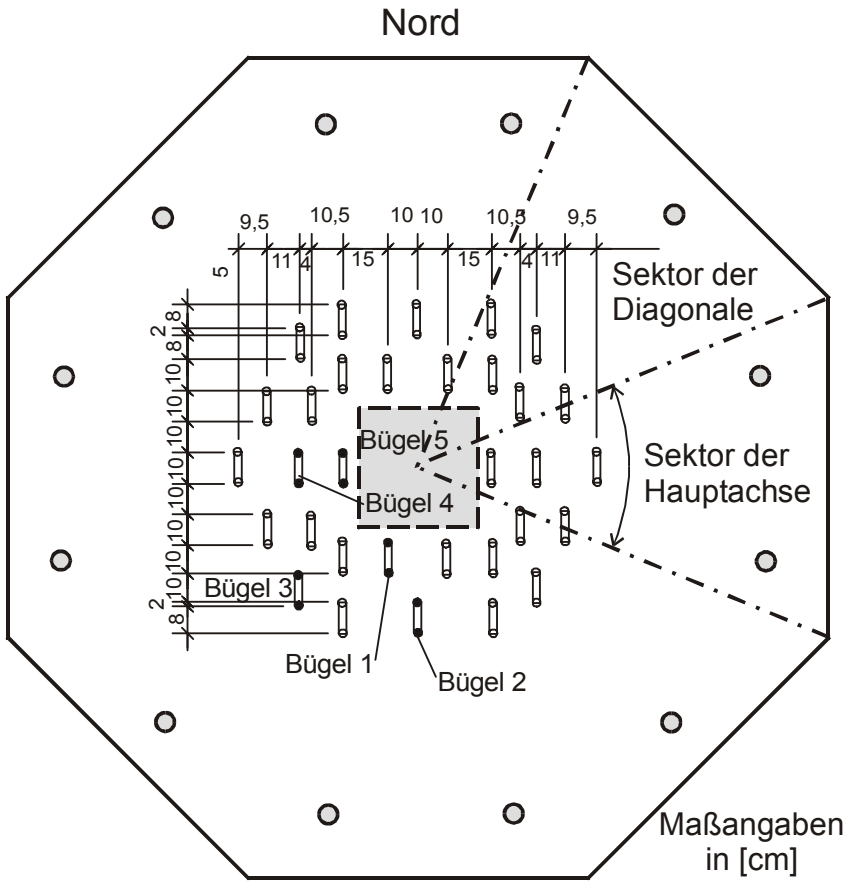


Bild E-11 Beanspruchung des Versuchskörpers P2-II in ausgewählten Laststufen



Dehnungsmeßstreifen
HBM LY 61 3/120
2 Stück je Meßstelle

Einzelbügel

Der vertikale Schenkel des Basisbügels mit den DMS Nr. 1 steht stützennah

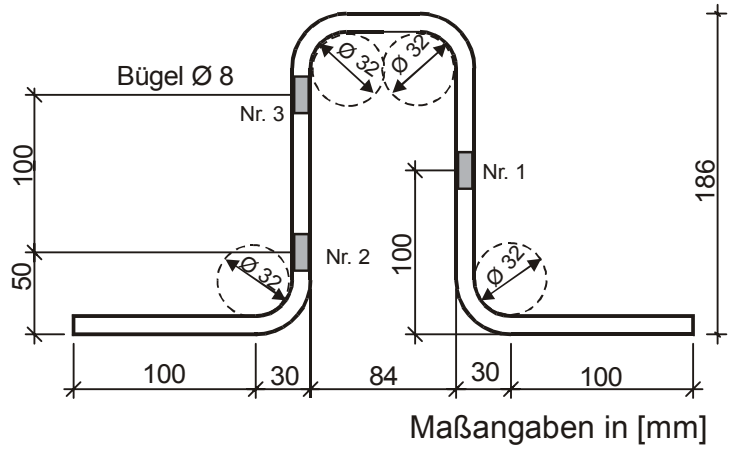


Bild E-12 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-II

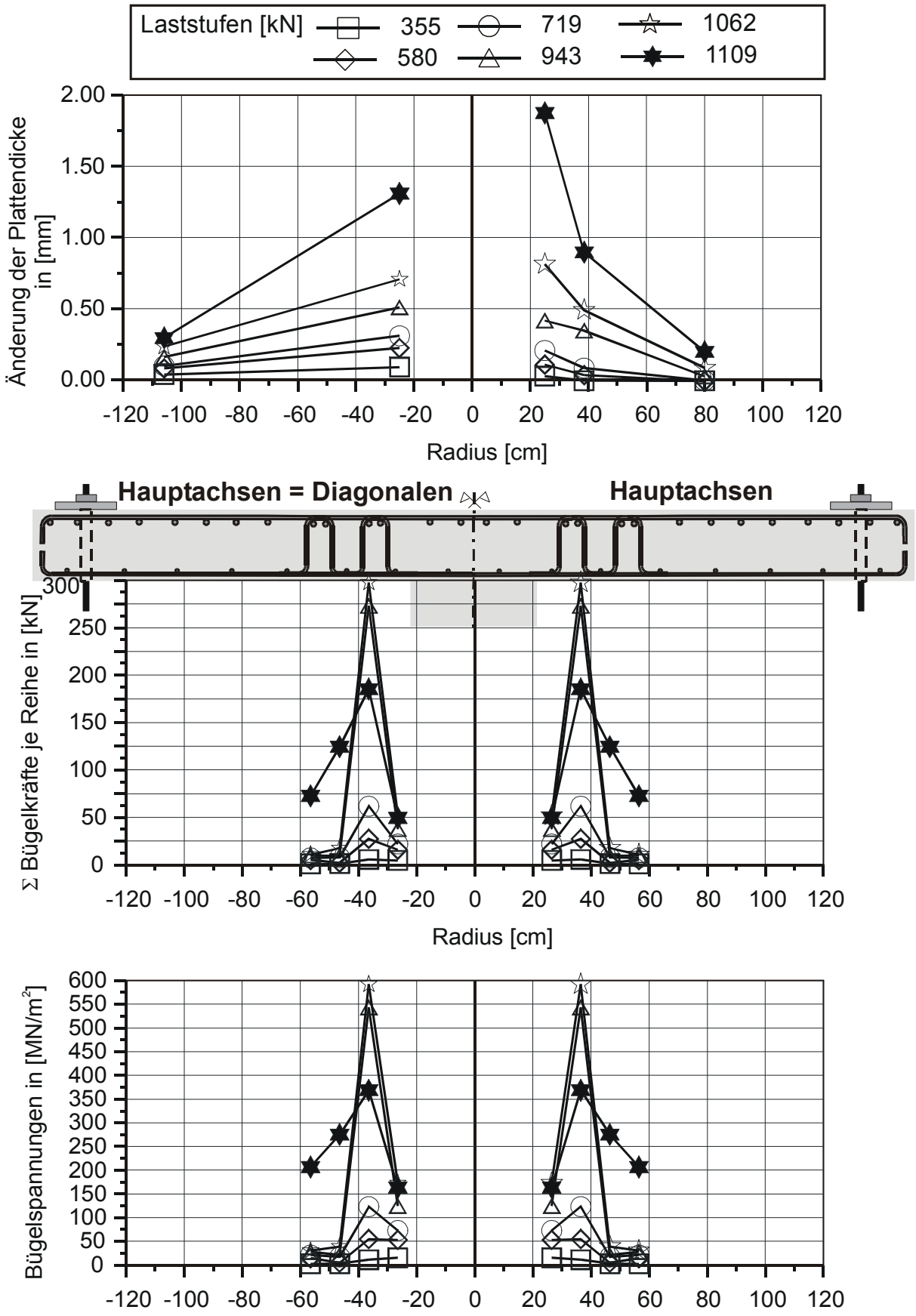


Bild E-13 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-II

E.6 Versuch P2-III

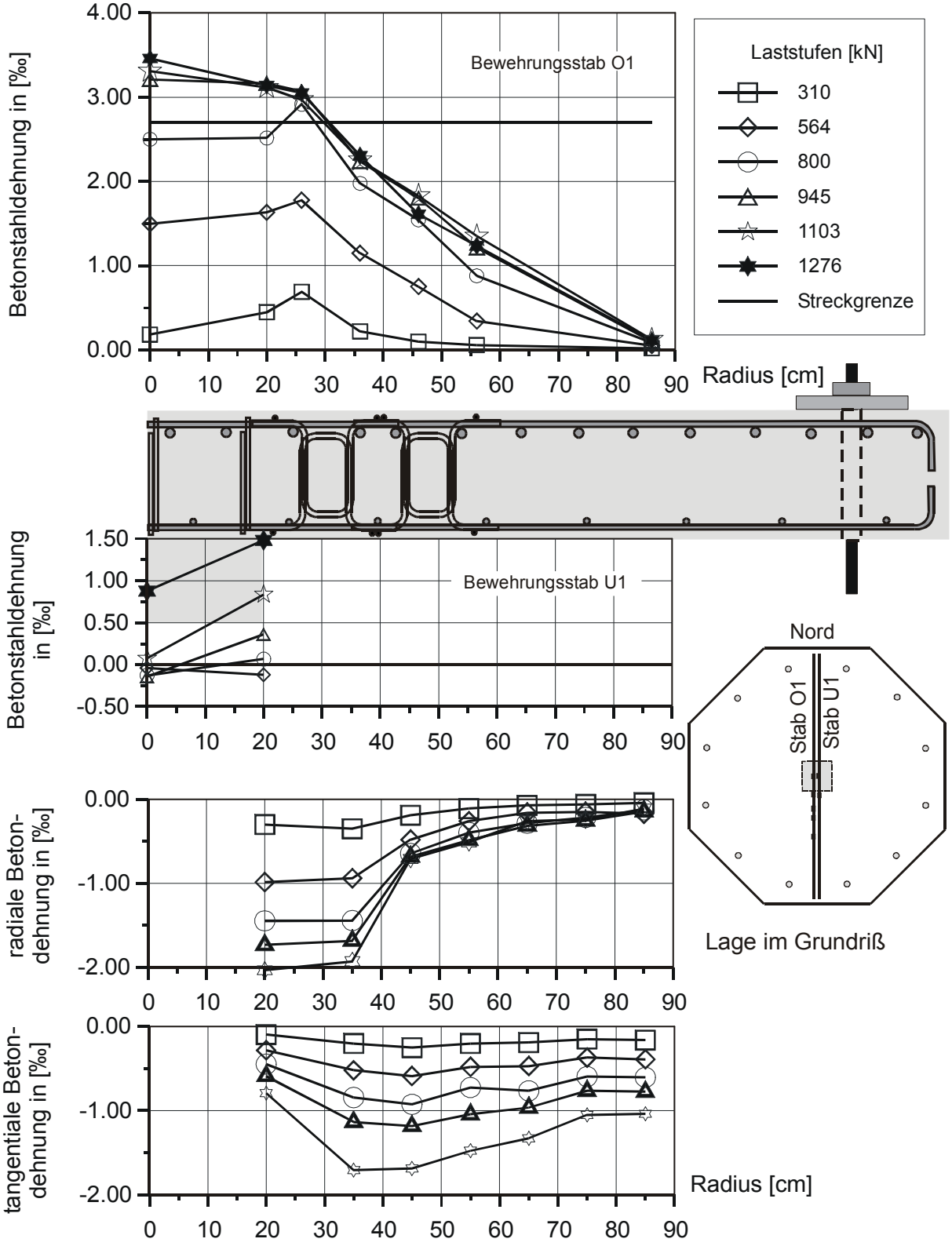


Bild E-14 Beanspruchung des Versuchskörpers P2-III in ausgewählten Laststufen

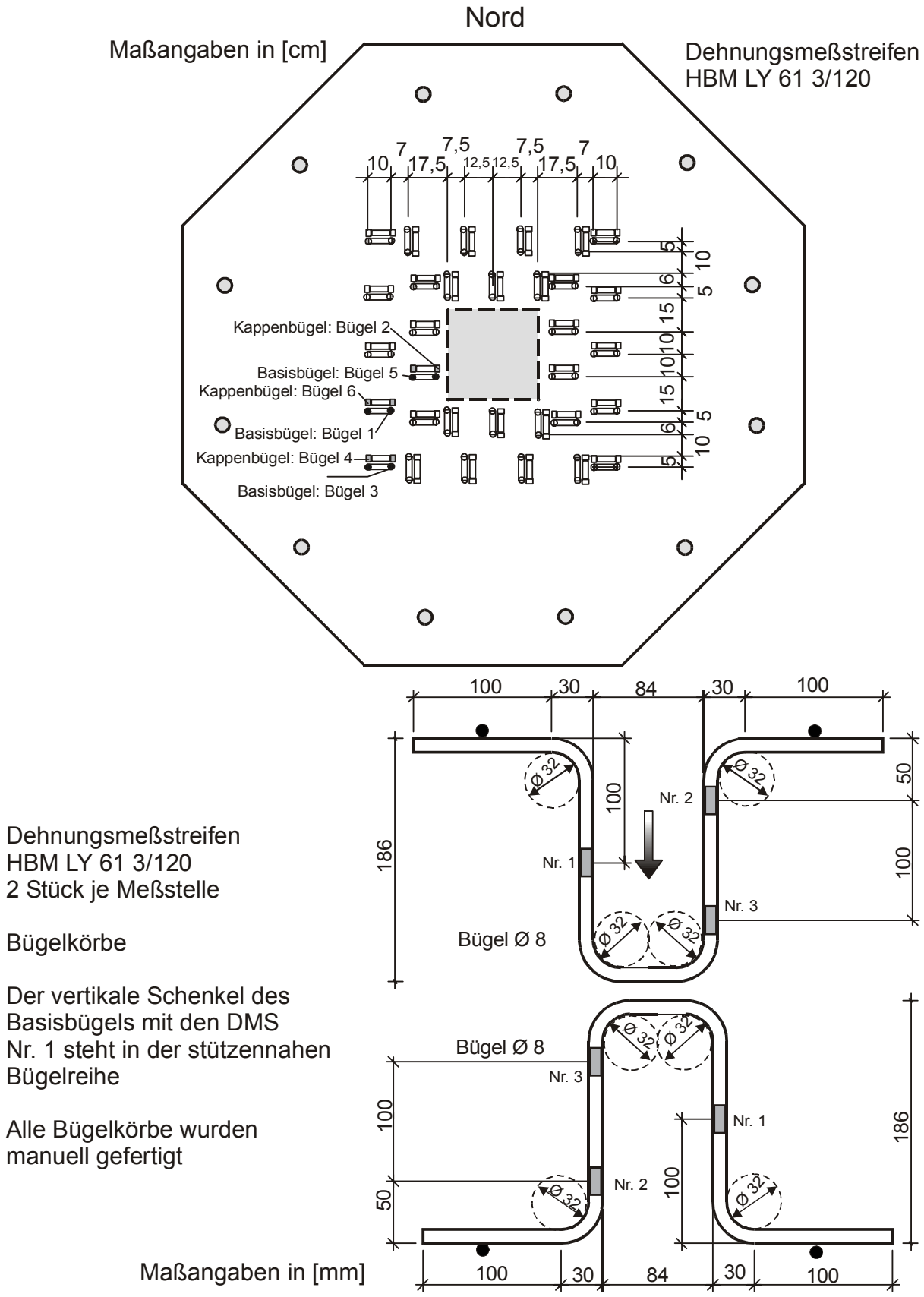


Bild E-15 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-III

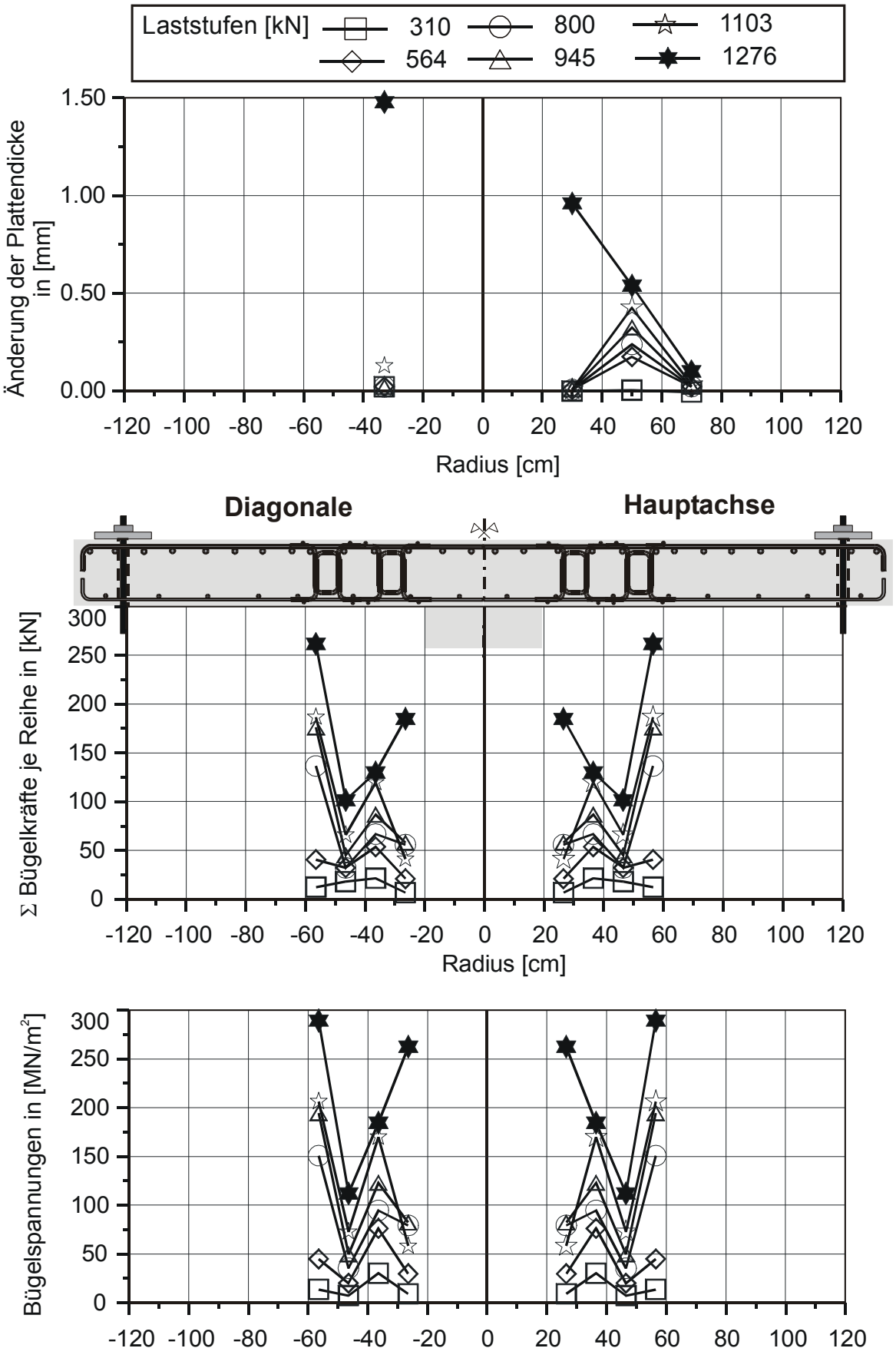


Bild E-16 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-III

E.7 Versuch P3-I

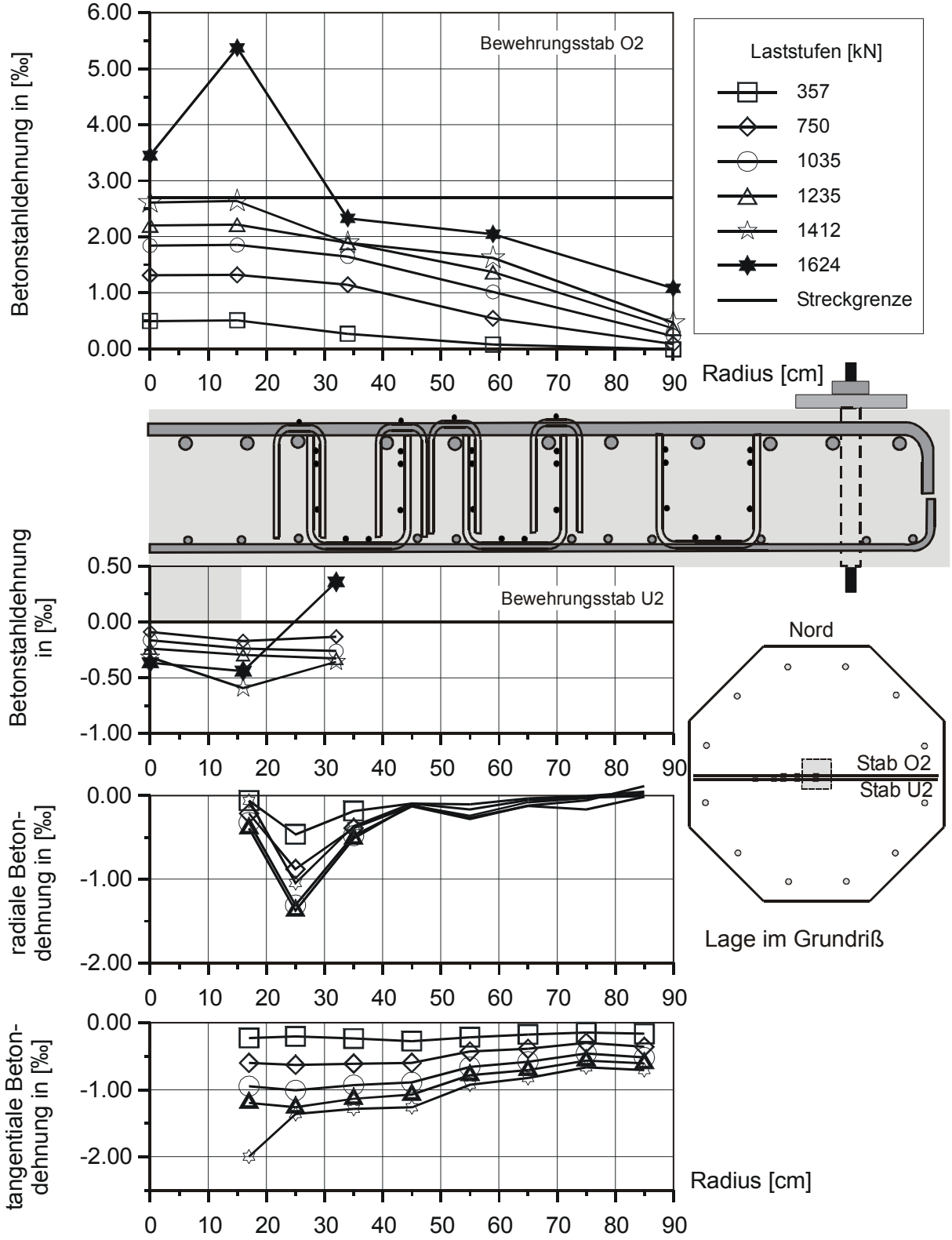


Bild E-17 Beanspruchung des Versuchskörpers P3-I in ausgewählten Laststufen

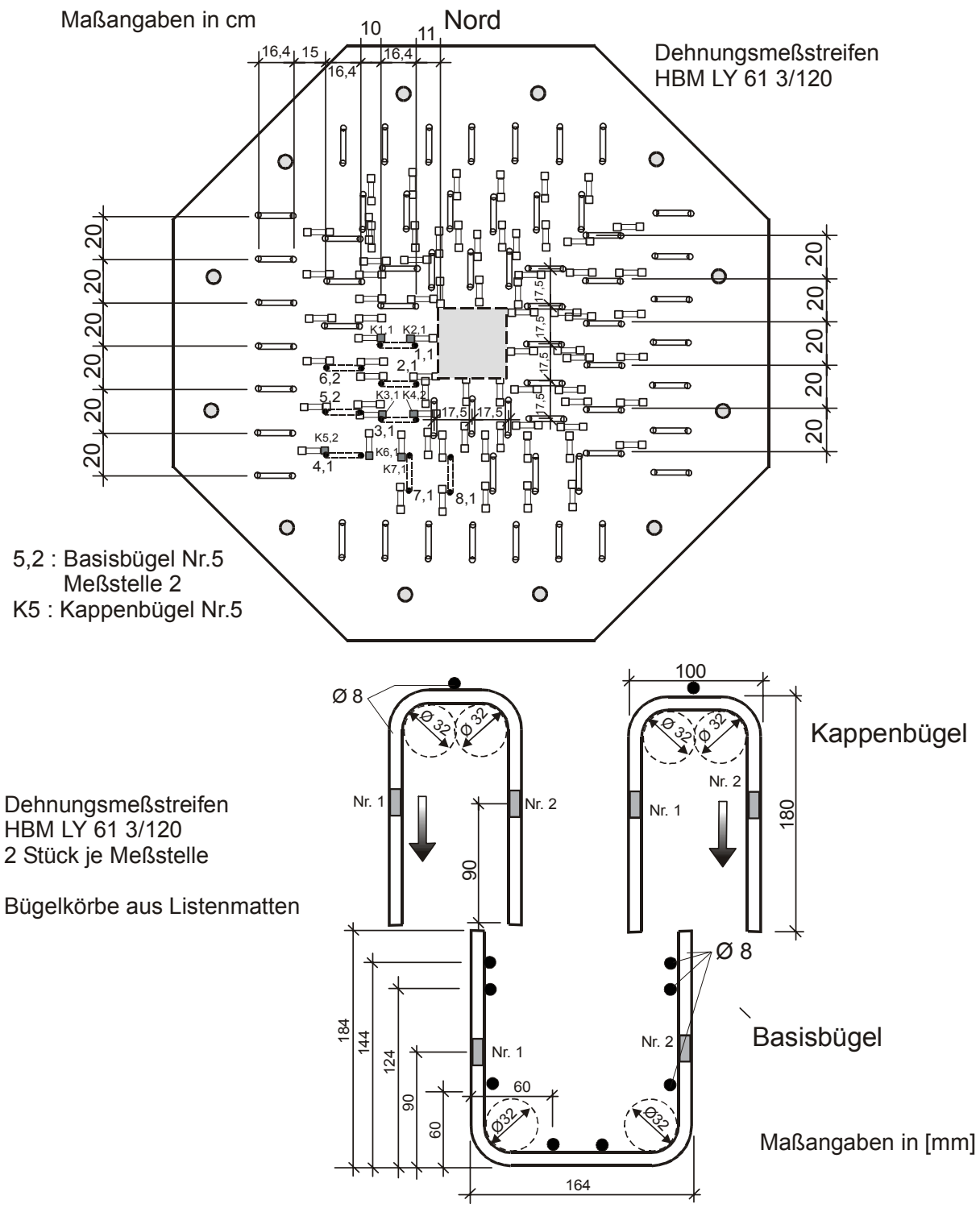


Bild E-18 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-I

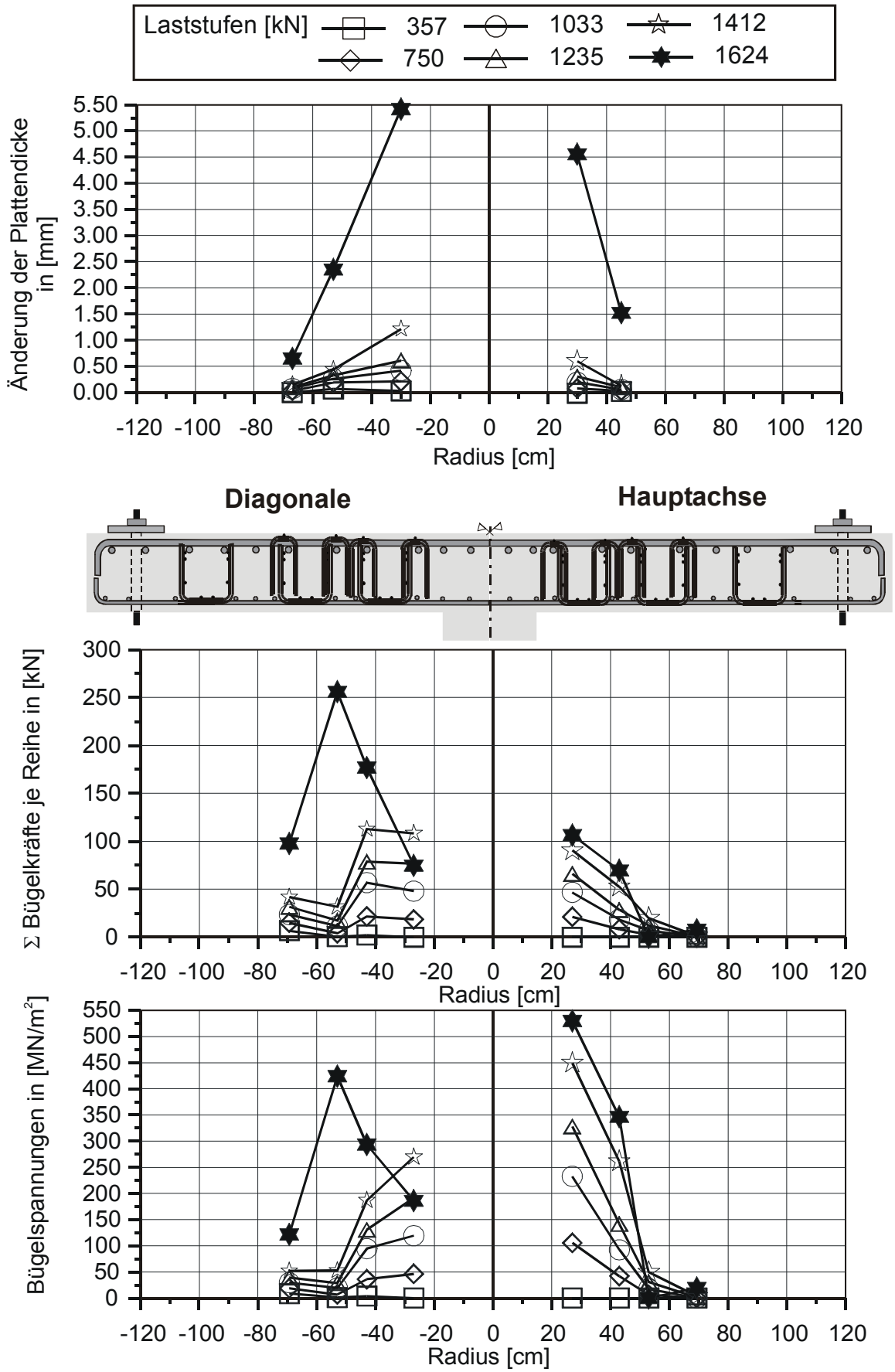


Bild E-19 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P3-I

E.8 Versuch P4-III

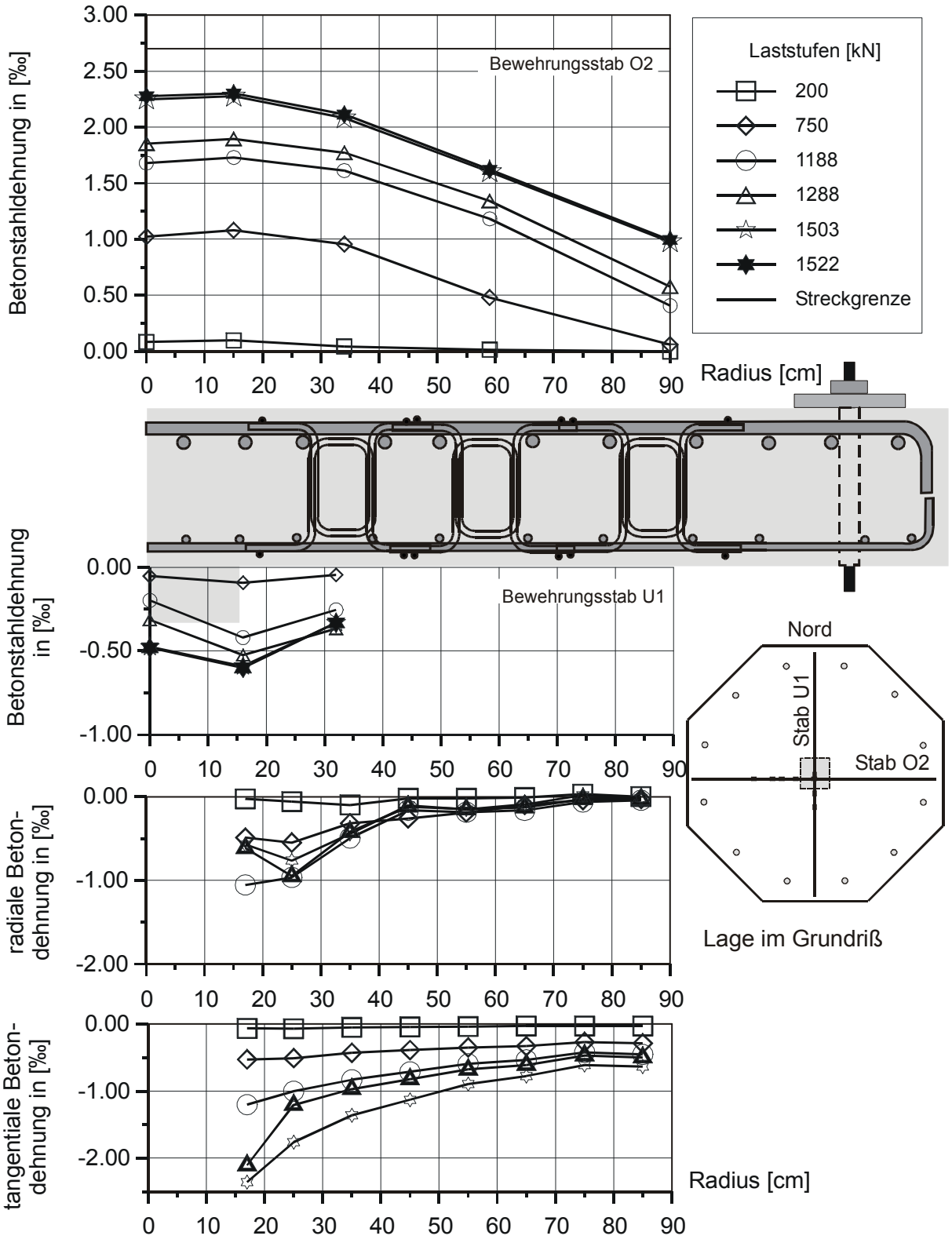


Bild E-20 Beanspruchung des Versuchskörpers P4-III in ausgewählten Laststufen

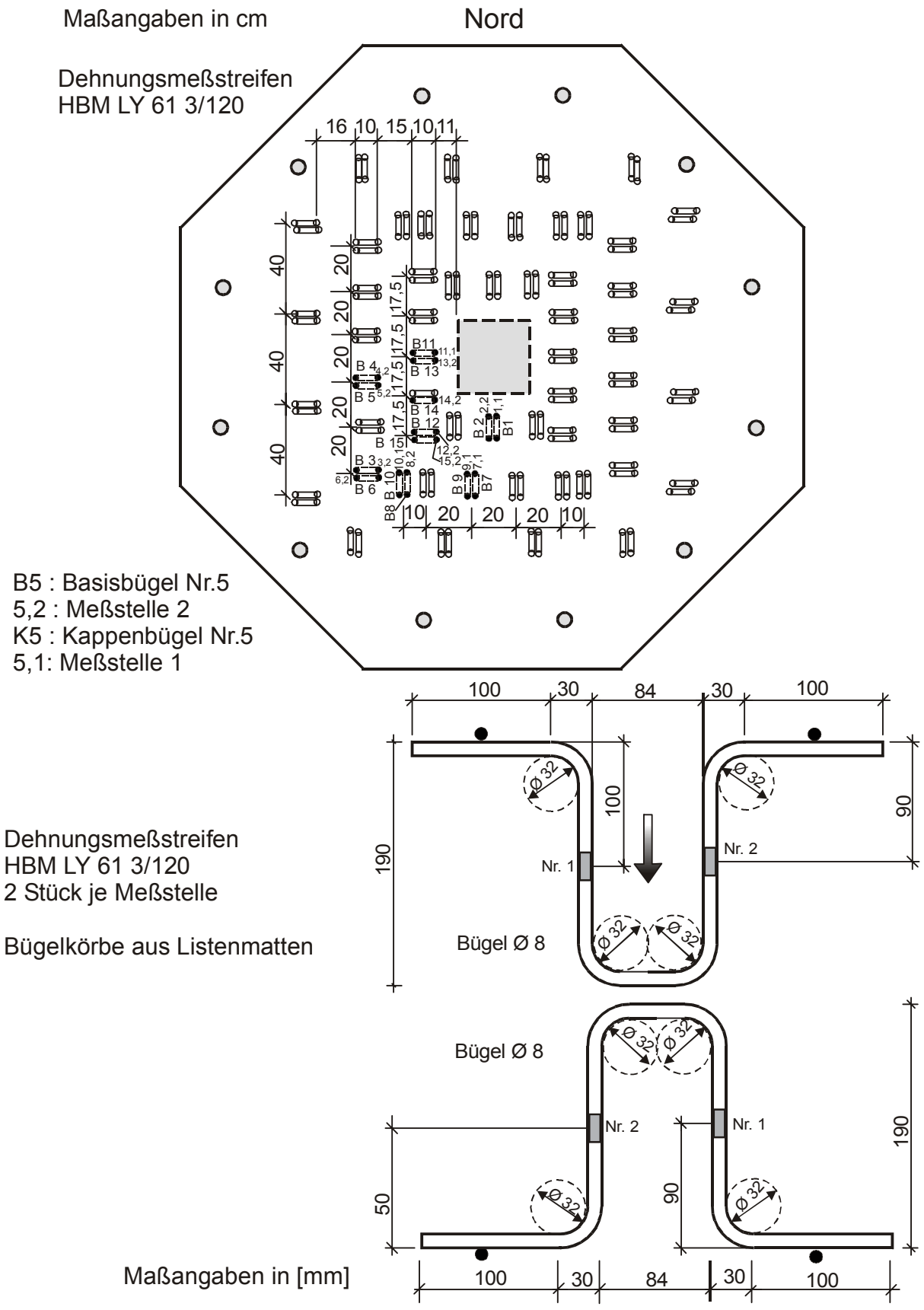


Bild E-21 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P4-III

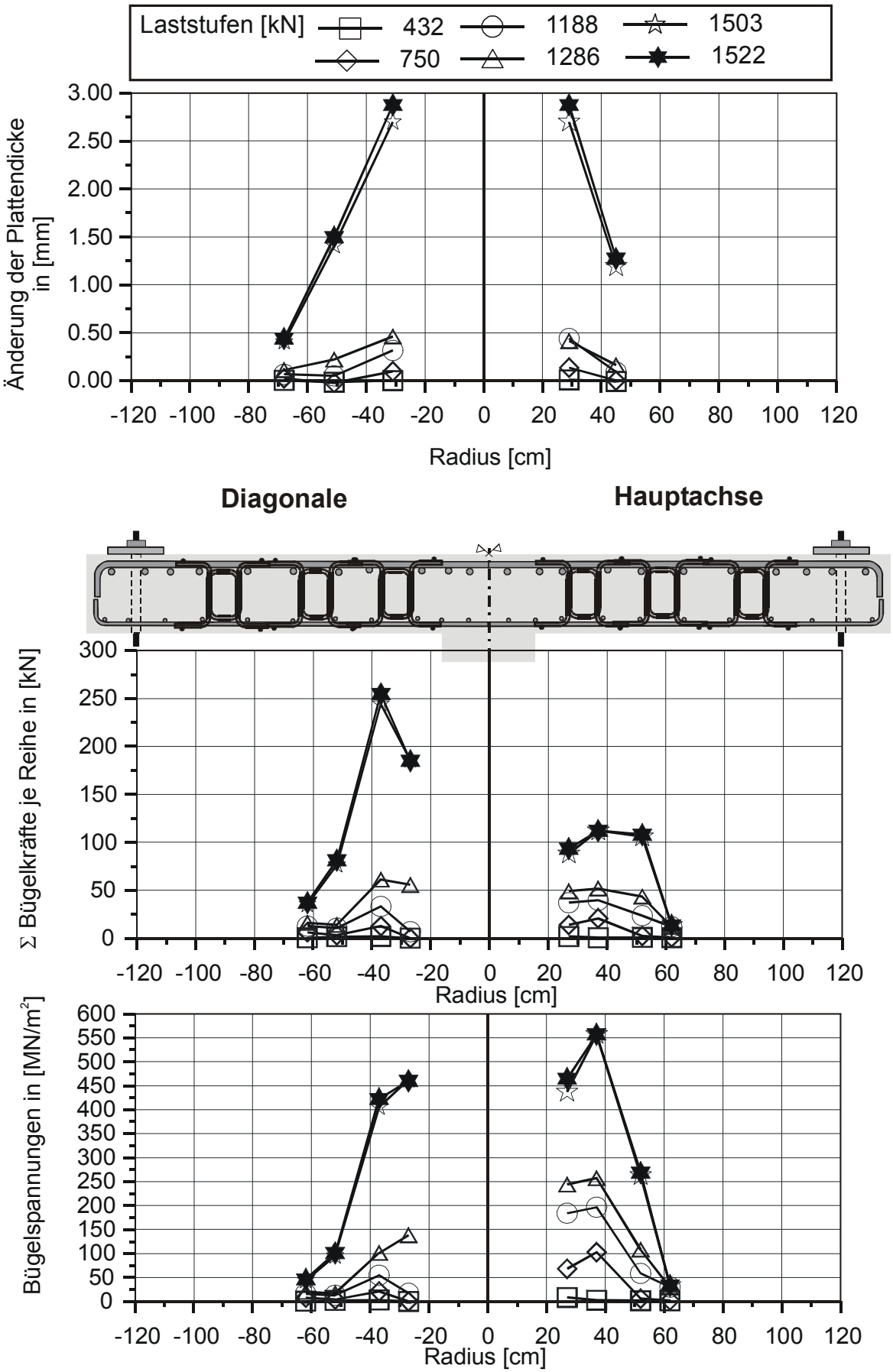


Bild E-22 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P4-III

E.9 Versuch P5-I

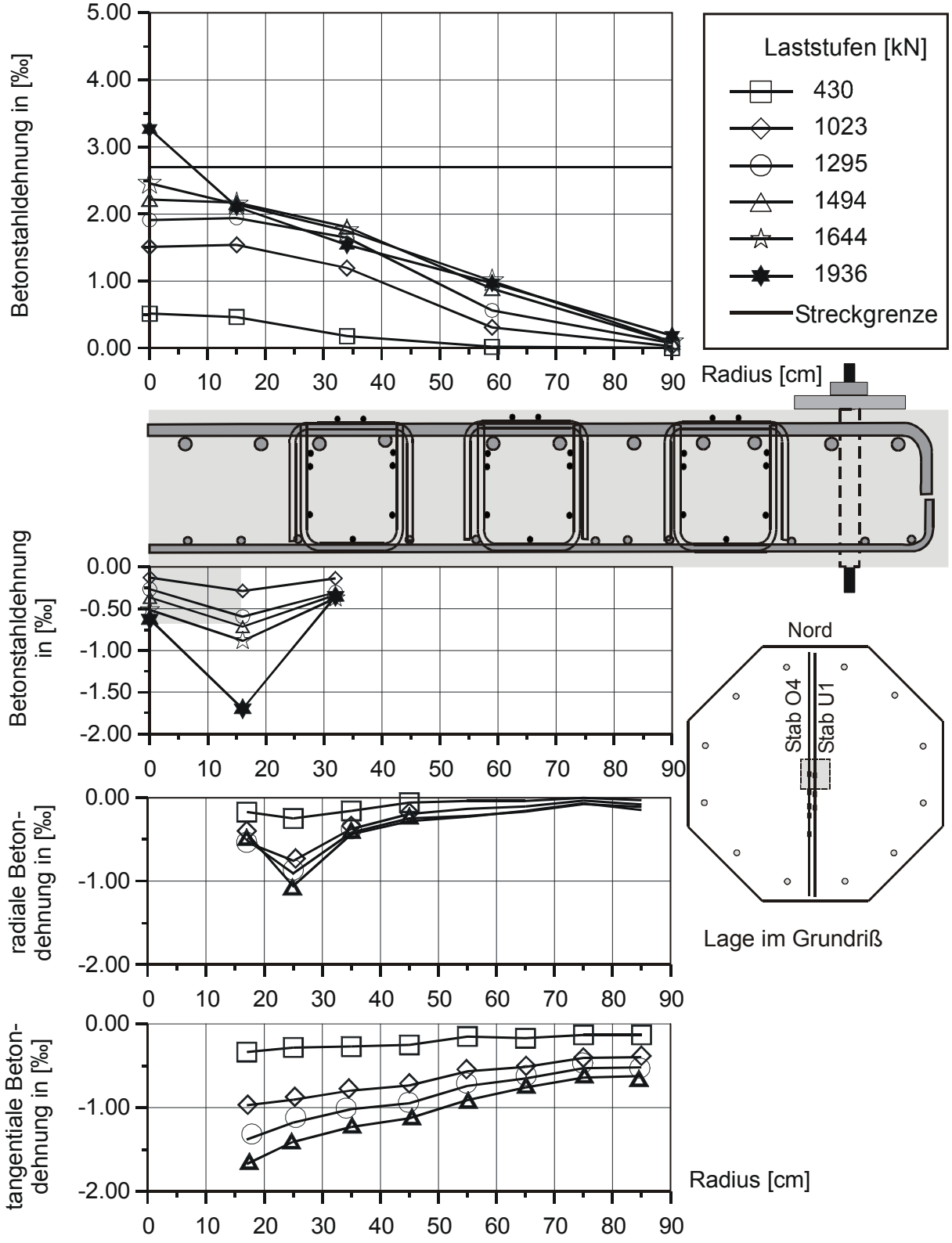


Bild E-23 Beanspruchung des Versuchskörpers P5-I in ausgewählten Laststufen

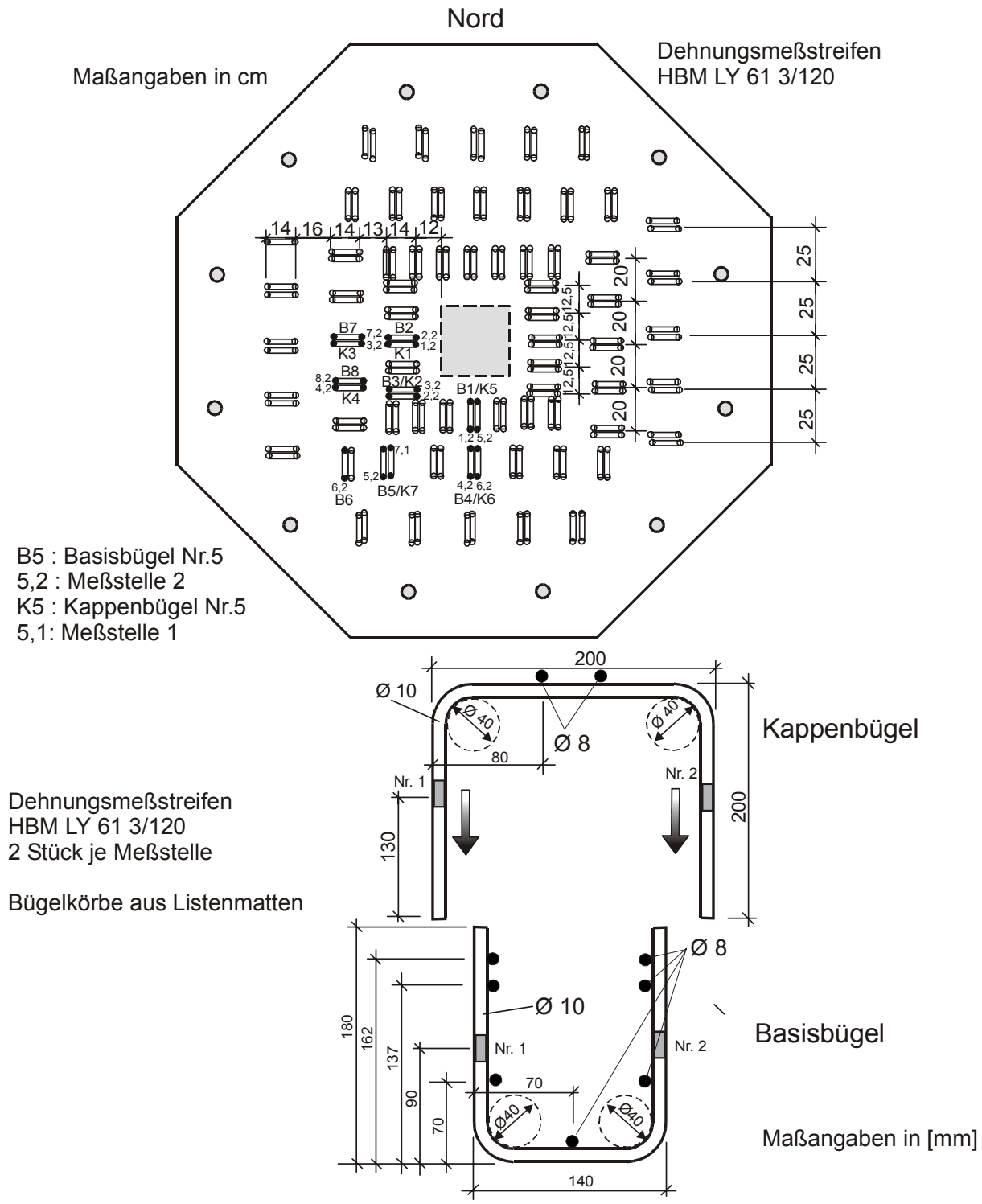


Bild E-24 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P5-I

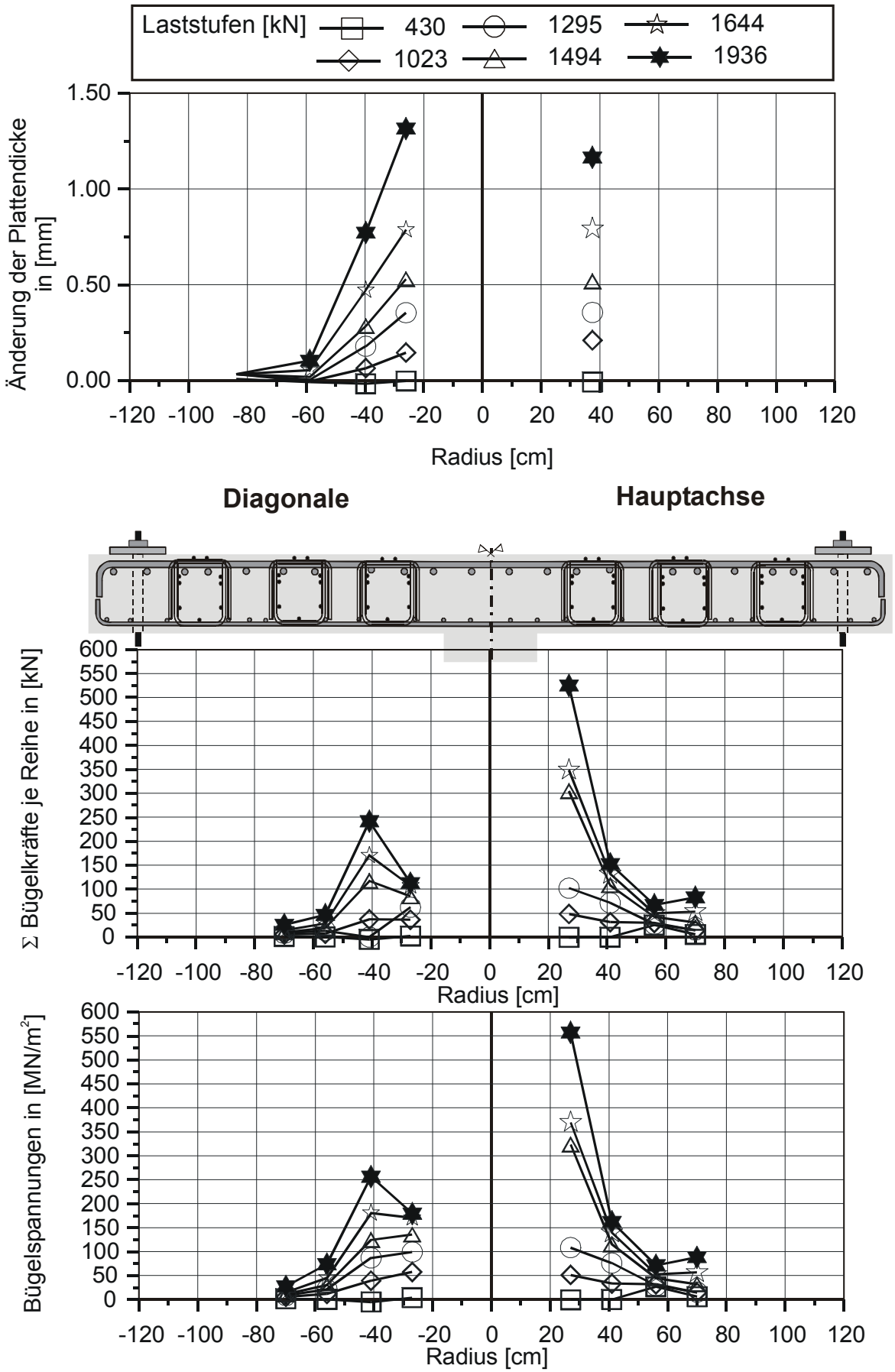


Bild E-25 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P5-I

E.10 Versuch P6-I

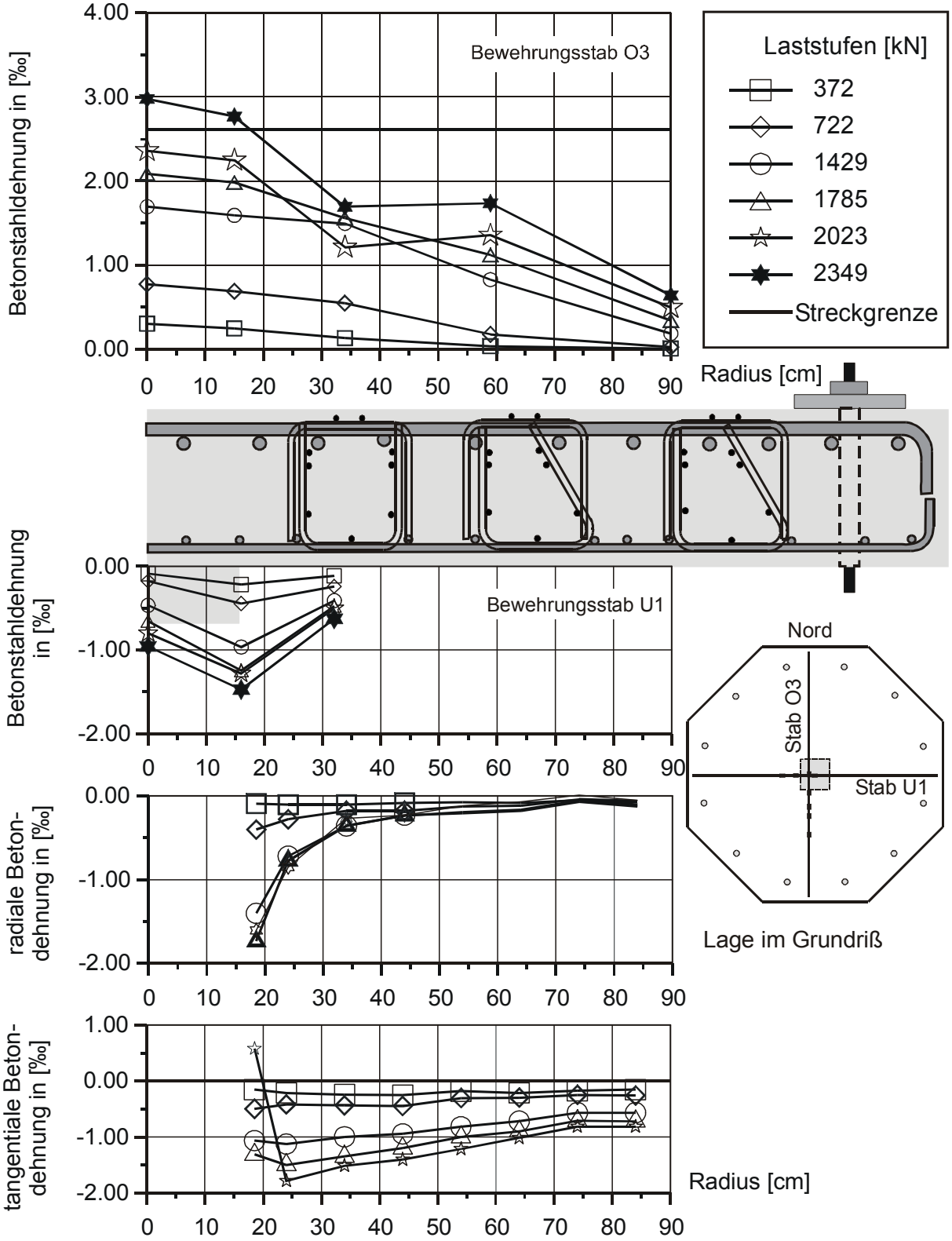


Bild E-26 Beanspruchung des Versuchskörpers P6-I in ausgewählten Laststufen

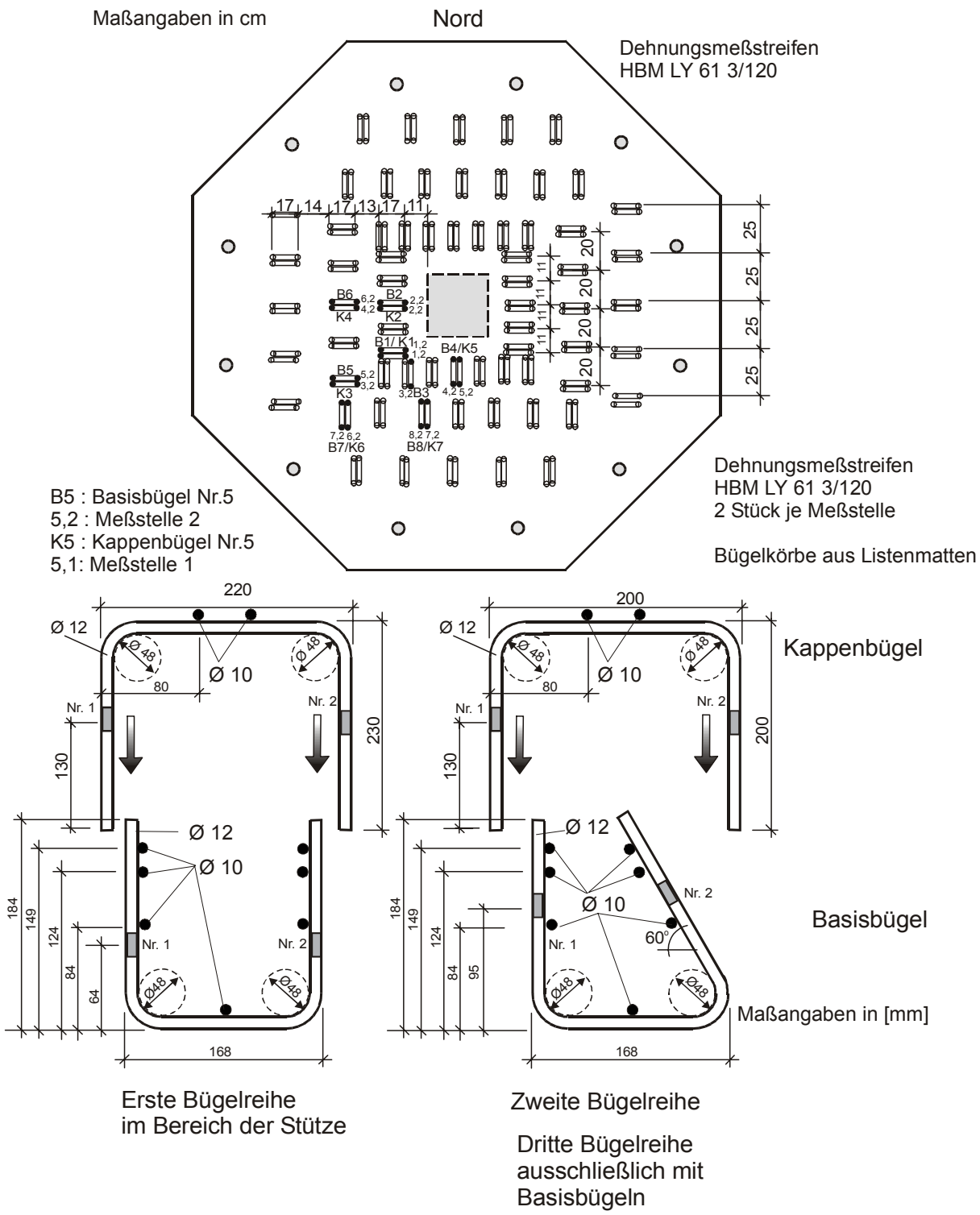


Bild E-27 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P6-I

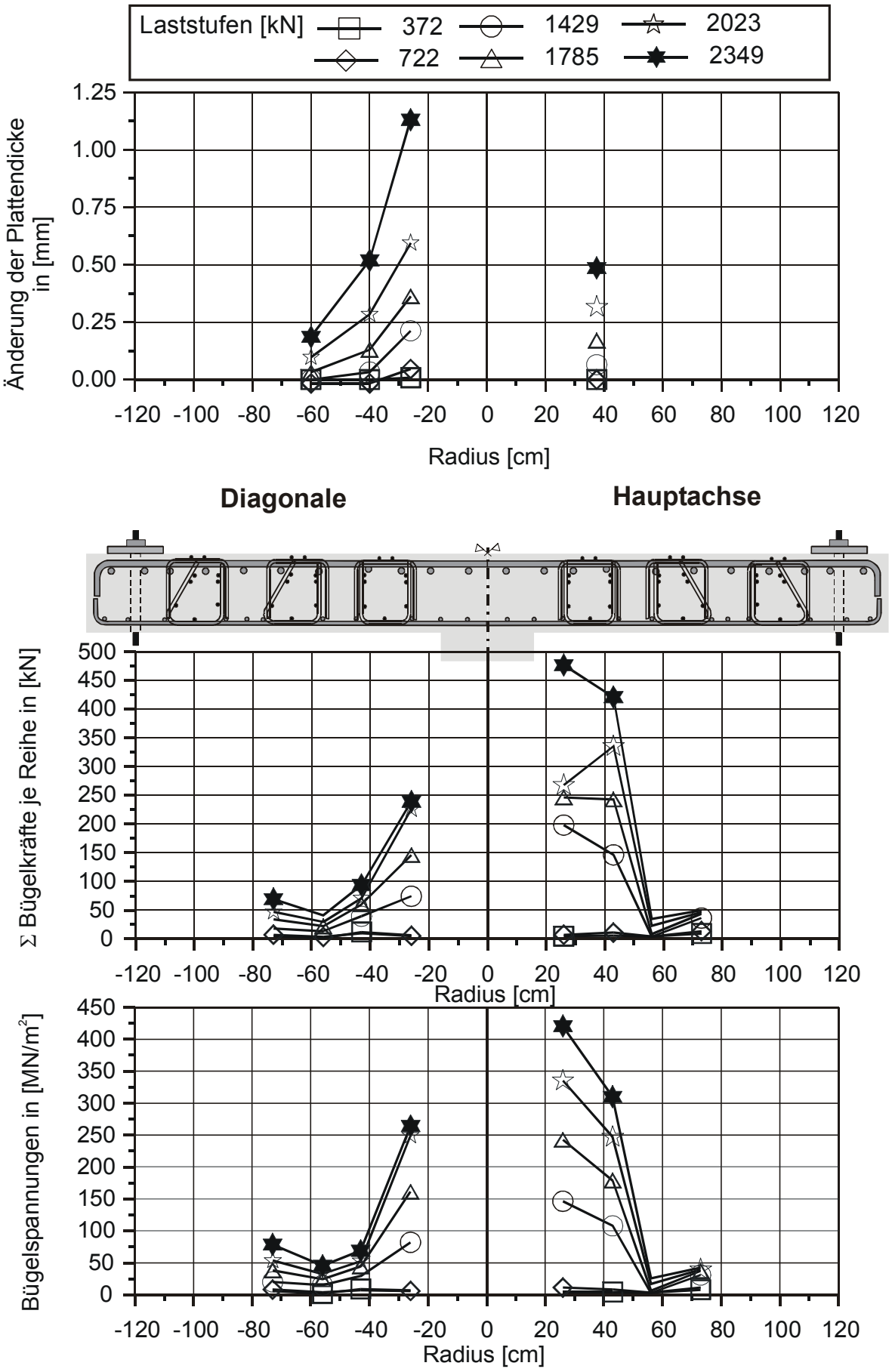


Bild E-28 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P6-I

E.11 Versuch P7-I

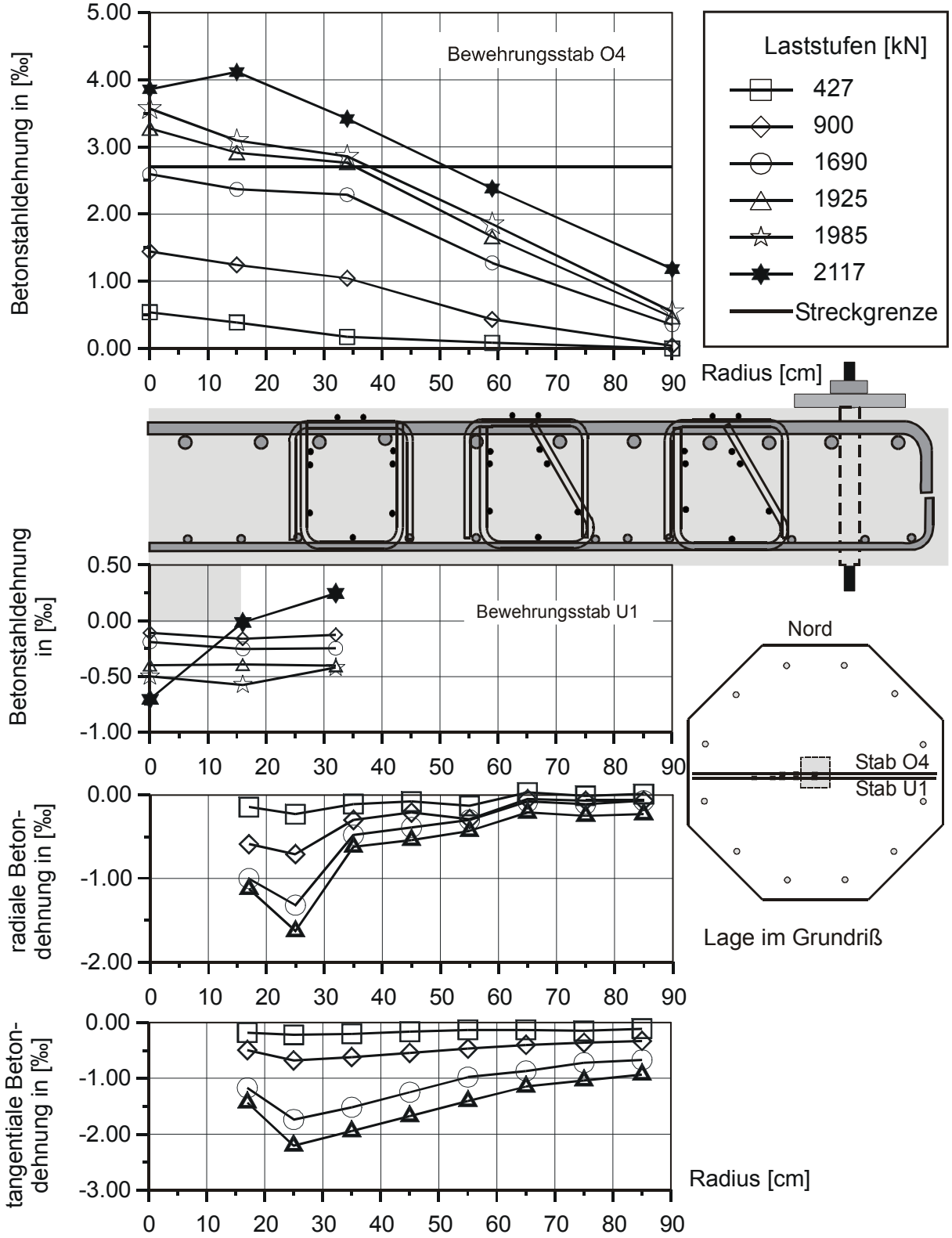


Bild E-29 Beanspruchung des Versuchskörpers P7-I in ausgewählten Laststufen

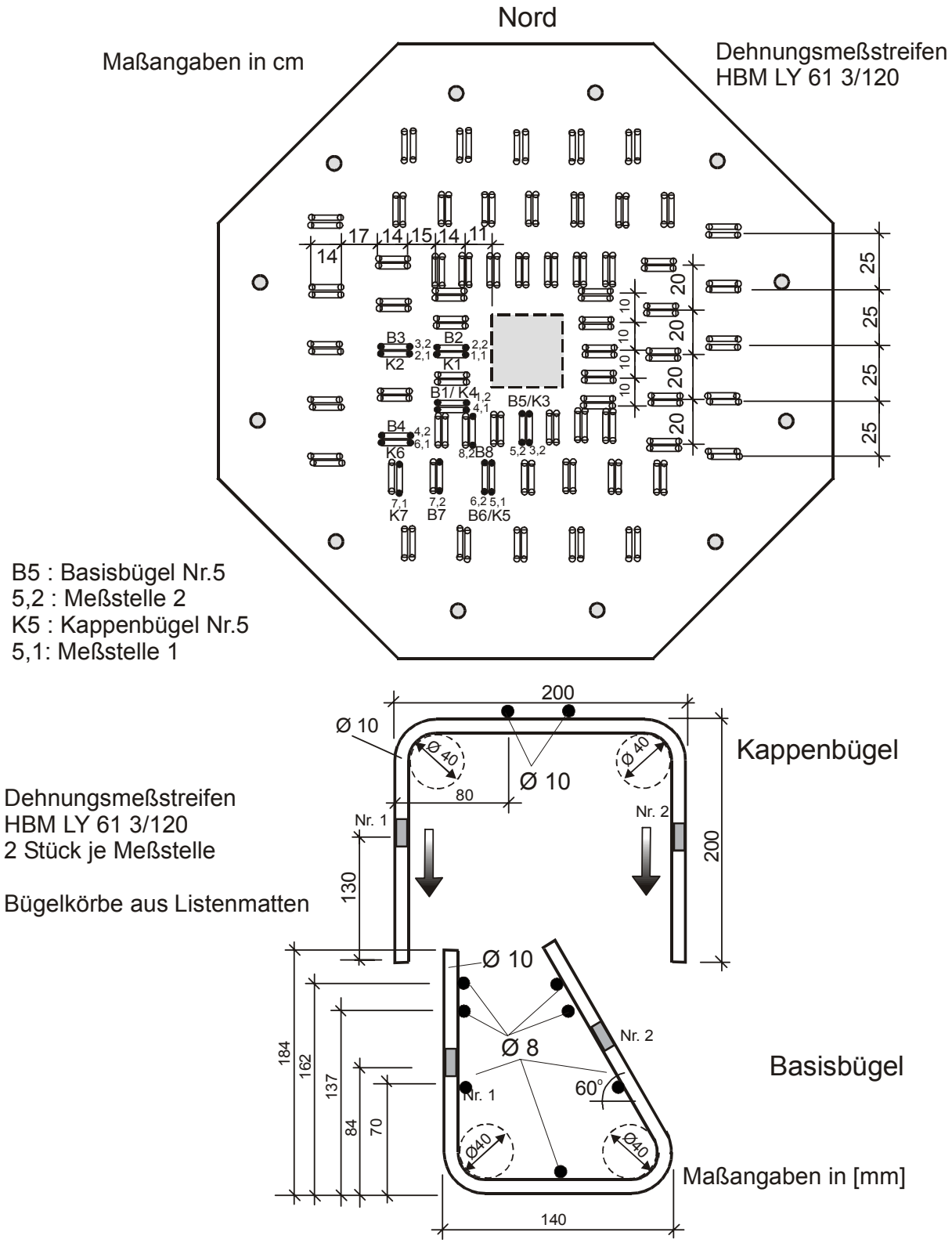


Bild E-30 Anordnung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P2-I

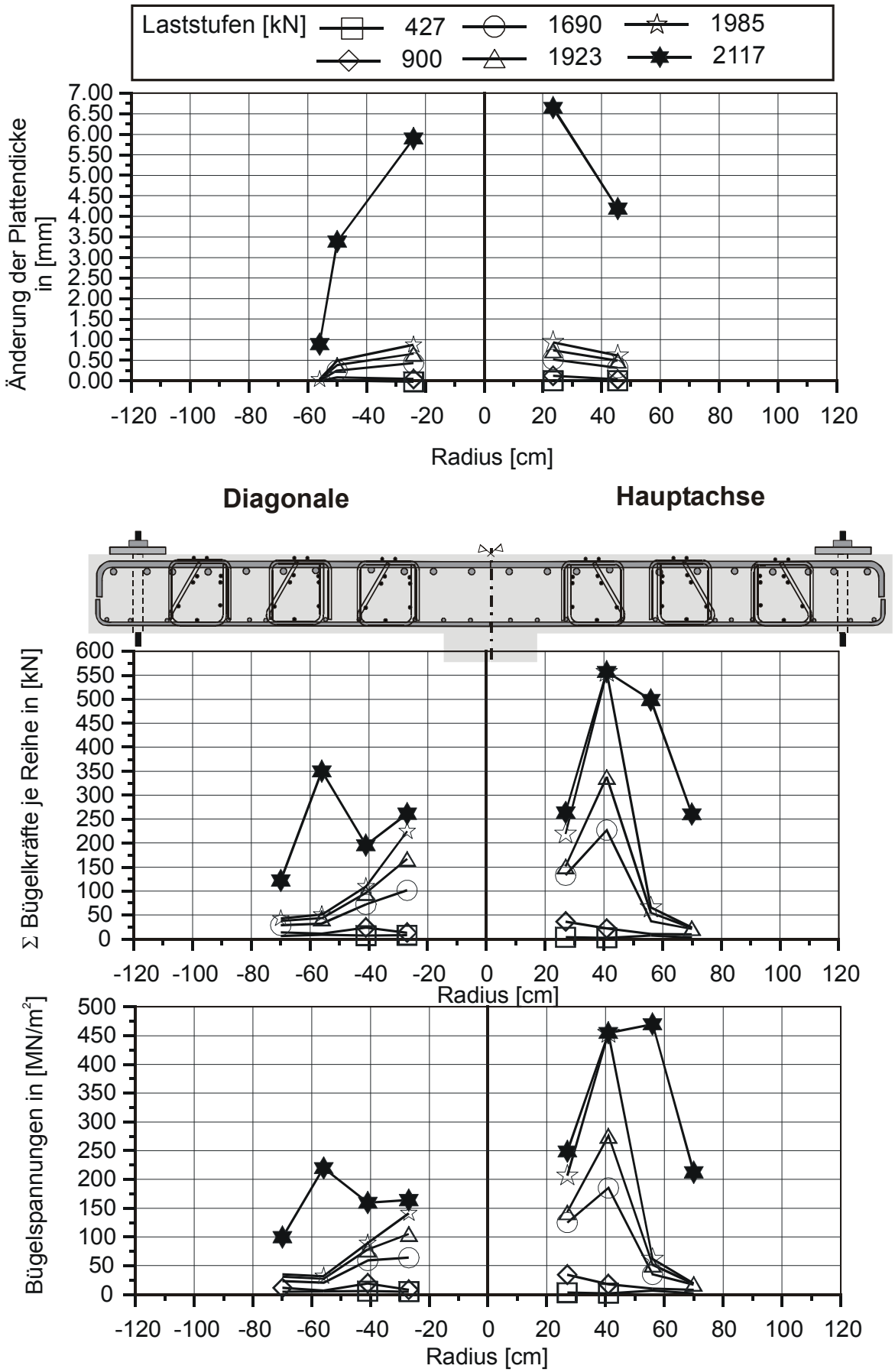
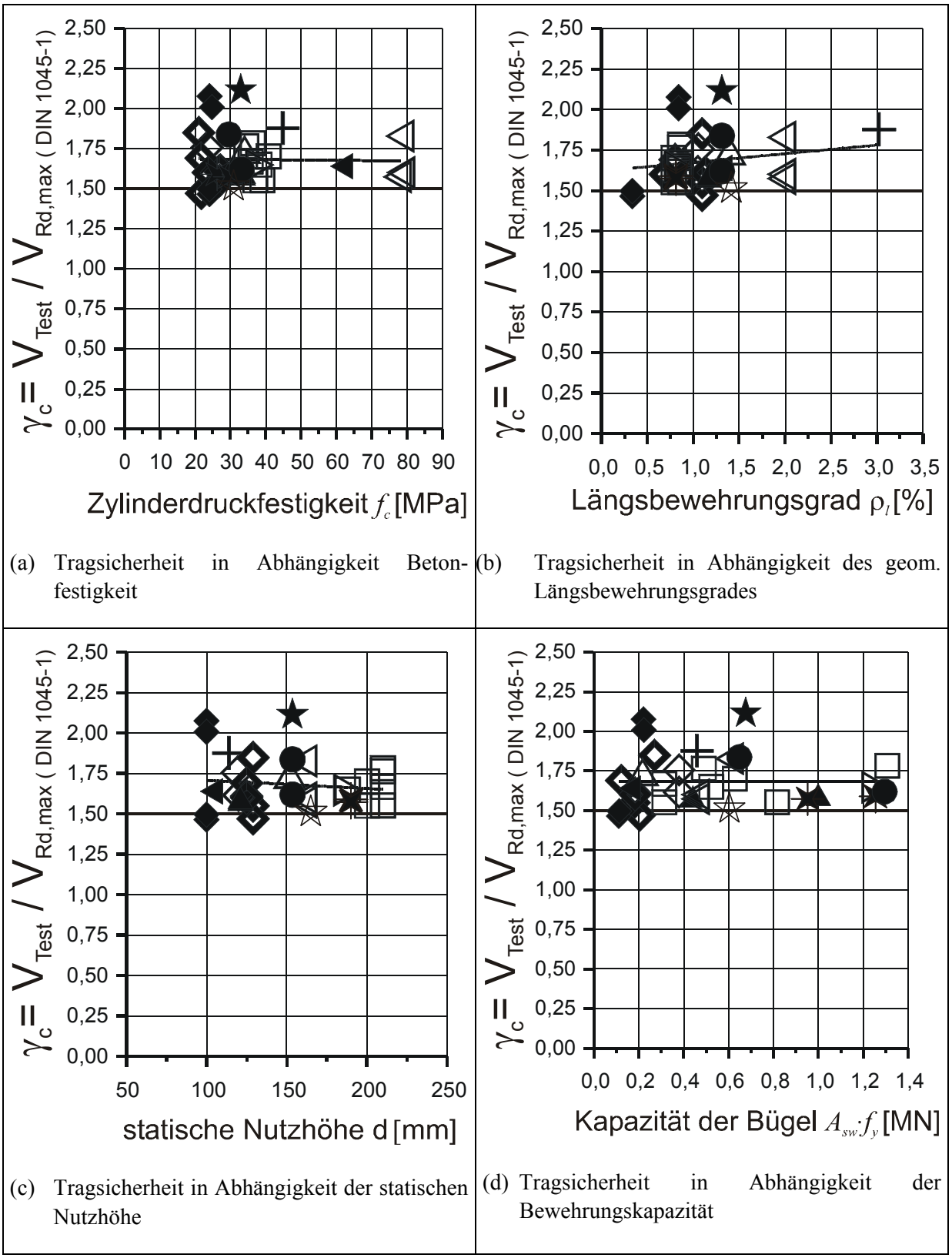


Bild E-31 Beanspruchung der Durchstanzbewehrung des Versuchskörpers P7-I

F Versuchsauswertungen für unterschiedliche Bewehrungsformen nach dem eigenen Bemessungsansatz

F.1 Bügel



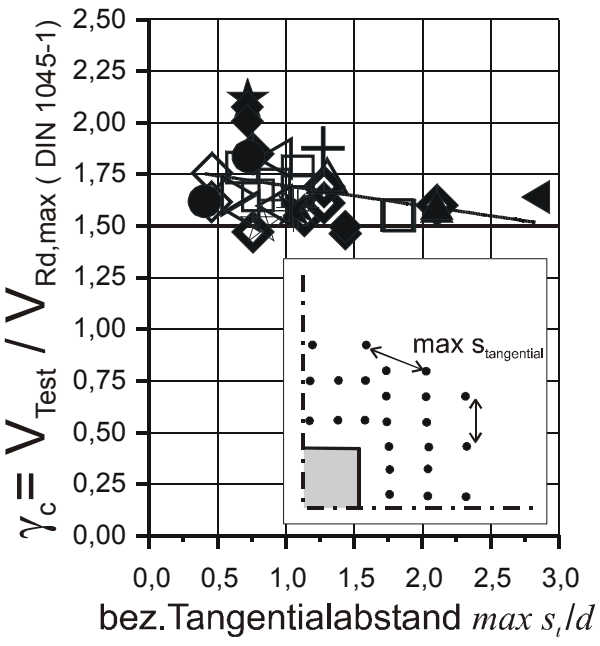
(a) Tragsicherheit in Abhängigkeit Betonfestigkeit

(b) Tragsicherheit in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

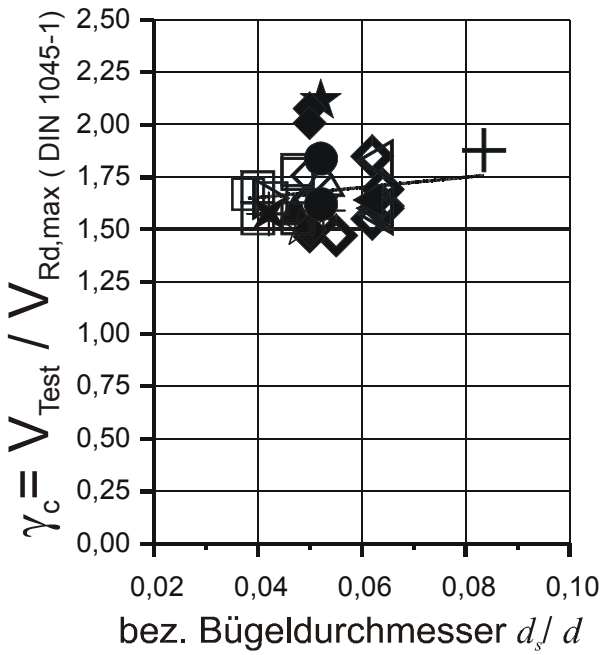
(c) Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

(d) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Bewehrungskapazität

Bild F-1 Maximaler Durchstanzwiderstand für eine Bügelbewehrung



(e) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen tangentialen Bügelabstandes



(f) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen Bügeldurchmessers

Statistische Kennwerte:

Mittelwert der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,m}$ = 1,65

Variationskoeffizient:
v = 0,07

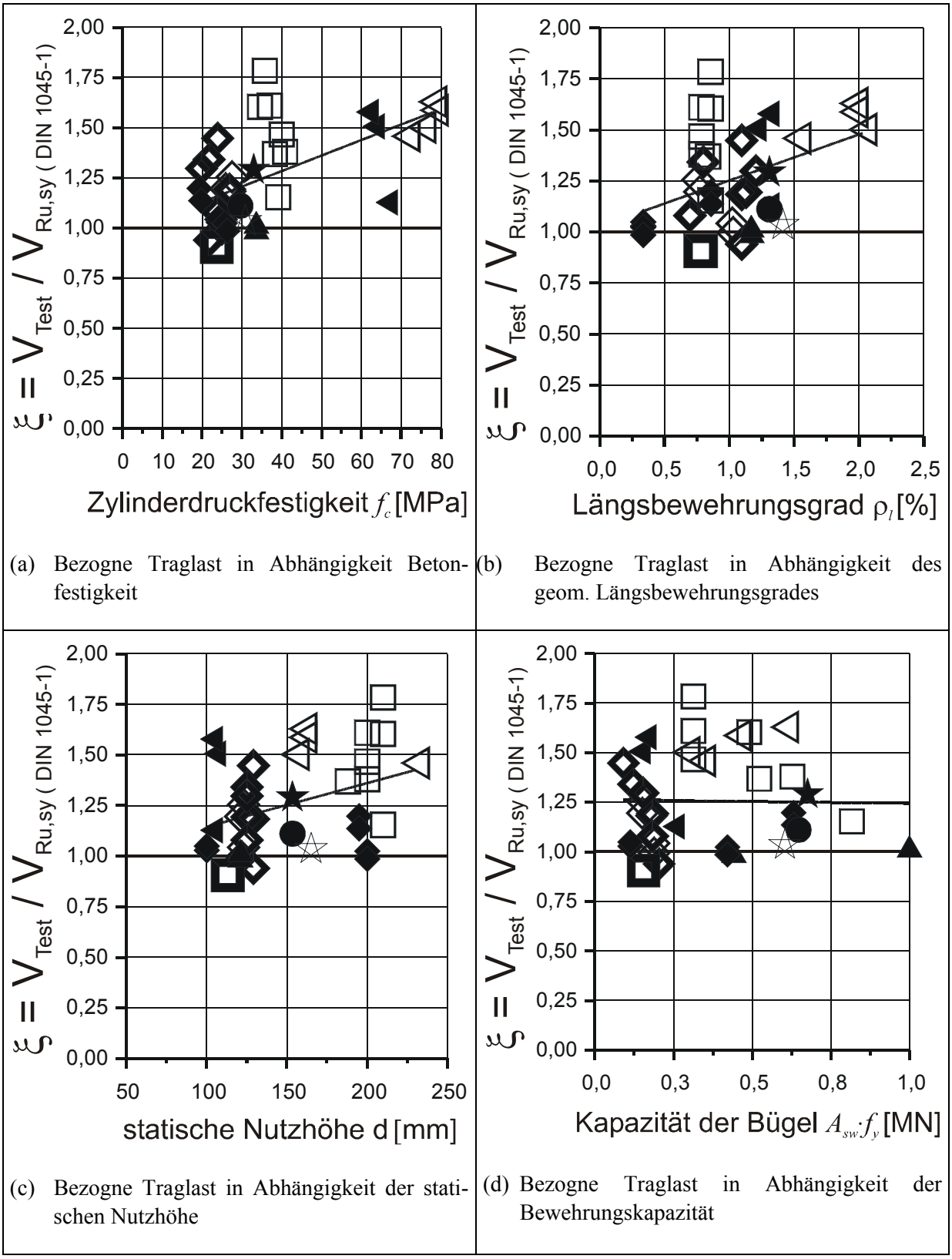
5 % Quantil der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,5\%}$ = 1,4

Quantilwert der Tragsicherheit auf Basis des Sicherheitsindex β = 3,8 nach EC 1:
$\gamma_{c,\beta\,3,8}$ = 1,31 >1,0

Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
+	Elstner / Hognstad	1956	1
◇	Andersson	1963	2
◈	Franz	1963	6
■	Narasiham	1971	0
◘	Petcu	1973	0
△	Marti	1977	1
▲	Seible / Ghali / Dilger	1980	2
★	Pralong / Muttoni / Müller	1979	1
✸	Broms	1990	0
╳	Kinnunen / Nylander / Tolf	1980	0
◆	Tolf	1988	4
□	Chana / Desai	1991	7
▽	Chana / Desai	1992	0
▼	Yamada	1992	0
▷	Chana	1993	1
▶	Marzouk / Jiang	1997	0
✷	Beutel / Hegger	1998	2
◁	Lee / Morley	1999	3
◀	Oliveira / Melo	1999	1
●	Müller / Muttoni / Thürlimann	1984	2
☆	Wicke / Fritsche	1984	1
Summe:			34

Fortsetzung Bild F-1: Maximaler Durchstanzwiderstand für eine Bügelbewehrung[1]

[1] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.



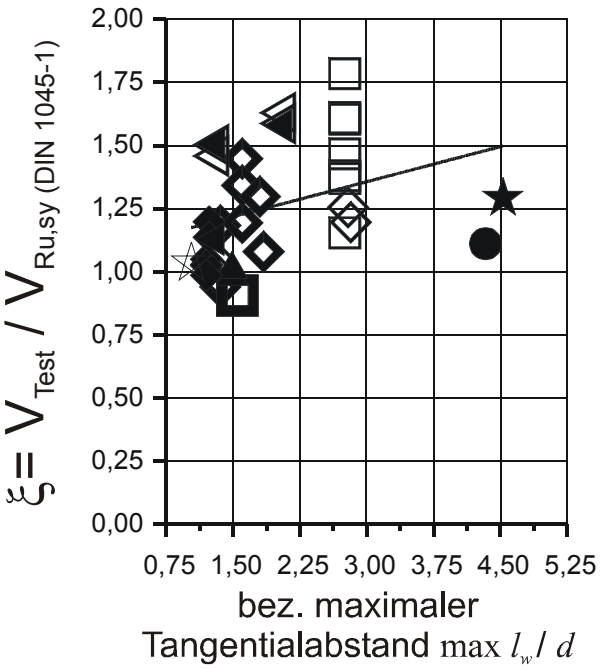
(a) Bezogne Traglast in Abhängigkeit Betonfestigkeit

(b) Bezogne Traglast in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

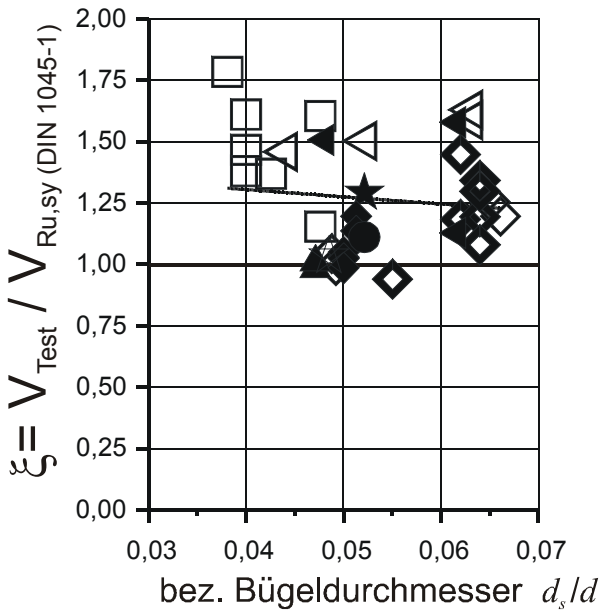
(c) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

(d) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der Bewehrungskapazität

Bild F-2 Durchstanzwiderstand der Bügelbewehrung



(e) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der bezogenen Länge des bügelbewehrten Bereiches



(f) Bezogne Traglast in Abhängigkeit des bezogenen Bügeldurchmessers

Statistische Kennwerte:

Mittelwert:
$\xi_{c,m}$ = 1,37

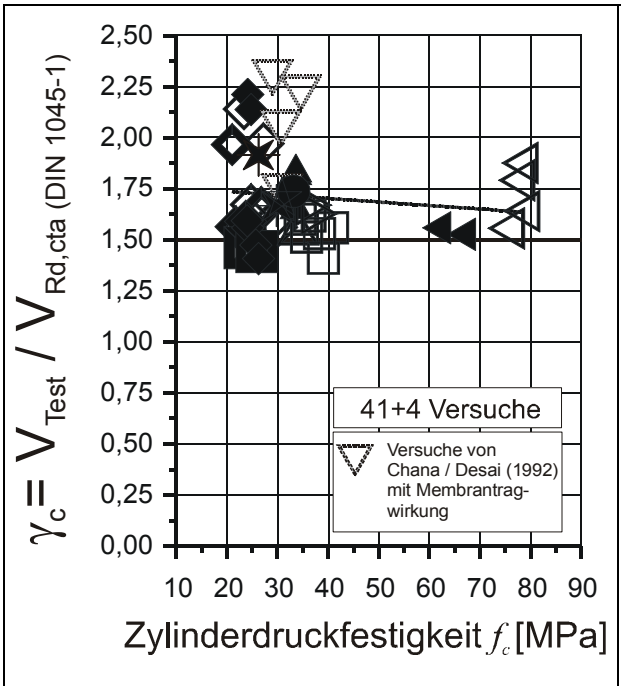
Variationskoeffizient:
v = 0,17

5 % Quantil:
$\xi_{c,5\%}$ = 0,98

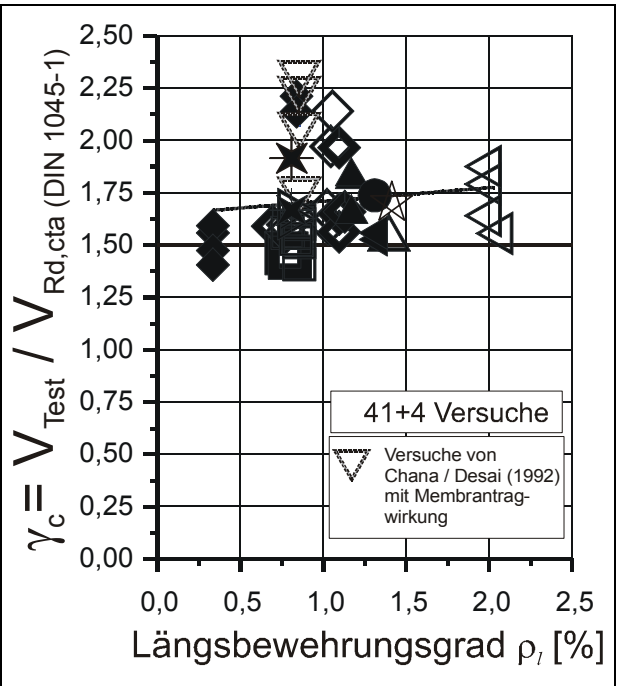
Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
+	Elstner / Hognstad	1956	0
◇	Andersson	1963	4
◆	Franz	1963	7
■	Narasiham	1971	0
◘	Petcu	1973	1
△	Marti	1977	0
▲	Seible / Ghali / Dilger	1980	2
★	Pralong / Muttoni / Müller	1979	1
✸	Broms	1990	0
✕	Kinnunen / Nylander / Tolf	1980	0
◆	Tolf	1988	6
□	Chana / Desai	1991	7
▽	Chana / Desai	1992	0
▼	Yamada	1992	0
▷	Chana	1993	0
▶	Marzouk / Jiang	1997	0
✷	Beutel / Hegger	1998	0
◁	Lee / Morley	1999	4
◀	Oliveira / Melo	1999	3
●	Müller / Muttoni / Thürlimann	1984	1
☆	Wicke / Fritsche	1984	1
Summe:			37

Fortsetzung Bild F-1: Durchstanzwiderstand der Bügelbewehrung[2]

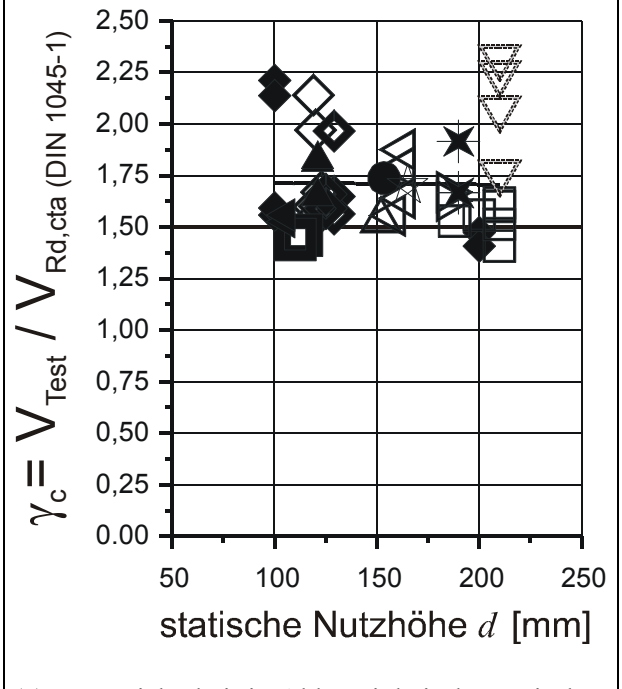
[2] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.



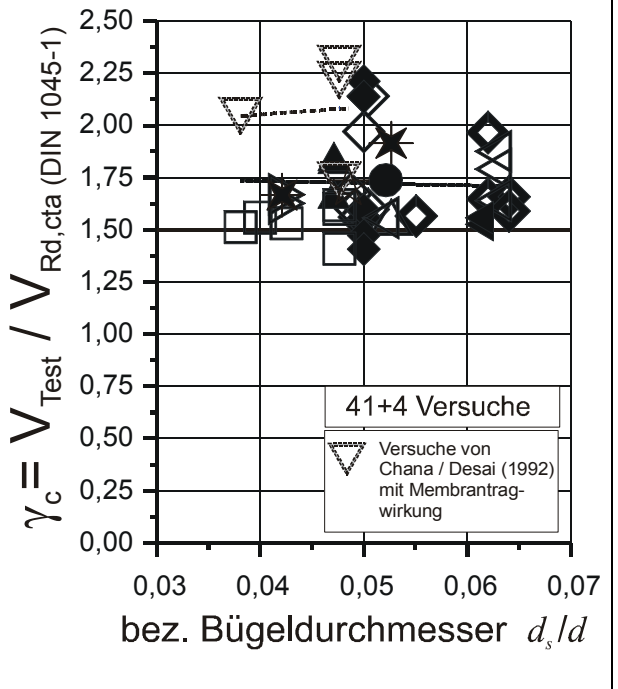
(a) Tragsicherheit in Abhängigkeit Betonfestigkeit



(b) Tragsicherheit in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

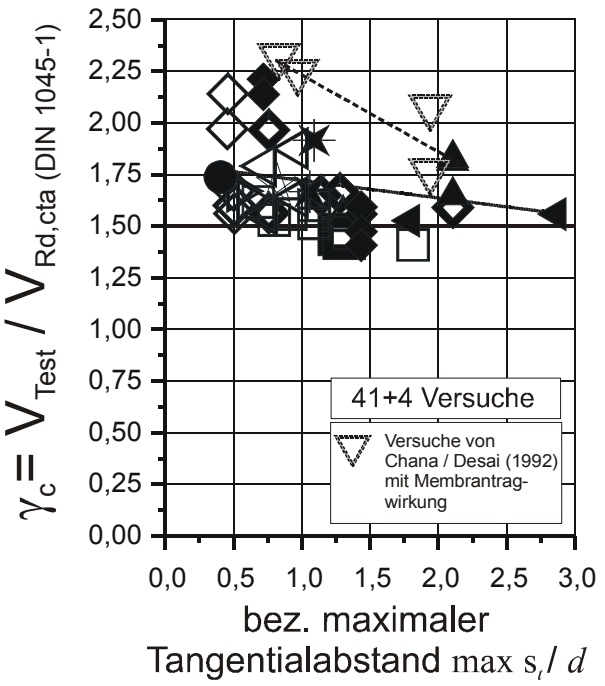


(c) Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

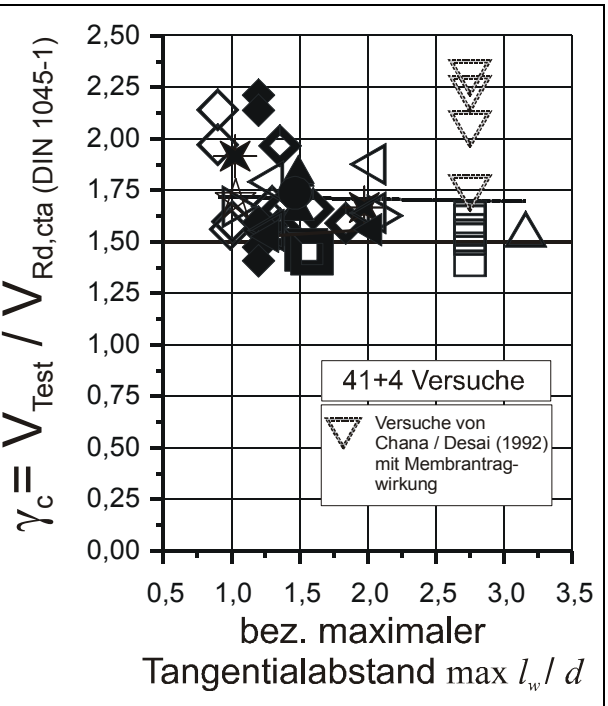


(d) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen Bügeldurchmessers

Bild F-3 Durchstanzwiderstand außerhalb einer Bügelbewehrung



(e) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen tangentialen Bügelabstandes



(f) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Länge des bügelbewehrten Bereiches

Statistische Kennwerte:

Mittelwert der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,m}$ = 1,66

Variationskoeffizient:
v = 0,12

5 % Quantil der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,5\%}$ = 1,33

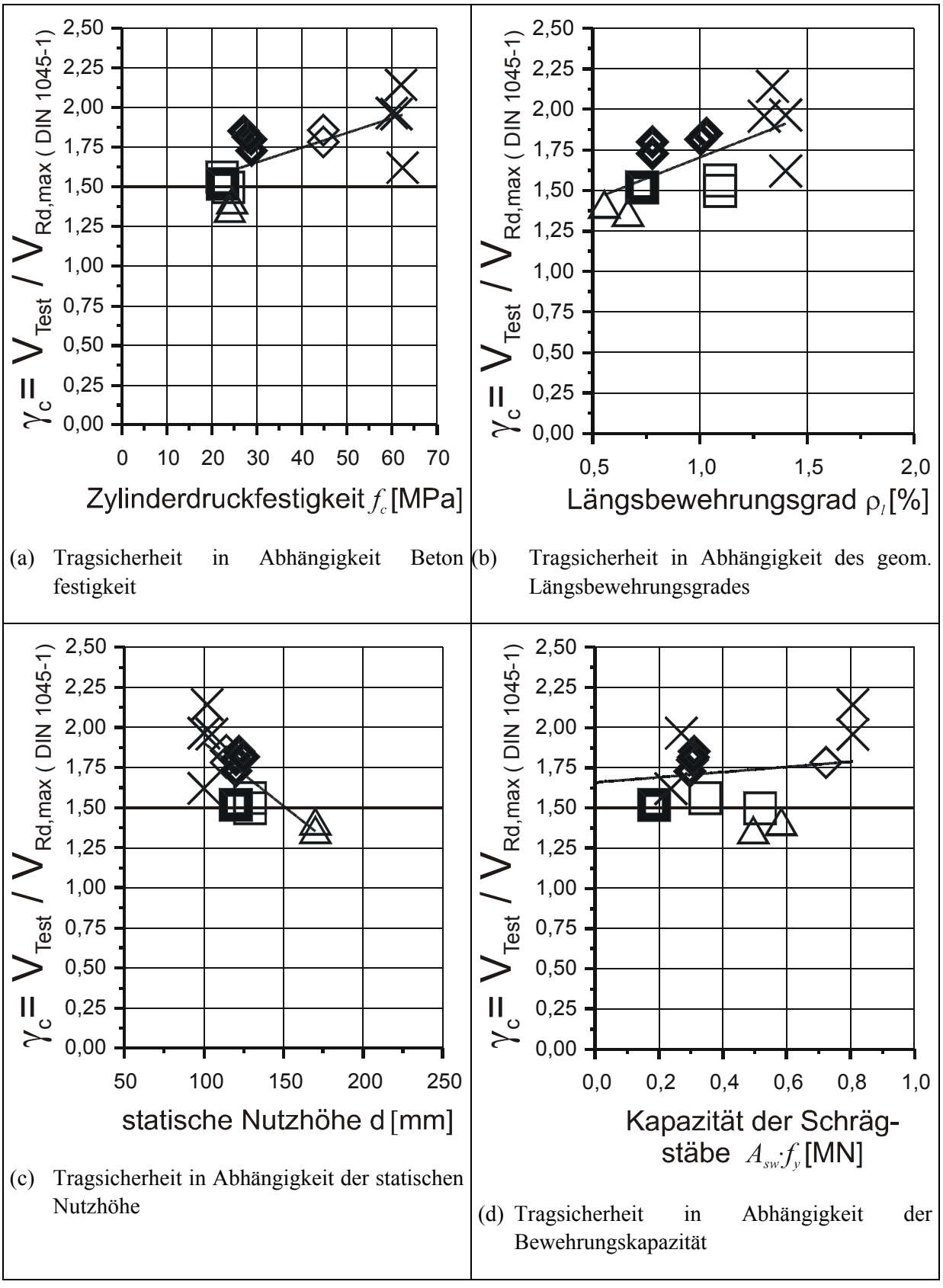
Quantilwert der Tragsicherheit auf Basis des Sicherheitsindex β = 3,8 nach EC 1:
$\gamma_{c,\beta\,3,8}$ = 1,05 > 1,0

Symbol	Forscher	Jahr	Versuche
+	Elstner / Hognstad	1956	0
◇	Andersson	1963	6
◆	Franz	1963	5
■	Narasiham	1971	0
◘	Petcu	1973	2
△	Marti	1977	1
▲	Seible / Ghali / Dilger	1980	3
★	Pralong / Muttoni / Müller	1979	0
✸	Broms	1990	0
×	Kinnunen / Nylander / Tolf	1980	0
◆	Tolf	1988	6
□	Chana / Desai	1991	6
▽	Chana / Desai	1992	0
▼	Yamada	1992	0
▷	Chana	1993	2
▶	Marzouk / Jiang	1997	0
✷	Beutel / Hegger	1998	2
◁	Lee / Morley	1999	4
◀	Oliveira / Melo	1999	2
●	Müller / Muttoni / Thürlimann	1984	1
☆	Wicke / Fritsche	1984	1
Summe:			41

Fortsetzung Bild F-1: Durchstanzwiderstand außerhalb einer Bügelbewehrung[3]

[3] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.

F.2 Schrägstäbe



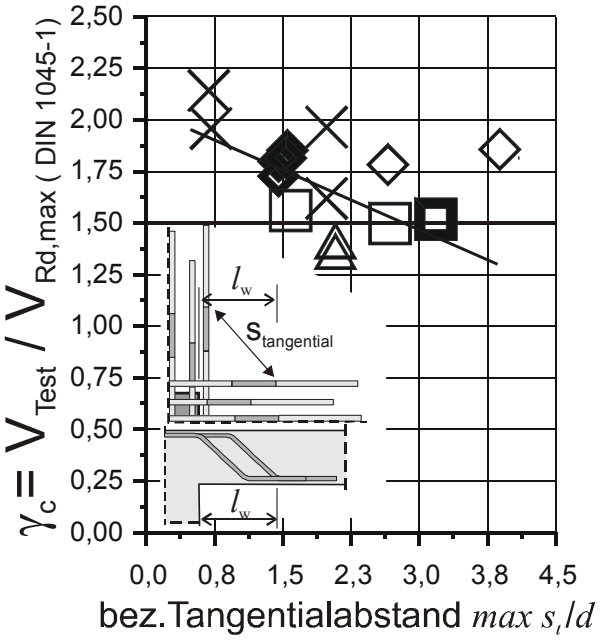
(a) Tragsicherheit in Abhängigkeit Betonfestigkeit

(b) Tragsicherheit in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

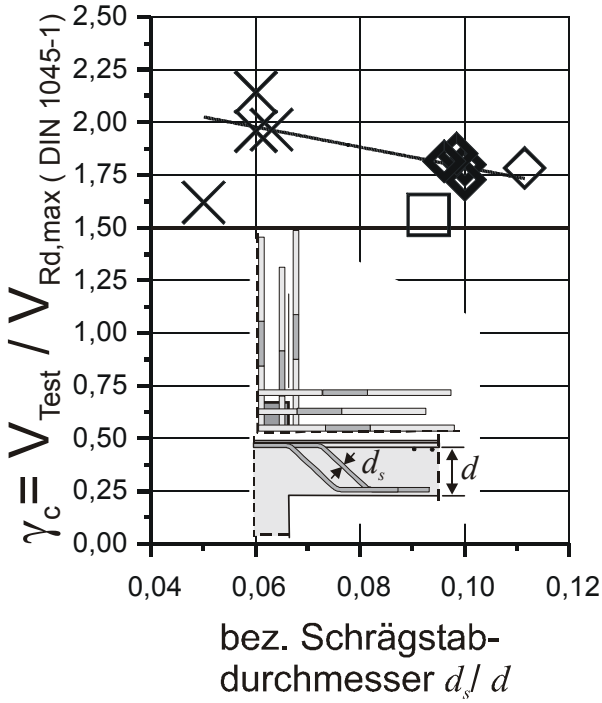
(c) Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

(d) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Bewehrungskapazität

Bild F-4 Maximaler Durchstanzwiderstand für eine Schrägstabbewehrung



(e) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogen tangentialen Schrägstababstandes



(f) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen Schrägstabdurchmessers

Statistische Kennwerte:

Mittelwert der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,m}$ = 1,78

Variationskoeffizient:
v = 0,14

5 % Quantil der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,5\%}$ = 1,36

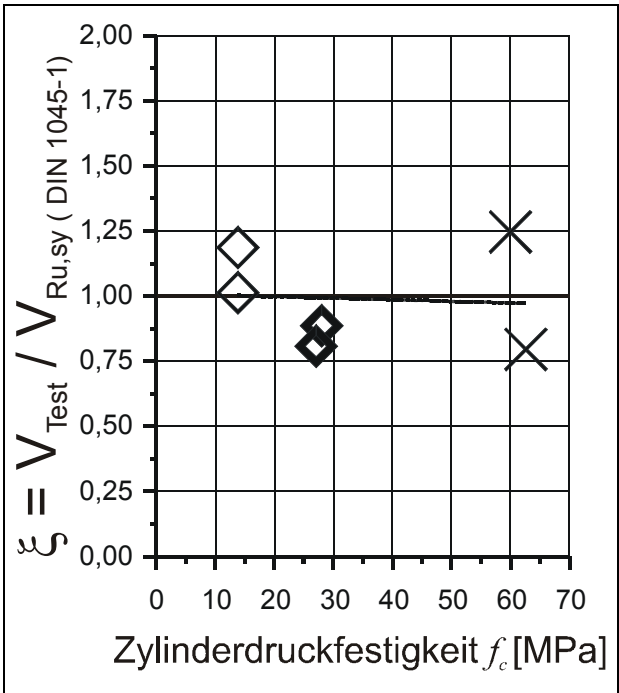
Quantilwert der Tragsicherheit auf Basis des Sicherheitsindex β = 3,8 nach EC 1:
$\gamma_{c,\beta\,3,8}$ = 1,17 > 1

Legende

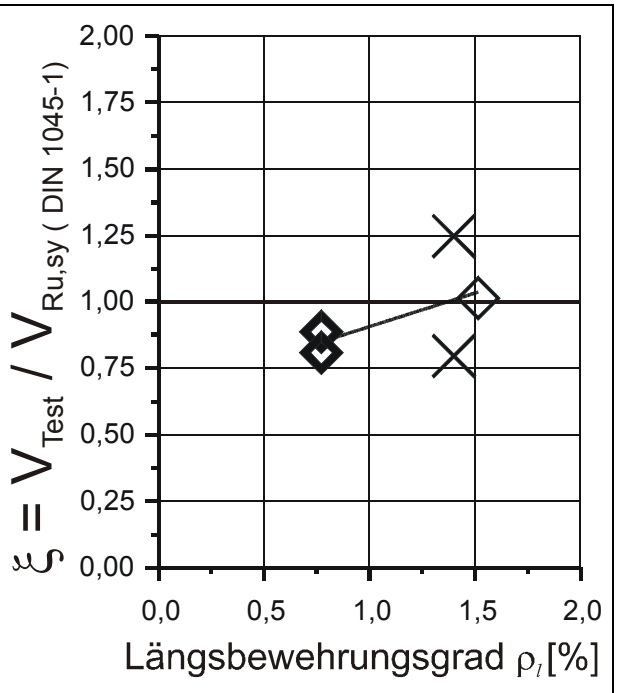
	Forscher	Jahr	Versuche
◇	Elstner, Hognestad	1956	3
◆	Andersson	1963	4
□	Franz	1963	1
■	Petcu	1973	1
△	Sunquist	1977	3
×	Oliveira, Melo	1999	4
			Σ:16

Fortsetzung Bild F-1: Maximaler Durchstanzwiderstand für eine Schrägstabbewehrung[4]

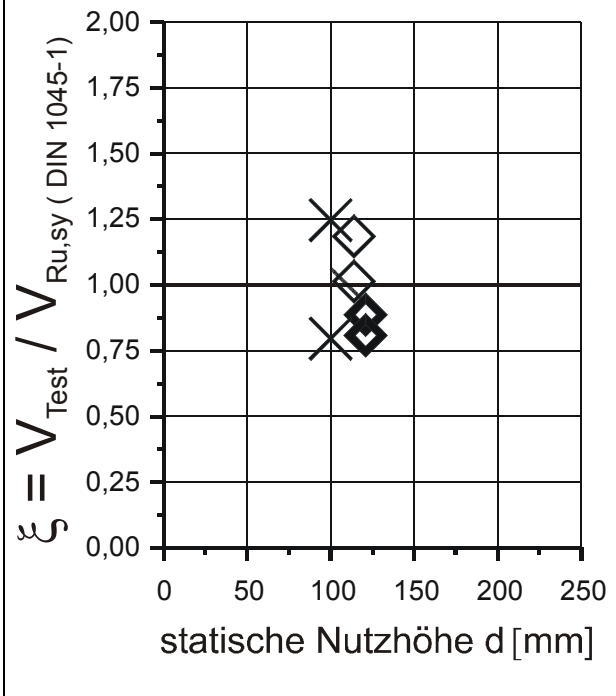
[4] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.



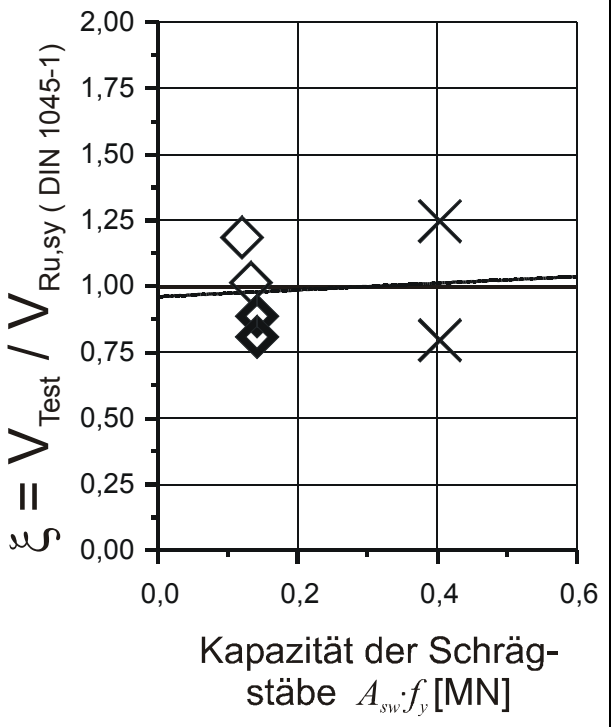
(a) Bezogne Traglast in Abhängigkeit Betonfestigkeit



(b) Bezogne Traglast in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

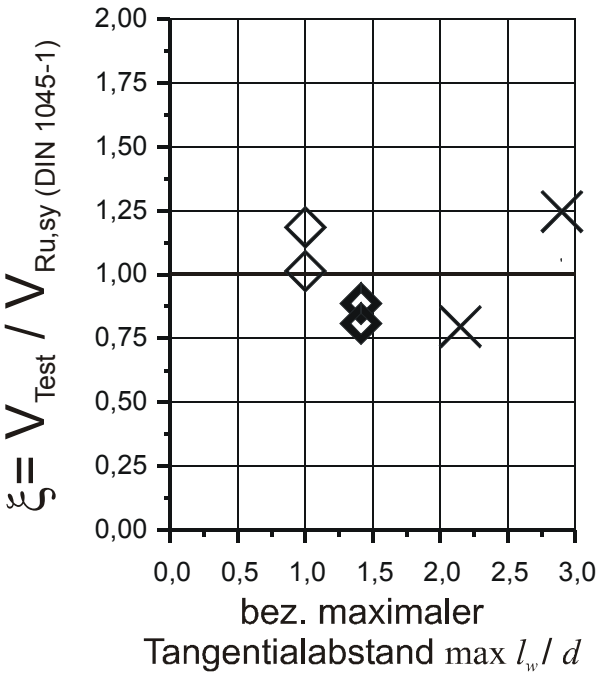


(c) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

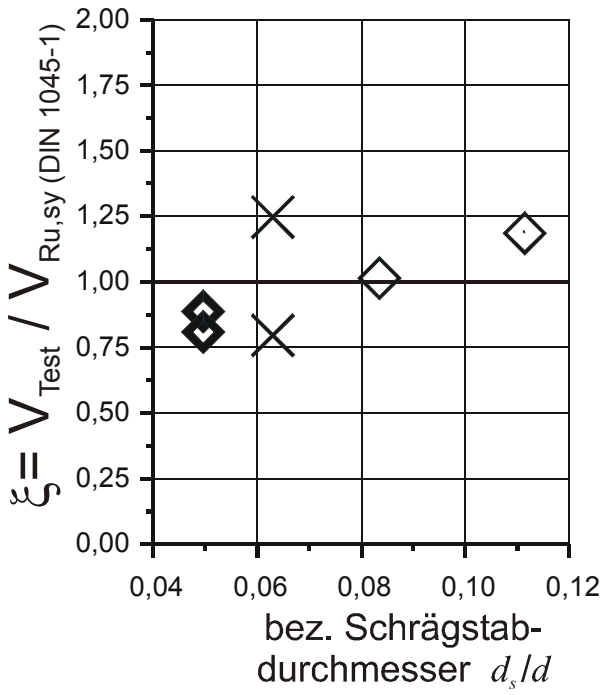


(d) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der Bewehrungskapazität

Bild F-5 Durchstanzwiderstand von Schrägstäben



(e) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der bezogenen Länge des Bereiches mit Schrägstäben



(f) Bezogne Traglast in Abhängigkeit des bezogenen Schrägstabdurchmessers

Statistische Kennwerte:

Mittelwert:
$\xi_{c,m}$ = 0,97

Variationskoeffizient:
v = 0,17

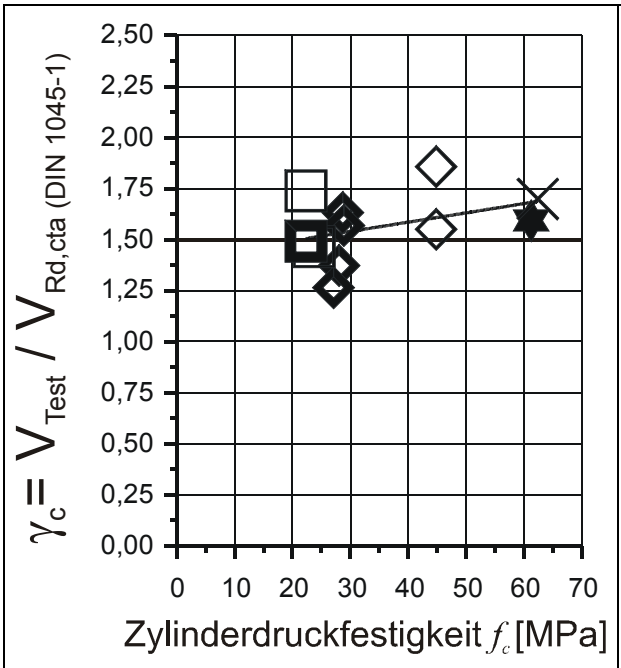
5 % Quantil:
$\xi_{c,5\%}$ = 0,70

Legende

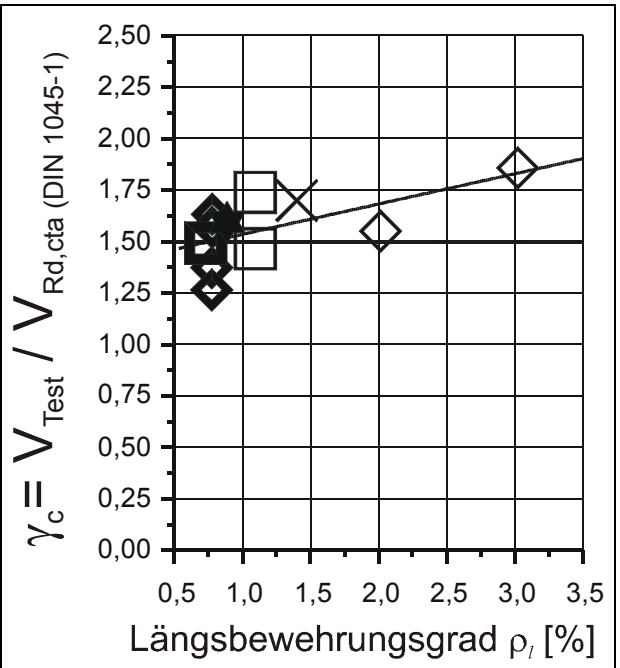
	Forscher	Jahr	Versuche
◇	Elstner, Hognestad	1956	2
◆	Andersson	1963	2
□	Franz	1963	0
■	Petcu	1973	0
△	Sunquist	1977	0
×	Oliveira, Melo	1999	2
			Σ:5

Fortsetzung Bild F-1: Durchstanzwiderstand von Schrägstäben[5]

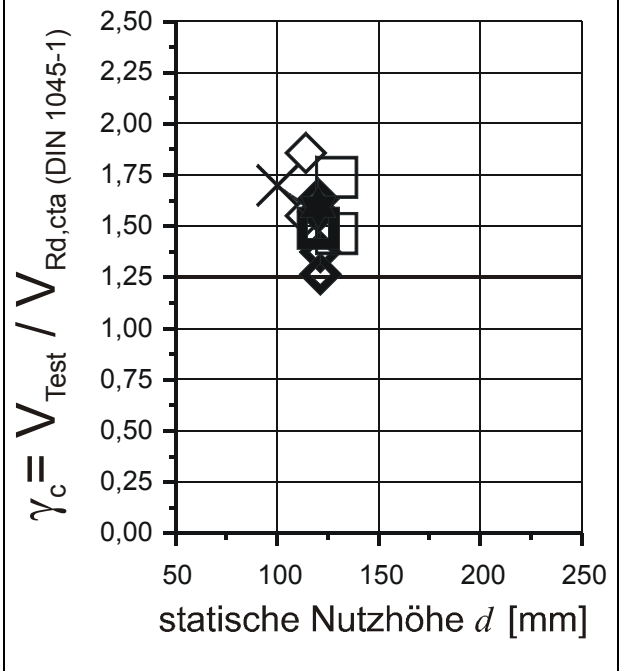
[5] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.



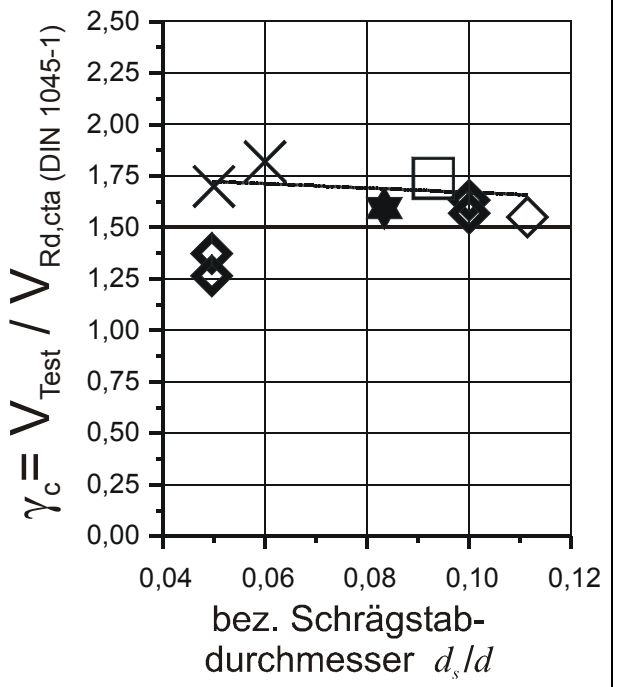
(a) Tragsicherheit in Abhängigkeit Betonfestigkeit



(b) Tragsicherheit in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

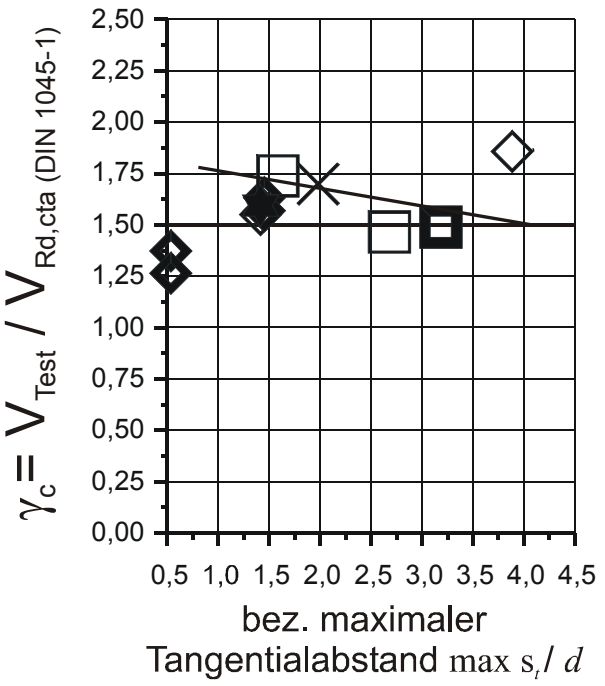


(c) Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

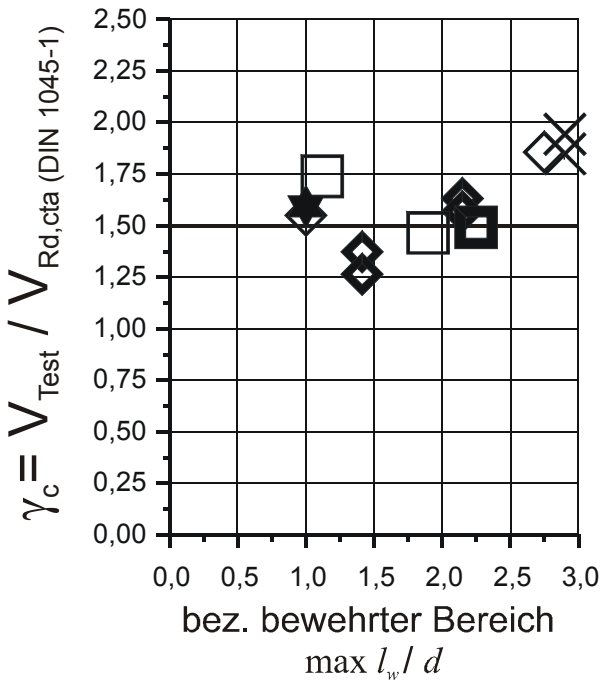


(d) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen Schrägstabdurchmessers

Bild F-6 Durchstanzwiderstand außerhalb einer Schrägstabbewehrung



(e) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogen tangentialen Schrägstababstandes



(f) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Länge des Bereiches mit Schrägstäben

Statistische Kennwerte:

Mittelwert der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,m}$ = 1,57

Variationskoeffizient:
v = 0,14

5 % Quantil der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,5\%}$ = 1,30

Quantilwert der Tragsicherheit auf Basis des Sicherheitsindex β = 3,8 nach EC 1:
$\gamma_{c,\beta\,3,8}$ = 1,18 > 1,0

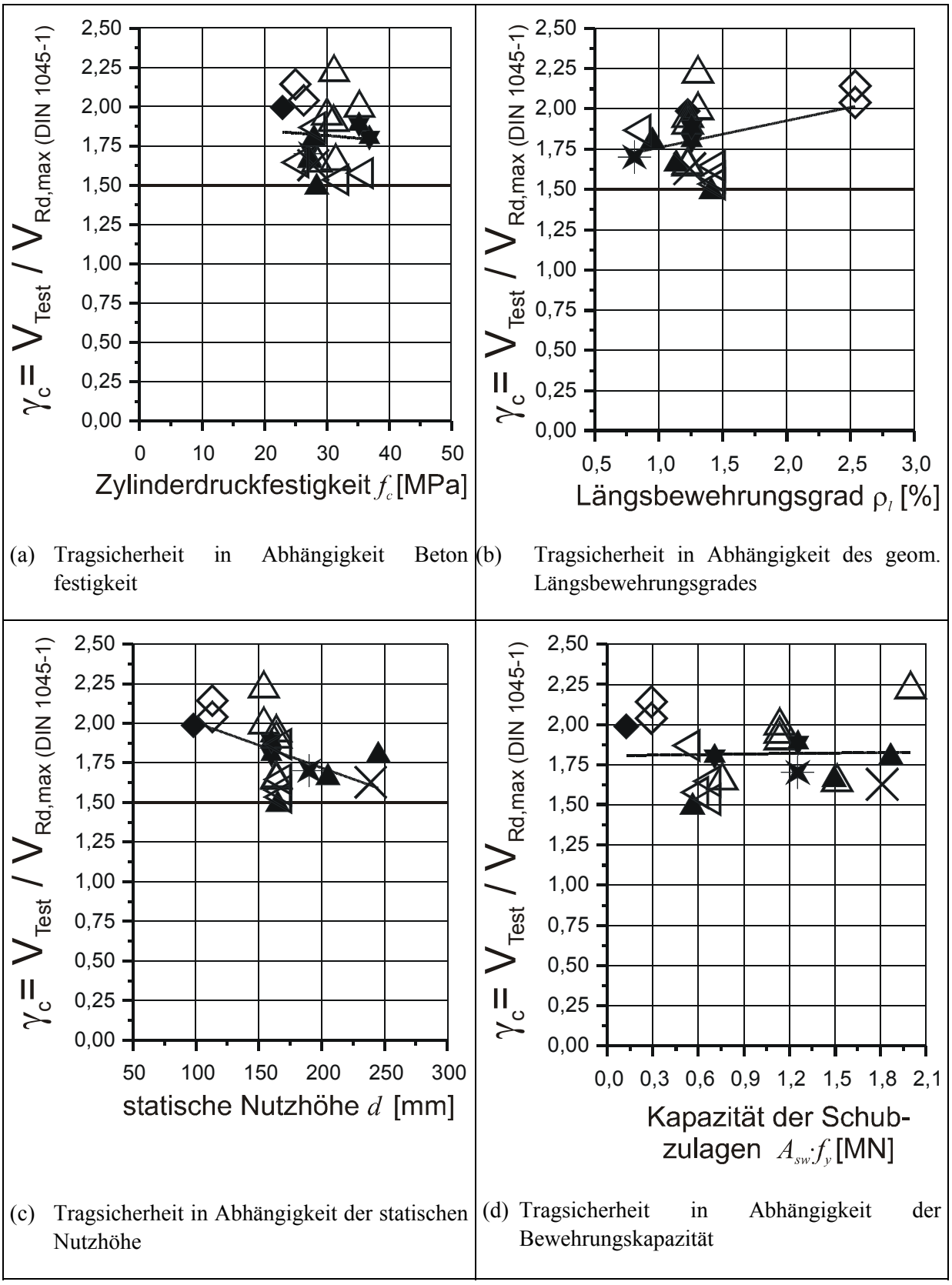
Legende

Forscher	Jahr	Versuche
Elstner, Hognestad	1956	2
Andersson	1963	4
Franz	1963	2
Petcu	1973	1
Sunquist	1977	0
Marzouk	1997	1
Oliveira, Melo	1999	1
		Σ:11

Fortsetzung Bild F-1: Durchstanzwiderstand außerhalb einer Schrägstabbewehrung[6]

[6] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.

F.3 Schubzulagen nach DIN 1045(88)



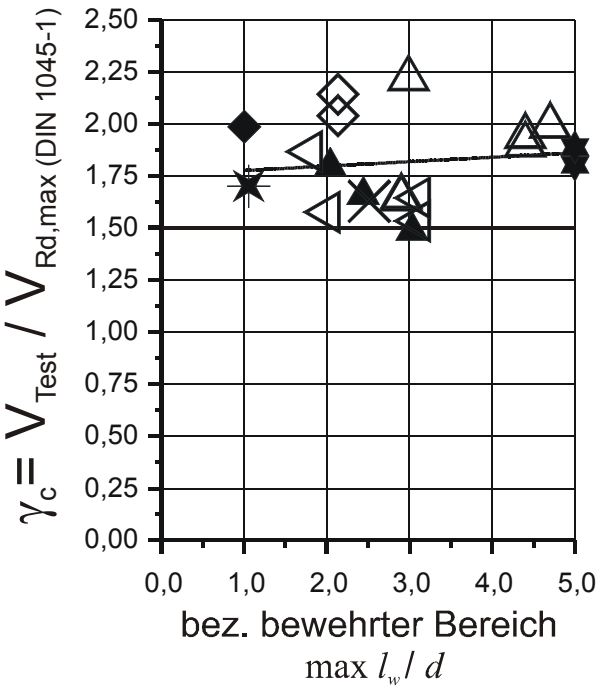
(a) Tragsicherheit in Abhängigkeit Betonfestigkeit

(b) Tragsicherheit in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

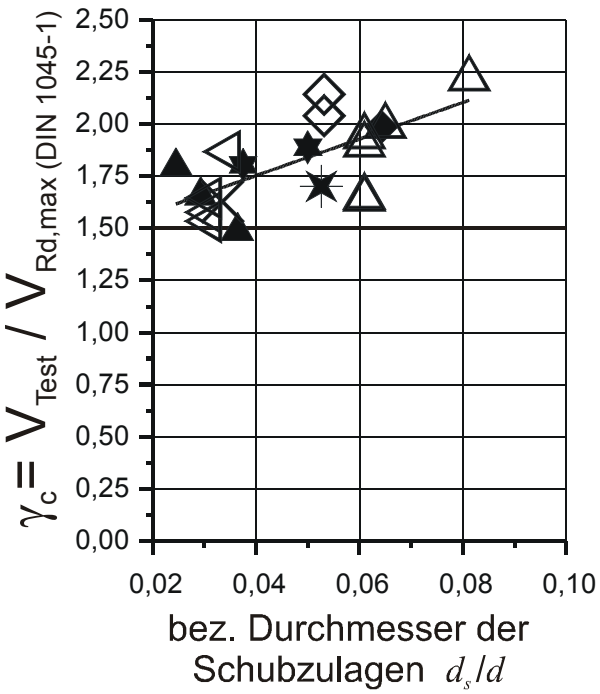
(c) Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

(d) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Bewehrungskapazität

Bild F-7 Maximaler Durchstanzwiderstand von Schubzulagen nach DIN 1045(88)



(e) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogen tangentialen Schubzulagenabstandes



(f) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen Schubzulagendurchmessers

Statistische Kennwerte:

Mittelwert der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,m}$ = 1,82

Variationskoeffizient:
v = 0,11

5 % Quantil der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,5\%}$ = 1,48

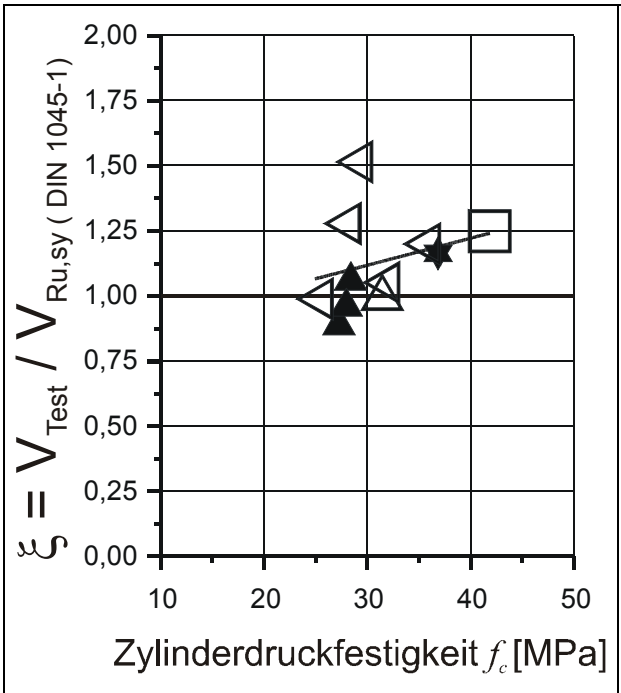
Quantilwert der Tragsicherheit auf Basis des Sicherheitsindex β = 3,8 nach EC 1:
$\gamma_{c,\beta\,3,8}$ = 1,32 > 1

Legende

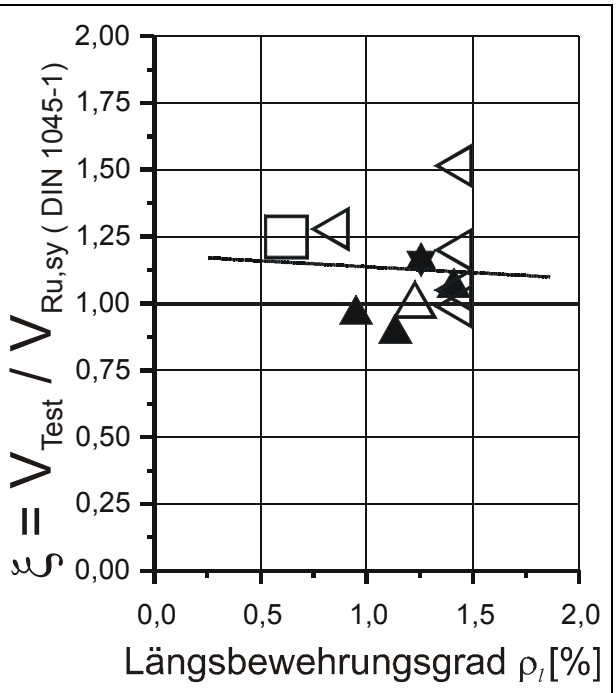
Forscher	Jahr	Versuche
Keefe	1954	2
Moe	1961	1
Regan	1990	0
Beutel / Hegger	1998	1
Gomes	2000	6
Maissen / Ladner	1987	3
Maissen / Ladner	1990	1
Samadian	1997	2
Wicke	1984	4
		Σ:20

Fortsetzung Bild F-1: Maximaler Durchstanzwiderstand von Schubzulagen nach DIN 1045(88)[7]

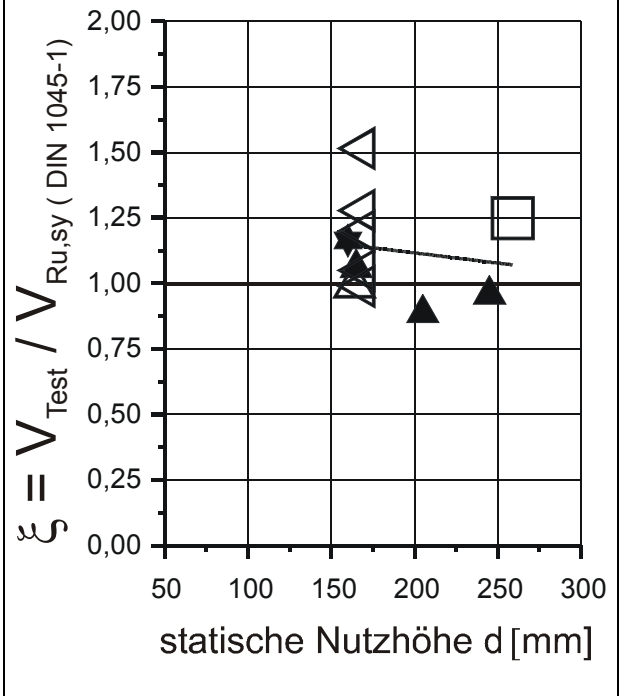
[7] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.



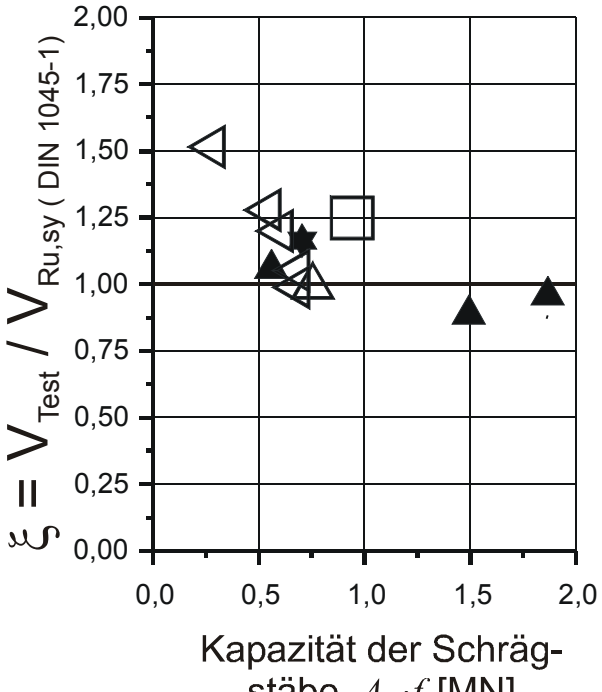
(a) Bezogne Traglast in Abhängigkeit Betonfestigkeit



(b) Bezogne Traglast in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

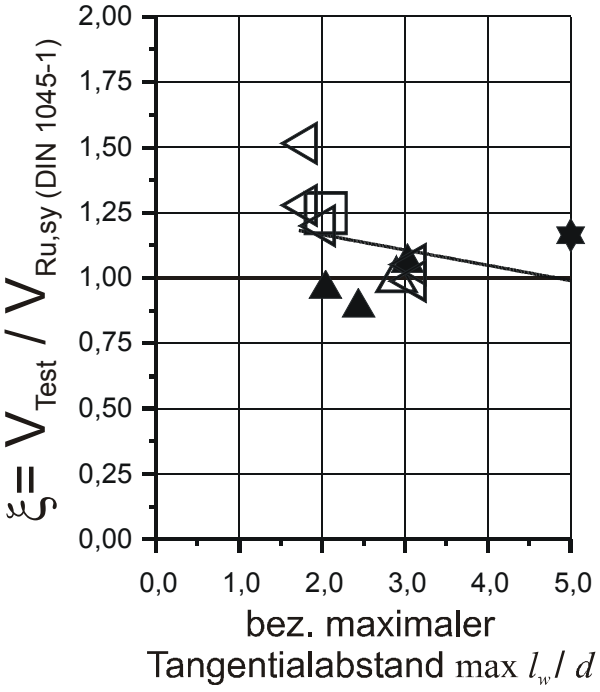


(c) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

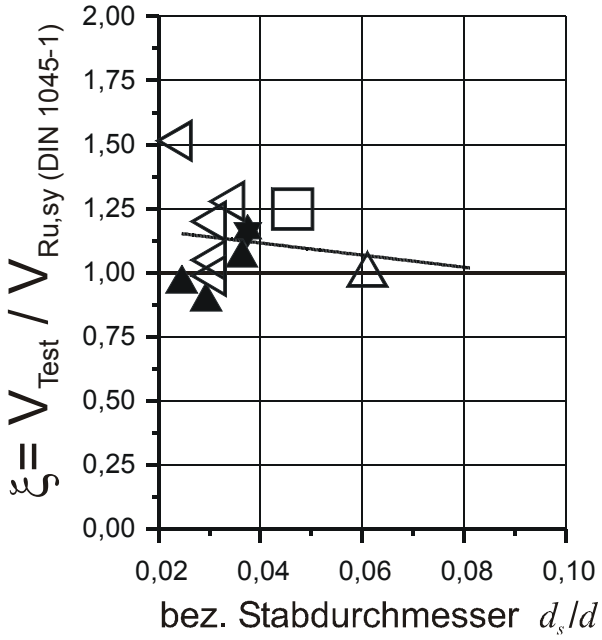


(d) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der Bewehrungskapazität

Bild F-8 Durchstanzwiderstand von Schubzulagen nach DIN 1045(88)



(e) Bezogne Traglast in Abhängigkeit der bezogenen Länge des Bereiches mit Schubzulagen



(f) Bezogne Traglast in Abhängigkeit des bezogenen Schubzulagendurchmessers

Statistische Kennwerte:

Mittelwert:
$\xi_{c,m}$ = 1,13

Variationskoeffizient:
v = 0,15

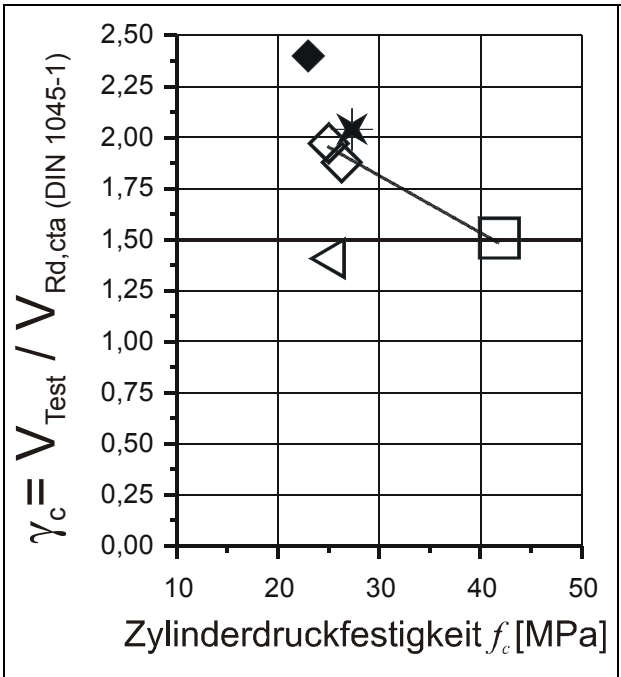
5 % Quantil:
$\xi_{c,5\%}$ = 0,85

Legende

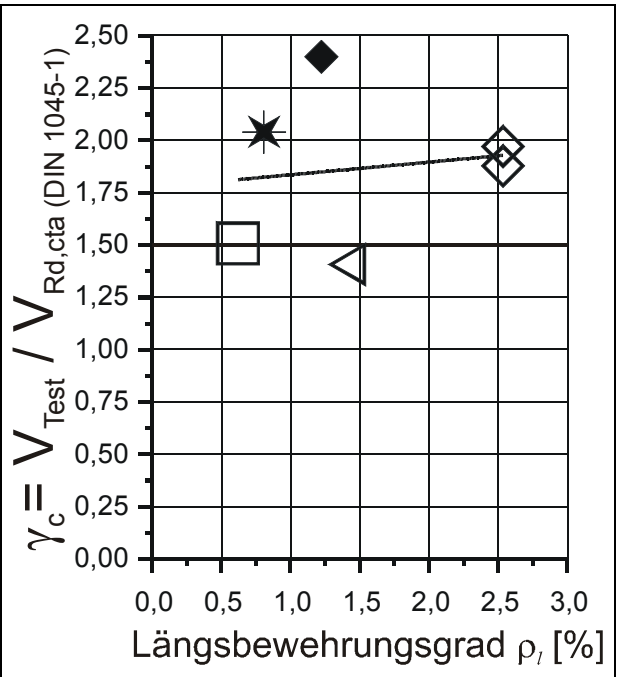
	Forscher	Jahr	Versuche
◇	Keefe	1954	0
◆	Moe	1961	0
□	Regan	1990	1
✶	Beutel / Hegger	1998	0
△	Gomes	2000	0
▲	Maissen / Ladner	1987	3
×	Maissen / Ladner	1990	0
★	Samadian	1997	1
◁	Wicke	1984	5
			Σ:11

Fortsetzung Bild F-1: Durchstanzwiderstand von Schubzulagen nach DIN 1045(88)[8]

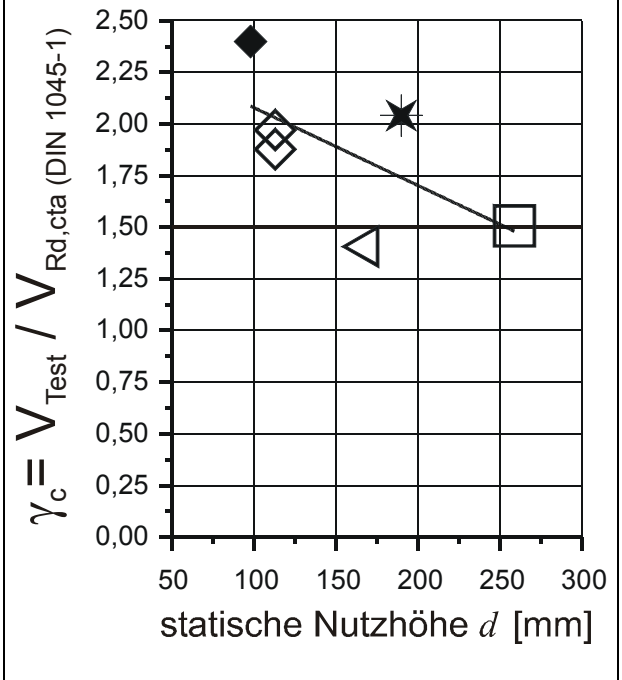
[8] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.



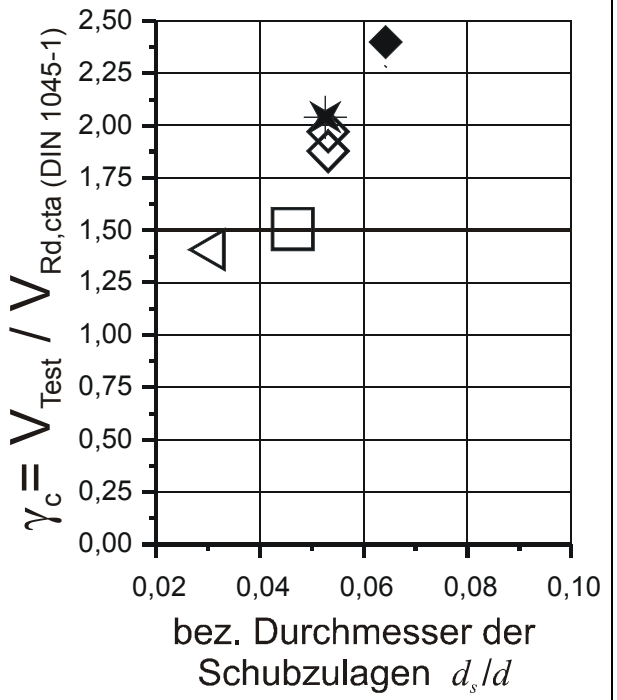
(a) Tragsicherheit in Abhängigkeit Betonfestigkeit



(b) Tragsicherheit in Abhängigkeit des geom. Längsbewehrungsgrades

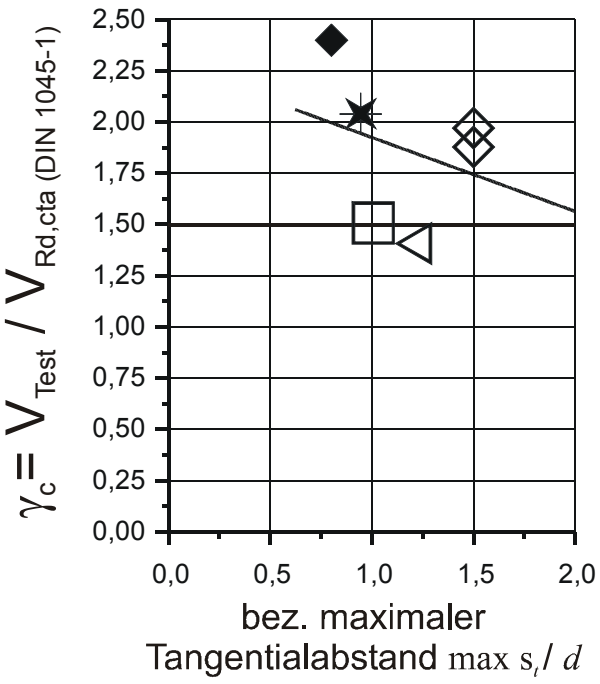


(c) Tragsicherheit in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

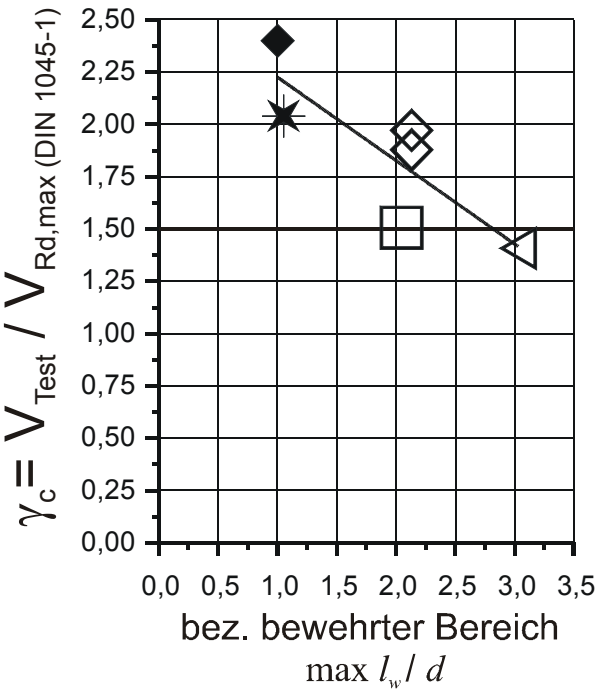


(d) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogenen Schubzulagendurchmessers

Bild F-9 Durchstanzwiderstand außerhalb von Schubzulagen nach DIN 1045(88)



(e) Tragsicherheit in Abhängigkeit des bezogen tangentialen Schubzulagenabstandes



(f) Tragsicherheit in Abhängigkeit der Länge des Bereiches mit Schubzulagen

Statistische Kennwerte:

Mittelwert der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,m}$ = 1,87

Variationskoeffizient:
v = 0,18

5 % Quantil der Tragsicherheit:
$\gamma_{c,5\%}$ = 1,32

Quantilwert der Tragsicherheit auf Basis des Sicherheitsindex β = 3,8 nach EC 1:
$\gamma_{c,\beta\,3,8}$ = 1,06 > 1,0

Legende

Forscher	Jahr	Versuche
Keefe	1954	2
Moe	1961	1
Regan	1990	1
Beutel / Hegger	1998	1
Gomes	2000	0
Maissen / Ladner	1987	0
Maissen / Ladner	1990	0
Samadian	1997	0
Wicke	1984	1
		Σ:6

Fortsetzung Bild F-1: Durchstanzwiderstand außerhalb von Schubzulagen nach DIN 1045(88)[9]

[9] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.

F.4 Eigene zweiteilige Bewehrungsform Ib

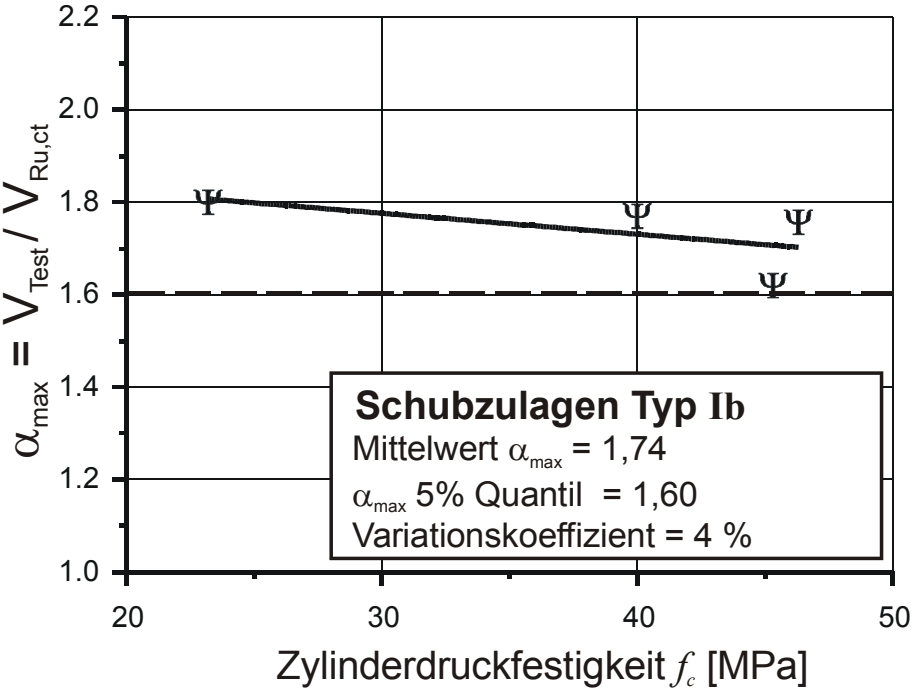


Bild F-10 Beiwert α_{max} für den eigenen Bewehrungstyp Ib [10]

[10] Die Auswertung erfolgte unter der Annahme, dass der gemessene Mittelwert der Betonfestigkeit dem Mittelwert der Druckfestigkeit nach DIN 1045-1 entspricht.

Lebenslauf

Rüdiger Richard Kurt Beutel

geboren am 19. Juni 1964 in Hamburg

Eltern	Peter Beutel und Ingrid Beutel geb. Wolff
Familienstand	verh. mit Ingrid Beutel geb. Ebner
	zwei Kinder: Anna und Alexander
Staatsangehörigkeit	deutsch

1971 – 1976	Grundschule in Hamburg
1976 – 1980	Realschule in Hamburg
1980 – 1983	Tischlerlehre in der Schreinerei Karl Aue in Hamburg
1983 – 1984	Fachoberschule in Hamburg
Juni 1984	Fachabitur für Bautechnik
1984 – 1985	Grundwehrdienst im Pzgren.BTL 172 in Lübeck
1985 – 1989	Studium des Bauingenieurwesens an der Fachhochschule Hamburg
Juni 1989	Diplom Hauptprüfung
	Vertieferrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau
1989 – 1994	Studium des Bauingenieurwesens an der RWTH Aachen
Juli 1994	Diplom Hauptprüfung
	Vertieferrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau
1994 – 1999	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen bei Prof.-Dr.-Ing. Josef Hegger
seit März 2000	geschäftsführender Gesellschafter im Ingenieurbüro Hegger und Partner in Aachen sowie beratender Ingenieur
11.12.2002	Dr.-Prüfung an der RWTH Aachen im Fachbereich Bauingenieurwesen zum Thema „Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken“