Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch

Von der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von
Guochen Zhao
aus Heilongjiang/China

Hauptberichter:	Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen
Mitberichter:	Prof. Dr.-Ing. W. Ramm
	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. J. Schlaich

Tag der mündlichen Prüfung: 17. Mai 1993

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

1993

Mitteilungen des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen (ISSN 0932-5921)

Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch
ISBN 3-9803044-2-6

Herausgeber: Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart
o. Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt
Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen
Pfaffenwaldring 4, 70550 STUTTGART
Telefon (0711) 685 3324
Telefax (0711) 685 3349

Redaktion: Dr.-Ing. Joachim Schwarte

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen gilt mein herzlicher Dank für die Betreuung dieser Arbeit, seine wertvollen Ratschläge und Anregungen sowie für die mir gewährte Unterstützung und Förderung.

Den Herren Prof. Dr.-Ing. W. Ramm und Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. J. Schlaich danke ich für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Übernahme der Mitberichte.

Schließlich trugen zum Gelingen dieser Arbeit auch die große Hilfsbereitschaft und die Unterstützung zahlreicher Mitarbeiter und Kollegen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen sowie der Abteilung II der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg bei.

Last but not least danke ich den Firmen Köster & Co. GmbH, Ennepetal, Riss AG, Zürich und TRW Nelson, Gevesberg für die finanzielle Förderung der Arbeit.

Stuttgart, im Mai 1993

Der Verfasser

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Bezeichnungen 7

1 Einleitung 11

1.1 Problemstellung 11
1.2 Ziel der Arbeit 14

2 Stand der Forschung 16

2.1 Geschichtlicher Überblick über die Anwendung des Kopfbolzens 16
2.2 Tragfähigkeit von zugbeanspruchten Einzelverankerungen . . 17
2.3 Tragfähigkeit von zugbeanspruchten Ankerplatten mit Mehrfachverankerungselementen 23
2.4 Tragfähigkeit von auf exzentrischen Zug beanspruchten Gruppenverankerungen 25
2.5 Tragfähigkeit von querzugbeanspruchten Verankerungen ohne Randeinfluß 30
2.6 Tragfähigkeit von auf Biegung mit Querlast beanspruchten Verankerungen in der Bauteilfläche 31
2.7 Zusammenfassung und Folgerungen 31

3 Tragverhalten axialzugbeanspruchter Verankerungen 36

3.0 Allgemeines 36
3.1 Einzelverankerungen 37
3.1.1 Bruchmechanismus und -vorgang 37
3.1.2 Form des Ausbruchkörpers und Neigung der Mantellinie gegen die Horizontale 38
3.1.3 Spannungsverteilung entlang der Mantelfläche des Ausbruchkegels 48
3.1.4 Traglastbestimmung 49
3.1.5 Effektive Betonbruchspannung, bezogen auf eine äquivalente quadratische Projektionsfläche der Ausbruchpy-

ramide 56
3.2 Tragverhalten axialzugbeanspruchter Gruppenverankerungen . 58
3.2.1 Allgemeines 58
3.2.2 Einfluß des Achsabstandes auf den Bruchmechanismus und Ausbildung des Ausbruchkörpers 60
3.2.3 Traglastbestimmung 64

4 Verankerungen unter exzentrischer Zugbeanspruchung 72

4.1 Allgemeines 72
4.2 Bisherige Verfahren und kritische Bewertung 72
4.3 Eigenes Modell zur Bestimmung der Traglastabminderung exzentrisch beanspruchter Gruppenverankerungen 74
4.3.1 Allgemeine Überlegungen 74
4.3.2 Verschieblichkeit der Verankerungselemente 76
4.3.3 Maximaler Aktivierungsgrad λ_{Nmax} 77
4.3.4 Einfluß des Achsabstandes auf den Aktivierungsgrad λ_N 84
4.3.5 Einfluß der Lastexzentrizität auf die Betonbruchlast . . . 85
4.3.6 Traglastbestimmung 86

5 Verankerungen unter Querlast 89

5.1 Allgemeines 89
5.2 Analytische Bestimmung der Betonbruchlast von auf Querlast beanspruchten randfernen Verankerungen 91
5.2.1 Analogie zu zugbeanspruchten Verankerungen bei Betonbruch 91
5.2.2 Traglastbestimmung nach dem Ausbruchpyramidenmodell 91

6 Verankerungen unter Biegebeanspruchung 97

6.1 Allgemeines 97
6.2 Tragmechanismus von auf Querlast und Biegung beanspruchten Verankerungen 97
6.3 Verankerungen unter reiner Biegebeanspruchung ($e_z = \infty$) . . 99
6.4 Verankerungen unter Querlast und Biegung 105

7 Experimentelle Untersuchungen 108

7.1 Allgemeines 108
7.2 Übersicht über die durchgeführten Versuche 108
7.3 Verankerungen 110
7.4 Versuchskörper und deren Herstellung 110
7.5 Beton und Bewehrung der Versuchskörper 112
7.6 Werkstoffkennwerte 112
7.7 Prinzipieller Versuchsaufbau und Durchführung der Versuche . 113
7.7.1 Belastungseinrichtungen 113
7.7.2 Messungen 117
7.8 Belastungsablauf 117
7.9 Versuchsergebnisse 119
7.9.1 Allgemeines 119
7.9.2 Zentrische Zugversuche (Reihe I) 120
7.9.3 Exzentrische Zugversuche (Reihe II) 121
7.9.4 Querzugversuche (Reihe III) 122
7.9.5 Querzugversuche mit Biegebeanspruchung an der Ankerplatte 127

8 Verifizierung der analytischen Lösungsansätze durch Nachrechungen von Versuchsergebnissen 133

8.1 Allgemeines 133
8.2 Verankerungen unter zentrischer Zugbelastung 133
8.2.1 Einzelverankerungen 133
8.2.1.1 Vergleich von rechnerischen Höchstlasten mit Versuchen 133
8.2.1.2 Effektive Betonbruchspannung σ_{BE} 138
8.2.2 Gruppenverankerungen 139
8.2.2.1 Vergleich von rechnerischen Höchstlasten mit Versuchen 139
8.2.2.2 Einfluß des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung σ_{BG} 147
8.3 Verankerungen unter exzentrischer Zugbelastung 149
8.3.1 Reihenverankerungen mit vier Kopfbolzen 149
8.3.2 Flächenverankerungen mit 16 Bolzen in quadratischer Anordnung 149
8.3.3 Gemeinsame Auswertung aller Versuche 150

8.4 Verankerungen unter Querlast 151
8.4.1 Einzelverankerungen 151
8.4.1.1 Neigung der idealisierten Pyramide des Ausbruchkörpers 151
8.4.1.2 Verhältnis zwischen der hervorgerufenen Zugkraft und der aufgebrachten Querlast 152
8.4.1.3 Vergleich der rechnerischen Betonbruchlast mit Versuchsergebnissen 153
8.4.2 Gruppenverankerungen unter Querlast 155
8.5 Verankerungen unter Querlast mit Biegebeanspruchung 156
8.5.1 Einfluß des inneren Hebelarms auf die Quertragfähigkeit 156
8.5.2 Einfluß der Lastexzentrizität auf die Quertragfähigkeit . . 157
8.5.3 Gemeinsame Auswertung aller Versuche mit Kopfbolzen unter Querlast und Biegung 157

9 Vereinfachung der Lösungsvorschläge, Vergleich mit den bisherigen Verfahren und Empfehlungen für die praktische Bemessung 161

9.1 Verankerungen unter zentrischer Zugbelastung 161
9.1.1 Einzelverankerungen 161
9.1.2 Gruppenverankerungen 161
9.2 Verankerungen unter exzentrischer Zugbelastung 167
9.3 Verankerungen unter Querlasten bei einseitigem Betonausbruch 172
9.4 Verankerungen unter Querlast und Biegung 174

10 Zusammenfassung 177

11 Offene Fragen 179

12 Literaturverzeichnis 181

Anhang A - Versuchsdaten

BEZEICHNUNGEN

A_o	Mantelfläche des idealisierten Ausbruchkegels
A_{po}	projizierte Fläche des idealisierten Ausbruchkegels einer Einzelverankerung bei zentrischem Zug
A_{pE}, $A_{pE,N}$	projizierte Fläche der vereinfachten Ausbruchpyramide einer Einzelverankerung bei zentrischem Zug
$A_{pE,V}$	projizierte Fläche der vereinfachten Ausbruchpyramide einer Einzelverankerung bei Querlast
A_{pG}, $A_{pG,N}$	projizierte Fläche der gemeinsamen Ausbruchpyramide einer Gruppenverankerung bei zentrischem Zug
$A_{pG,V}$	projizierte Fläche der gemeinsamen Ausbruchpyramide einer Gruppenverankerung bei Querlast
A_5	Bruchdehnung des Kopfbolzenstahls
C_o, C_λ	Amplitude der gewählten Sinusfunktion
D	resultierende Druckkraft
E	Elastizitätsmodul des Betons
G_f	Bruchenergie des Betons
K_I	Spannungsintensitätsfaktor der Rißmode I
K_{II}	Spannungsintensitätsfaktor der Rißmode II
M_i	Biegemoment in Richtung i, i = x, y und z
N	äußere Zuglast
N_{uE}	Höchstlast einer Einzelverankerung bei zentrischem Zug ohne Rand- und Achsabstand
N_{uG}	Höchstlast einer Gruppenverankerung bei zentrischem Zug
$N_{uG,e}$	Höchstlast einer Gruppenverankerung bei exzentrischem Zug
N_{uM}	Höchstlast der gezogenen Bolzen von auf Biegung beanspruchten Verankerungen
$N_{uN,y}$	Höchstlast der in Richtung y gezogenen Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkörpers in Richtung x
N_V	infolge der Querlast im Bolzen hervorgerufene Zugkraft
$N_{i,e}$	infolge der Biegebeanspruchung $M_{i,e} = V_{uG,e} \cdot e_z$ hervorgerufene Zugkraft der gezogenen Bolzen, i = x, y
R_m	Zugfestigkeit des Stahls
$R_{p,0.2}$	Streckgrenze des Stahls
T_e	Abminderungsbeiwert nach der TGL Richtlinie (1985)
V_s	vom Bolzenschaft aufzunehmende Querlast

V_{uE}	Höchstlast einer Einzelverankerung bei Querlast
V_{uG}	Höchstlast einer Gruppenverankerung bei Querlast
$V_{uG,e}$	Höchstlast einer Gruppenverankerung bei Querlast und Biegebeanspruchung an der Ankerplatte
a	Länge des Anrisses
b	Überstand der Ankerplatte über dem Randbolzen
c_{VN}	Verhältniswert zwischen V_{uG} und N_{uG}
d_h	Durchmesser des Bolzenunterkopfs
d_s	Durchmesser des Bolzenschafts
$e_{a,i}$	äußere Lastexzentrizität in Achsrichtung i, i = x, y und z
$e_{i,i}$	innere Lastexzentrizität in Achsrichtung i, i = x, y und z
e_z	Abstand der Lastabgriffsebene zur Betonoberfläche plus Dicke der Ankerplatte
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons in psi-Einheit
h_{ef}	effektive Verankerungstiefe = Abstand der Betonoberfläche zur Kopfoberfläche (siehe Bild 2.7)
f_t	Betonzugfestigkeit
l_{ch}	charakteristische Länge des Betons
n	Anzahl der Versuche
n_i	Anzahl der Verankerungselemente in Achsrichtung i
r_o	Radius des Bolzenunterkopfs
r_r	Radius des gerissenen Teils des Ausbruchkegels
r_k	Radius des Ausbruchkegels
$s_{d,i}$	innerer Hebelarm in Achsrichtung i, i = x, y
s_i	Achsabstand zwischen zwei benachbarten Bolzen in Achsrichtung i, i = x, y
$s_{i,ges}$	Gesamtachsabstand zwischen zwei äußersten Bolzen in Achsrichtung i, i = x, y
s_k, $s_{k,N}$	Ausdehnungslänge der vereinfachten Ausbruchpyramide einer Einzelverankerung bei zentrischem Zug ohne Rand- und Achsabstandeinfluß
$s_{k,V}$	Ausdehnungslänge der vereinfachten Halbausbruchpyramide einer Einzelverankerung bei Querlast ohne Rand- und Achsabstandeinfluß
t	Dicke der Ankerplatte
v	Variationskoeffizient
v_i	Verschiebung in Achsrichtung i, i = x, y und z
v_{uE}	Verschiebung einer Einzelverankerung beim Erreichen der Höchstlast

α	Neigungswinkel der Mantellinie des Ausbruchkegels gegen die Horizontale
ß	Exponent der Interaktionsgleichung
$ß_c$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$ß_w$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
$ß_{sz}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
δ	Exponent der Einheitslastverschiebungskurve
η_{NV}	Verhältniswert der im Bolzen hervorgerufenen Zugkraft zur aufgebrachten Querlast
Θ	Weiterreißwinkel
κ	Abminderungsbeiwert
λ_{Nmax}	maximaler Aktivierungsgrad
λ_{Nmin}	minimaler Aktivierungsgrad
$\lambda_{N,i}$	Aktivierungsgrad in Achsrichtung i
$\lambda_{e,i}$	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastexzentrizität in Achsrichtung i
μ	Reibbeiwert
σ	Spannung
σ_{BE}, $\sigma_{BE,N}$	effektive Betonbruchspannung einer Einzelverankerung bei zentrischem Zug ohne Rand- und Achsabstandeinfluß
σ_{BG}, $\sigma_{BG,N}$	effektive Betonbruchspannung einer Gruppenverankerung bei zentrischem Zug
τ	Schubspannung
Φ	Abminderungsbeiwert für die effektive Betonbruchspannung σ_{BG}
Ω_M	Erhöhungsfaktor der Betonbruchlast der gezogenen Bolzen von auf Biegung beanspruchten Verankerungen gegenüber der Höchstlast derselben Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkörpers in Richtung x

Die Bedeutung weiterer verwendeter Zeichen wird im Text erläutert.

1 Einleitung

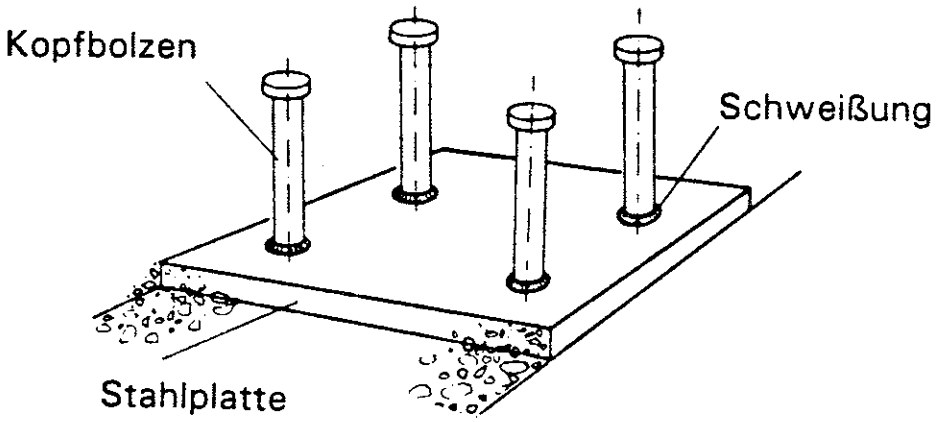
1.1 Problemstellung

In der Baupraxis werden in zunehmendem Maße Befestigungen gezielt zur Verstärkung von Beton- und Stahlbetonbauteilen und zur Einleitung von Lasten aus anderen Konstruktionen oder technischen Ausbauteilen in Beton- und Stahlbetonkonstruktionen eingesetzt. Als Befestigungsmittel werden je nach bautechnischen Gegebenheiten und Anforderungen sowie Höhe der zu übertragenden Lasten Einlegeteile wie z. B. Kopfbolzen und Ankerschienen (Bild 1.1) oder nachträglich in Beton installierte Dübel wie z. B. Spreiz-, Hinterschnitt- und Verbunddübel verwendet (Bild 1.2).

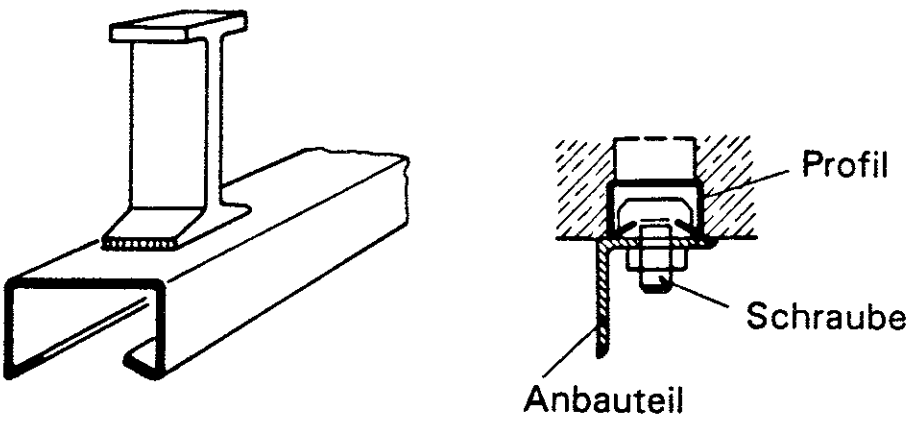
Einbetonierte Kopfbolzenverankerungen setzt man insbesondere dann ein, wenn die Planung der zu befestigenden Konstruktionen soweit fortgeschritten ist, daß die Verankerungsstellen bei der Errichtung des Bauwerkes bereits feststehen, oder wenn die zu übertragenden Lasten so groß sind, daß deren Einleitung in den Beton eine gezielte Anordnung von Rückhängebewehrungen erfordert. In diesen Fällen werden üblicherweise vor dem Betonieren Ankerplatten mit Kopfbolzen in die Schalung eingelegt und fixiert. Auf der Außenseite der Ankerplatte wird die anzuschließende Konstruktion entsprechend den Anforderungen des Stahlbaus oder Verbundbaus befestigt. Die Verankerungselemente übertragen die Zugkräfte aus Belastungen der zu befestigenden Konstruktionen im wesentlichen über den Bolzenkopf durch mechanische Verzahnung (Formschluß) mit dem umgebenden Beton örtlich in den Ankergrund. Druckkräfte werden dagegen direkt über die Ankerplatten in den als Ankergrund dienenden Betonbereich abgeleitet.

Entsprechend der weitergehenden Entwicklung der Befestigungstechnik werden von der Baupraxis verstärkte Anforderungen an die Zuverlässigkeit und das Verfahren zur wirtschaftlichen Bemessung von Befestigungsmitteln gestellt. Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit eines Befestigungsmittels und zur Entwicklung eines wirtschaftlichen Bemessungsverfahrens sind allerdings fundierte Kenntnisse über dessen Trag- und Verformungsverhalten erforderlich.

Die Brauchbarkeit des in der Literatur angegebenen κ-Verfahrens bzw. des CC-Verfahrens zur Bestimmung der Betonbruchlast von axialzugbeanspruchten Verankerungen mit und ohne Randeinfluß und von querzugbeanspruchten randnahen Verankerungen wurde durch Nachrechnungen von Versuchsergebnissen nach-



a) Kopfbolzen



b) Ankerschiene

Bild 1.1: Grundtypen von gebräuchlichen Einlegeteilen

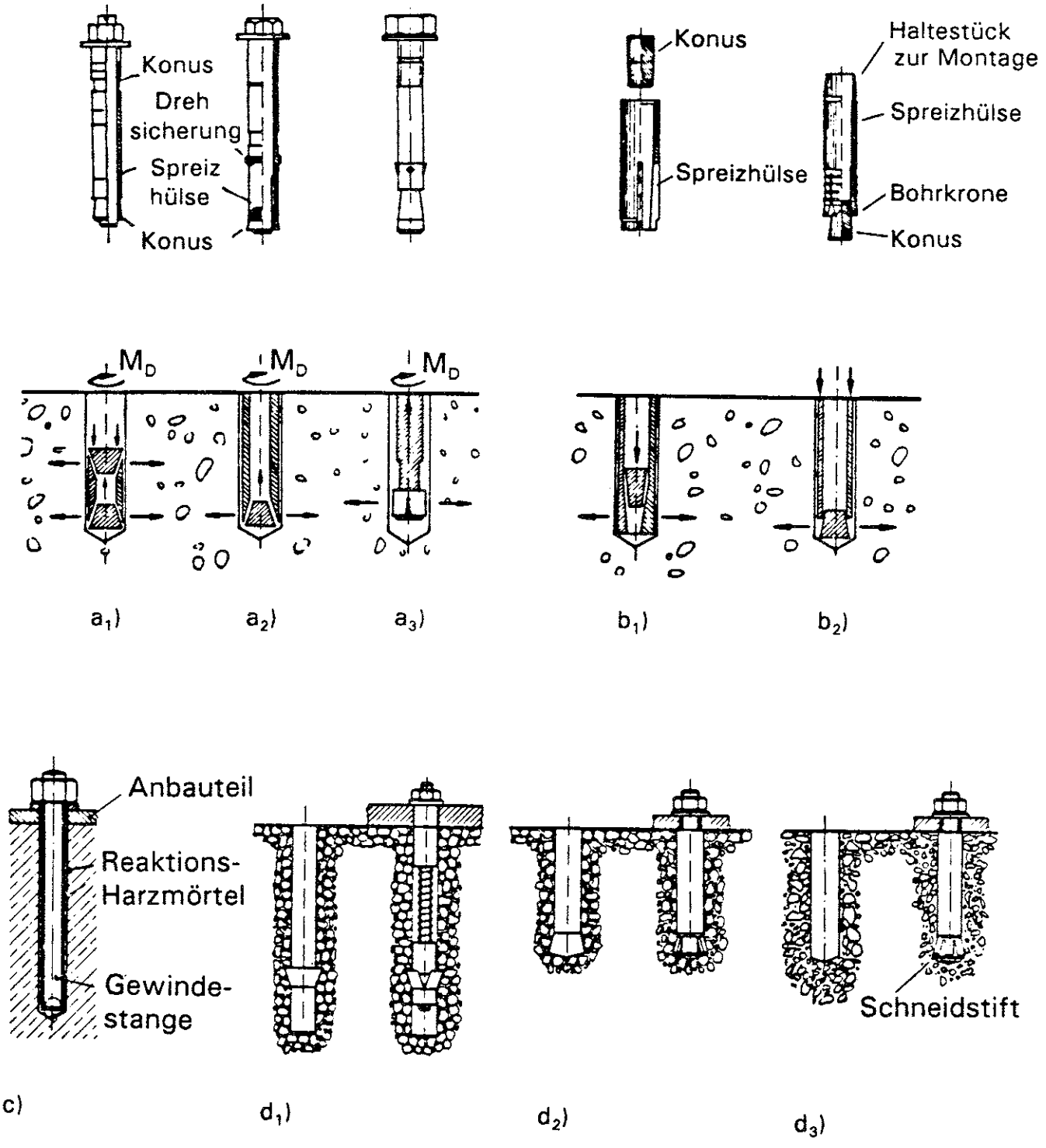


Bild 1.2: a) Kraftkontrolliert spreizende Metalldübel
b) Wegkontrolliert spreizende Metalldübel
c) Verbunddübel
d) Hinterschnittdübel

gewiesen. Die dem Verfahren zugrunde liegenden geometrischen Modellvorstellungen wurden jedoch bisher nicht hinreichend theoretisch abgesichert. Auch wurde der in das o. g. Verfahren eingebaute hyperbolische Ansatz von Riemann (1985) zur Abschätzung des Einflusses der Exzentrizität der Last auf die Betonbruchlast bisher nicht durch Versuchsergebnisse überprüft. Weiterhin fehlten bisher systematische theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von querzugbeanspruchten randfernen Verankerungen bei der Versagensart "einseitiger Betonbruch auf der lastabgewandten Seite".

In der Befestigungspraxis kommen auch häufig Fälle vor, in denen neben Zug- und Querlasten auch noch Biegemomente an der Ankerplatte angreifen und von den Befestigungsmitteln aufzunehmen sind. Zur Berücksichtigung derartiger Beanspruchungskombinationen entwickelten Cook und Klingner (1989) ein Bemessungsverfahren für die duktile Versagensart "Stahlbruch". Eine Übertragung dieses Verfahrens auf die Versagensart "Betonbruch" ist jedoch nicht möglich, da bei Betonversagen die in der o. g. Arbeit vorausgesetzte Umlagerung der inneren Bolzenschaftkräfte i. a. nicht auftritt.

1.2 Ziel der Arbeit

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, das Tragverhalten von in der Bauteilfläche (ohne Randeinfluß) eingelegten Kopfbolzenverankerungen unter zentrischer und exzentrischer Zugbelastung sowie bei Querlast ohne und mit Biegebeanspruchung an der Ankerplatte bei der Versagensart "Betonbruch" in ungerissenem Beton theoretisch und experimentell abzuklären.

Es war daher erforderlich, durch eingehende Analysen der bisher erzielten experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnisse die wichtigsten Kenngrößen der Trag- und Bruchmechanismen axialzugbeanspruchter Verankerungen bei der Versagensart "Betonbruch" herauszuarbeiten und deren Einfluß auf das Tragverhalten zu bestimmen. Darauf basierend sollte ein wirklichkeitsnahes analytisches Verfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verankerungen unter zentrischer und exzentrischer Zugbelastung abgeleitet werden. Durch Analogiebetrachtungen im Hinblick auf die Bruchmechanismen sollte dann versucht werden, die Traglast querzugbeanspruchter Verankerungen bei einseitigem Betonbruch auf der lastabgewandten Seite realistisch abzuschätzen. Anschließend sollte der Einfluß des inneren Hebelarms und der Exzentrizität der Querlast auf das Tragverhalten von Verankerungen unter Querlast und Biegebeanspruchung untersucht und mittels eines geeigneten Rechenmodells wirklichkeitsnah erfaßt werden. Die

daraus abgeleiteten Rechenbeziehungen zur Bestimmung der Betonbruchlast sollten letztendlich durch Experimente mit gezielter Variation der Parameter überprüft und bestätigt werden.

Weiterhin sollten anwenderfreundliche und auf den gleichen theoretischen Grundlagen beruhende vereinfachte Rechenbeziehungen für die praktische Bemessung erarbeitet werden, die es ermöglichen, sichere und wirtschaftliche Verankerungen zu dimensionieren sowie neue Anwendungsgebiete zu eröffnen.

2 Stand der Forschung

2.1 Geschichtlicher Überblick über die Anwendung des Kopfbolzens

Verankerungen mit Kopfbolzen werden in der Regel mit dem Lichtbogen-Bolzenschweißverfahren (Stud Welding) hergestellt. Das Schweißen der Kopfbolzen auf eine Ankerplatte bzw. auf den Obergurt eines Stahlprofiles erfolgt nach dem Hubzündungsverfahren. Dieses Verfahren wurde in den 50iger Jahren in den USA entwickelt. In Deutschland ist das Lichtbogen-Bolzenschweißverfahren mit Hubzündung seit ca. 40 Jahren verbreitet. Die Arbeitsphasen dieses Verfahrens sind in Bild 2.1 dargestellt.

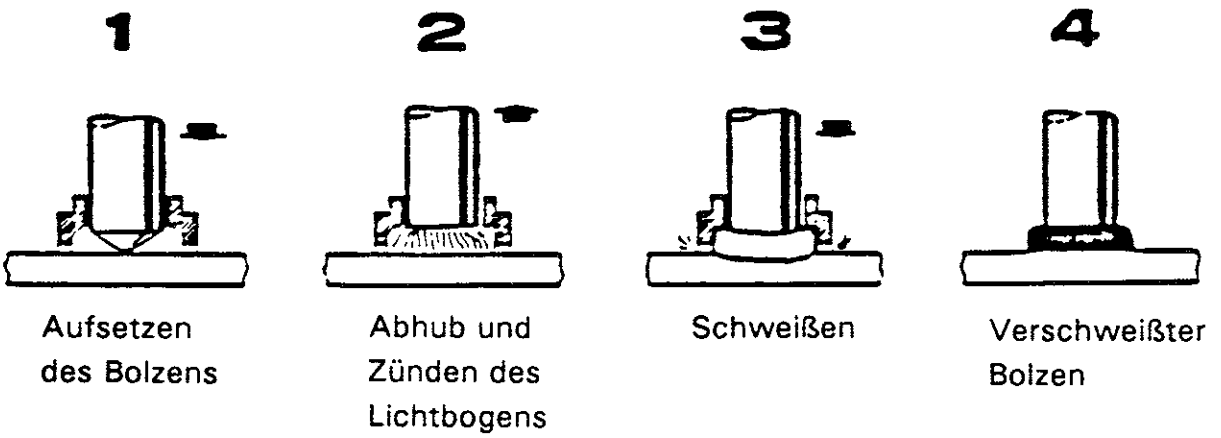


Bild 2.1: Lichtbogenbolzenschweißen: Arbeitsablauf, nach DVS 0902

Zunächst wurden derart geschweißte Bolzen im Schiffsbau verwendet. Weitere Anwendungsgebiete sind der Kessel- und Behälterbau, der Flugzeugbau und die Elektroindustrie sowie der Maschinenbau. Im Bauwesen hat man das Bolzenschweißverfahren zunächst in großem Umfang im Verbundbau und dann im Brückenbau sowie Stahlbau eingesetzt. Im Jahre 1970 wurden Ankerplatten mit Kopfbolzenverankerungen erstmalig beim Bau des Kernkraftwerkes Biblis in größerem Umfang als Befestigungsmittel für die Verankerung von Komponenten verwendet. Zur Verankerung von Stahlblechauskleidungen, sogenannte Linern, werden ebenfalls Kopfbolzen herangezogen.

Die Verankerungen mit Kopfbolzen werden heute in zunehmendem Maße im Beton- und Stahlbetonbau als Anschlußkonstruktion sowohl zur Lasteinleitung als auch zur Verstärkung von Baukonstruktionen eingesetzt.

2.2 Tragfähigkeit von zugbeanspruchten Einzelverankerungen

Zur Feststellung der Zugtragfähigkeit führten bereits im Jahre 1963 Shoup und Singleton (USA) 176 Ausziehversuche an Ankern mit verschiedenen Durchmessern in Beton durch. Bei den Kopfbolzenverankerungen (Stahlzugfestigkeit = 450 N/mm²) ergab sich, daß bei einer Betonwürfeldruckfestigkeit von ca. 20 N/mm² und einer Verankerungstiefe entsprechend dem 9fachen Durchmesser des Bolzenschaftes ein Betonausbruch nicht mehr stattfindet. Ab diesem Wert erfolgte der Bruch durch Fließen des Bolzenschaftsmaterials.

In Deutschland geht die erste Veröffentlichung über die Traglastbestimmung zugbeanspruchter Kopfbolzenverankerungen auf Sattler (1962) zurück. Zum Unterschied von den obigen amerikanischen Versuchen wurde bei seinen Versuchen eine Verankerungstiefe von nur $h_{ef} = 3.6 \cdot d_s$ ($d_s = 19$mm) gewählt, um untere Grenzwerte für die Betonbruchlast zu erhalten. Es wurden insgesamt 5 Einzelkopfbolzenverankerungen geprüft. Die Versuche wurden an unbewehrten ausgetrockneten und frisch aus dem Wasserbad genommenen Betonkörpern durchgeführt. Der Bruch erfolgte durch Bildung eines kegelförmigen Betonausbruches. Die Mantellinie des Ausbruchkegels war ca. 30° gegen die Horizontale geneigt. Um von der Form der Ausbruchkegel unabhängig zu sein und um die ungünstigsten Verhältnisse zu berücksichtigen, nahm Sattler einen idealisierten Zylindermantel mit einem Durchmesser entsprechend dem Bolzenunterkopfdurchmesser als Scherfläche an, auf die eine gleichmäßig verteilte Schubspannung τ wirkte. Durch Auswertung der Versuchsergebnisse wählte er bewußt auf der sicheren Seite liegend eine Schubspannung von

$$\tau = 0.15 \cdot ß_w \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.1a)$$

Die Betontraglast ergibt sich aus der Multiplikation der Zylindermantelfläche mit der angesetzten Schubspannung:

$$N_{uE} = 0.15 \cdot \pi \cdot d_h \cdot h_{ef} \cdot ß_w \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.1b)$$

Nach Gleichung (2.1b) hängt die Tragfähigkeit der Kopfbolzenverankerung linear von der Verankerungstiefe h_{ef} und der Betondruckfestigkeit $ß_w$ ab.

In 1969 wurden zahlreiche Ausziehversuche an Kopfbolzenverankerungen mit $h_{ef} \leq 102.0$ mm am Fritz-Laboratory der Lehigh-Universität in den USA durchgeführt. Mit Hilfe von Versuchsdaten wurde von McMackin, Slutter & Fischer (1973) folgende Beziehung zur Bestimmung der Betonausbruchlast empirisch hergeleitet:

$$N_{uE} = 1.36 \cdot (h_{ef} + d_h) \cdot h_{ef} \cdot \sqrt{ß_w} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.2)$$

Im Jahre 1974 wurde die von Sattler vorgeschlagene Gleichung mit Modifizierung zur Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes für den Fall "Betonversagen" in die Verbundträgerrichtlinie Deutschland aufgenommen.

In seinen Beurteilungsgrundlagen für Fassadenverankerungen setzte sich Utescher (1978) sehr eingehend mit den verschiedenen Versagensformen von einbetonierten Kopfbolzenverankerungen auseinander. Zur Abschätzung der Traglast von zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerungen gab er die theoretisch hergeleitete Gl. (2.3a) an:

$$N_{uE} = 0.62 \cdot h_{ef}^2 \cdot ß_w^{2/3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.3a)$$

Die Ableitung von Gleichung (2.3a) erfolgte auf der Grundlage eines 20°-flachen Ausbruchkegels, auf dessen kegeliger Mantelfläche die Betonzugfestigkeit f_t mit

$$f_t = 0.26 \cdot ß_w^{2/3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.3b)$$

ausnutzbar ist.

Das ACI-Committee 349 gab im ACI-Journal August 1978 mit dem Titel "Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-76)" Gl. (2.4) zur Bestimmung der Betonbruchlast an:

$$N_{uE} = 4 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{po} \quad \text{in psi-Einheiten} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.4a)$$

$$N_{uE} = 0.306 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot A_{po} \quad \text{in SI-Einheiten} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.4b)$$

mit $4\sqrt{f_c}$ = Betonzugfestigkeit [psi]

A_{po} = Projektionsfläche des Ausbruchkegels mit einem angenommenen Neigungswinkel von 45° gegen die Horizontale

$$= \pi \cdot h_{ef} \cdot (h_{ef} + d_h) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.4c)$$

Die Herleitung dieser Abhängigkeit wurde in der geänderten Ausgabe im Jahre 1986 erläutert. Danach wird bei der Ermittlung der Betonbruchlast von einem Betonausbruchkörper in Form eines Kegels mit einem Neigungswinkel von 45° gegen die Horizontale ausgegangen. Die Traglast ergibt sich aus der Multiplikation der Projektionsfläche A_{po} des Ausbruchkegels mit der Betonzugfestigkeit $f_t = 4\sqrt{f_c}$. Diese relative niederige Betonzugfestigkeit wurde gewählt, weil die genaue Span-

nungsverteilung noch nicht bekannt war. Man ging von einer mittleren Betonzugfestigkeit von etwa $(6 \sim 7)\sqrt{f_c}$ aus. Obwohl sich entlang der Bruchmantelfläche kein konstanter Verlauf der Zugspannung einstellen kann, wurde $4\sqrt{f_c}$ als konstant über die Projektionsfläche A_{po} angenommen.

Durch die Annahme einer idealisierten repräsentativen Volumeneinheit (RVE) gelang es Pusill-Wachtsmuth (1983), die Betonausbruchkraft von Dübeln proportional zu h_{ef}^2 zu bestimmen. Dabei wurde die Betonzugspannung über eine Teilfläche des Ausbruchkegels gemittelt. Bruch wurde angenommen, wenn die gemittelte Spannung die Betonzugfestigkeit erreicht.

Die systematische Auswertung von zahlreichen Versuchsergebnissen mit Kopfbolzenverankerungen ($h_{ef} \leq 140.3$mm) von Bode & Hanenkamp (1985) ergab, daß die Betonbruchlast einer auf Zug beanspruchten Kopfbolzenverankerung bei sonst gleichen Verhältnissen proportional zu $h_{ef}^{1.5}$ ist.

Die mit der empirisch gewonnenen Gleichung

$$N_{uE} = 10.96 \cdot (h_{ef} + d_h) \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.5a)$$

errechneten Bruchlasten stimmen mit den erzielten Versuchswerten (bis $h_{ef} \leq$ 140.3 mm) gut überein. Bei Vernachlässigung des Einflusses des Unterkopfdurchmessers wurde von den erwähnten Autoren folgende vereinfachte Rechenformel abgeleitet:

$$N_{uE} = 15.6 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.5b)$$

Die von Eligehausen & Sawade (1989) durchgeführten experimentellen Untersuchungen gaben erstmals einen Einblick in die wirklichkeitsnahe Spannungsverteilung im Beton entlang der Bruchmantellinie (Bild 2.2). Es zeigte sich, daß zum einen die Betonzugspannungen sehr ungleichförmig über die Mantelfläche des Ausbruchkegels verteilt sind und zum anderen die Höchstspannungen mit zunehmender Belastung vom Bolzenkopf weg in Richtung der Betonoberfläche wandern. Dies wurde auf die Bildung von Mikrorissen im Beton zurückgeführt, die am Bolzenkopf entstehen und mit steigender Last zur Betonoberfläche hin laufen.

Shaik & Whayong (1985) modifizierten Gleichung (2.4), indem für die auf die Mantelfläche des idealisierten Ausbruchkegels gleichförmig verteilte Betonzugspannung $4\sqrt{f_c}/\sqrt{2}$ angenommen wurde. Die Bruchlast ergibt sich aus der Multiplikation der angenommenen Betonzugspannung mit der Mantelfläche des Ausbruchkegels zu:

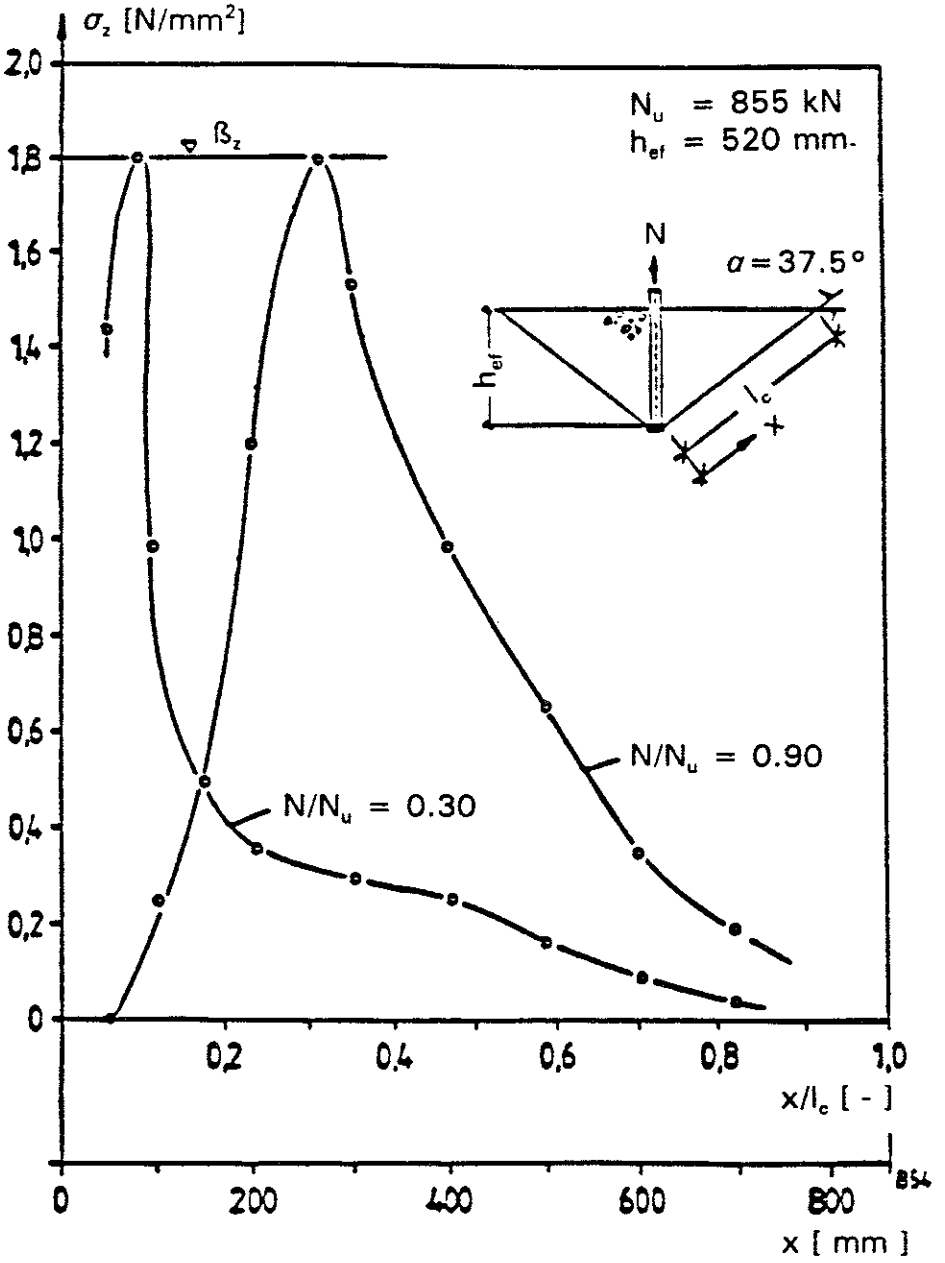


Bild 2.2: Zugspannungsverteilung entlang der Bruchfläche des Ausbruchkegels, nach Eligehausen & Sawade (1989)

$$N_{uE} = 4\sqrt{f_c}/\sqrt{2} \cdot A_o \quad \text{in psi-Einheiten} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.6a)$$

$$N_{uE} = 0.216 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot A_o \quad \text{in SI-Einheiten} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.6b)$$

mit $4\sqrt{f_c}/\sqrt{2}$ = Betonzugfestigkeit [psi]

A_o = Mantelfläche des Ausbruchkegels mit einem angenommenen Nei-

gungswinkel von 45° gegen die Horizontale

$= \sqrt{2} \cdot A_{po}$

$= \pi \cdot h_{ef} \cdot (h_{ef} + d_h) \cdot \sqrt{2}$ . . . . . (2.6c)

A_{po} = Projektionsfläche des Ausbruchkegels mit einem angenommenen Neigungswinkel von 45° gegen die Horizontale

$= \pi \cdot h_{ef} \cdot (h_{ef} + d_h)$ . . . . . (2.4c)

Setzt man Gl. (2.6c) in Gl. (2.6a), erhält man:

$$N_{uE} = 4\sqrt{f_c} \cdot A_{po} \quad \text{in psi-Einheiten} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (2.6d)$$

Gl. (2.6d) ist identisch mit Gl. (2.4) und liefert daher gleiche Ergebnisse wie Gl. (2.4).

Die von Elfgren, Ohlsson & Gyllthoft (1987) durchgeführten numerischen Untersuchungen unter Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens des Betons bei zentrischer Zugbelastung zeigten, daß der Bruch der Verankerungen durch eine stabile Rißbildung kontrolliert wird. Dies stimmt mit den Versuchsergebnissen von Eligehausen & Sawade (1989) überein.

Rehm, Eligehausen & Mallée (1988 & 1992) faßten die national und international erzielten Forschungsergebnisse zusammen. Zur Berechnung der Betonbruchlast einer zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerung wurde die von Eligehausen et al (1992) empirisch hergeleitete Gleichung

$$N_{uE} = 15.5 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (2.7)$$

mit N_{uE} = Betonbruchlast einer Einzelverankerung, in [N]

$ß_w$ = Betondruckfestigkeit, in [N/mm²]

h_{ef} = Verankerungstiefe, in [mm]

angegeben. Die gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten deutet daraufhin, daß der Einfluß der Verankerungstiefe und der Betonfestigkeit durch Gl. (2.7) zutreffend erfaßt wird.

Die Nachrechnung der vorliegenden amerikanischen Versuchsergebnisse von Cannon (1988) ergab, daß für kleine Verankerungstiefen ($h_{ef} \leq 152.4$ mm) das vom ACI-Committee 349 vorgeschlagene Kegelmodell zur Bestimmung der Betonbruchlast (vergl. Gl. (2.4)) auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. In Anpassung an seine Versuchsbeobachtungen modifizierte Cannon (1988) den

Neigungswinkel des Ausbruchkegels. Seiner Angabe zufolge nimmt der Neigungswinkel des Ausbruchkegels gegen die Horizontale α mit ansteigender Verankerungstiefe zu (Bild 2.3). Ab einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 152.4$ mm (6 in) bleibt der Neigungswinkel konstant ($\alpha = 45°$).

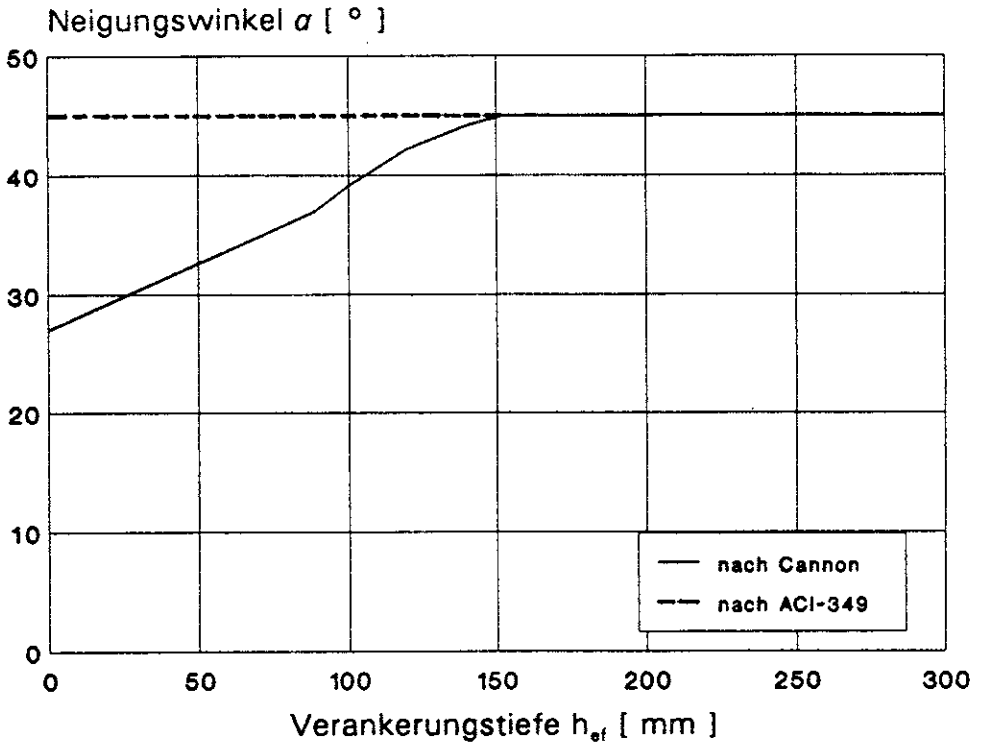


Bild 2.3: Neigung α in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe, nach Cannon (1988)

Die bruchmechanischen Untersuchungen von Eligehausen & Sawade (1989) an Einzelkopfbolzenverankerungen zeigten, daß die Traglast wesentlich von der Bruchenergie G_f, dem Elastizitätsmodul E und der Verankerungstiefe h_{ef} beeinflußt wird. Mit der Annahme eines konstanten Neigungswinkels der Ausbruchkörpermantellinie von ca. 35° gegen die Horizontale wurde festgestellt, daß die Bruchlast proportional zu $h_{ef}^{1.5}$ ist. Zur Bestimmung der Traglast wurde folgende halbtheoretisch abgeleitete Gleichung angegeben, wobei der Vorfaktor 2.1 empirisch ermittelt wurde.

$$N_{uE} = 2.1 \cdot (EG_f)^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.8)$$

mit N_{uE} = Betonbruchlast, in [N]
E = E-Modul des Betons, in [N/mm²]

G_f = Bruchenergie des Betons, in [N/m]

Eligehausen & Ozbolt (1991) führten systematische numerische Parameterstudien an Einzelkopfbolzenverankerungen durch. Die erzielten Ergebnisse bestätigten, daß die Traglast etwa proportional zu $h_{ef}^{1.5}$ ansteigt. Dies ist auf den sog. Maßstabeinfluß zurückzuführen, der von Bazant (1984) allgemein abgeleitet wurde. Weiterhin wurde gezeigt, daß die Betonbruchlast wesentlich von der Bruchenergie G_f und dem Elastizitätsmodul E beeinflußt wird. Zur Berechnung der Betonbruchlast wurde folgende Gleichung angegeben:

$$N_{uE} = \frac{1.4}{\sqrt{1+\frac{h_{ef}}{43.3}}} \cdot 2.9 \cdot h_{ef}^2 \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.9)$$

mit N_{uE} = Betonbruchlast, in [N]
h_{ef} = Verankerungstiefe, in [mm]

2.3 Tragfähigkeit von zugbeanspruchten Ankerplatten mit Mehrfachverankerungselementen

Die in Abschnitt 2.2 genannten mathematischen Gleichungen zur Berechnung der Traglast von zugbeanspruchten Verankerungen gelten für Gruppen nur, wenn sich die Ausbruchkörper der einzelnen Verankerungselemente beim Bruch voneinander unbehindert ausbilden können. Ist dagegen der Abstand der einzelnen Verankerungselemente kleiner als ein kritischer Wert, der dem Durchmesser des Ausbruchkegels entspricht, kommt es zu einer Überschneidung der Ausbruchkörper. Dann wird die volle Tragfähigkeit der einzelnen Verankerungselemente bei unbeeinflußter Ausbildung der Ausbruchkörper nicht erreicht.

Zur Abschätzung der Traglastreduzierung infolge der Überschneidung der Ausbruchkörper bei geringem Achsabstand zwischen den einzelnen Verankerungselementen innerhalb einer Befestigungsgruppe werden in der Literatur zahlreiche Ansätze angegeben, die auf unterschiedlichen Grundlagen beruhen.

Nach ACI 349 (1978 & 1985) kann die Traglast durch Multiplikation der gesamten Projektionsfläche A_p der einzelnen Ausbruchkegel mit einem Neigungswinkel von 45° gegen der Horizontale mit der angenommenen Betonbruchspannung $4\sqrt{f_c}$ errechnet werden.

$$N_{uG} = 4\sqrt{f_c} \cdot A_p \qquad \text{in psi - Einheiten} \qquad (2.10a)$$

$$N_{uG} = 0.306\sqrt{\beta_w} \cdot A_p \qquad \text{in SI - Einheiten} \qquad (2.10b)$$

Shaik & Whayong (1985) gingen allerdings nicht von der Überlagerung der Ausbruchkegel, sondern von der Bildung einer gemeinsamen Ausbruchpyramide aus. Sie ermittelten die Bruchlast aus der Multiplikation der Seitenflächen der idealisierten Ausbruchpyramide mit einer Betonbruchspannung von $(4/\sqrt{2}) \cdot \sqrt{f_c}$ und der Pyramidengrundfläche mit einer Betonbruchspannung von $4\sqrt{f_c}$. Dabei wird als Neigungswinkel der Pyramidenseitenfläche gegen der Horizontale 45° angenommen. Damit erhält man:

$$N_{uG} = 4 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (s_x + 2 \cdot h_{ef}) \cdot (s_y + 2 \cdot h_{ef}) \qquad \text{in psi-Einheiten} \qquad (2.11a)$$

$$N_{uG} = 0.306 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot (s_x + 2 \cdot h_{ef}) \cdot (s_y + 2 \cdot h_{ef}) \qquad \text{in SI-Einheiten} \qquad (2.11b)$$

Für relativ kleine Verhältniswerte Achsabstand zu Verankerungstiefe bei quadratisch angeordneten Flächenverankerungen stellten Bode & Hanenkamp (1985) ein sogenanntes Superdübelmodell vor. Dabei wird der ursprüngliche Unterkopfdurchmesser des Bolzens durch einen mit dem Achsabstand umgerechneten vergrößerten Kopfdurchmesser $(1.13\sqrt{s} + d_h)$ ersetzt. Zur Bestimmung der Bruchlast wird Gleichung (2.5) verwendet.

Das von Lehmann (1979) vorgeschlagene und von Eligehausen & Pusill-Wachtsmuth (1982) sowie Rehm, Eligehausen & Mallée (1988 & 1992) weiter entwickelte κ-Verfahren zur Berechnung der Betonbruchlast einer Gruppenverankerung geht davon aus, daß sich bei einem geringeren Achsabstand als der Durchmesser des Ausbruchkegels einer Einzelverankerung die Ausbruchkegel überschneiden bzw. daß es zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel kommt. Dadurch sinkt die Bruchlast der Verankerung gegenüber dem maximalen Wert ab. Als Durchmesser des Ausbruchkegels einer Einzelverankerung wurde das 3fache der Verankerungstiefe gewählt. Bei diesem Achsabstand entspricht die Bruchlast einer Gruppe der n-fachen Höchstlast einer Einzelverankerung. Wird der Achsabstand gedanklich auf Null reduziert, dann verbleibt nur der Bruchkegel eines Verankerungselements, und die Bruchlast der Gruppe entspricht derjenigen einer Einzelverankerung. Zwischen den beiden Grenzwerten wird vereinfachend eine lineare Beziehung für Reihenverankerungen angenommen. Für Flächenverankerungen wird der Abminderungsfaktor für beide Achsrichtungen getrennt berechnet und dann miteinander multipliziert. Damit erhält man die Bruchlast einer Gruppenverankerung zu:

$$N_{uG} = \kappa_x \cdot \kappa_y \cdot N_{uE} \qquad \ldots\ldots\ldots \qquad (2.12)$$

$$\text{mit } \kappa_x = 1 + s_{x,ges.}/s_k \leq n_x \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \qquad (2.12a)$$

κ_y = $1 + s_{y,ges.}/s_k \leq n_y$ ..... (2.12b)

N_{uE} = Höchstlast einer Einzelverankerung, nach Gl. (2.7)

$s_{x,ges.}$ = Gesamtachsabstand in Richtung x

$s_{y,ges.}$ = Gesamtachsabstand in Richtung y

s_k = Durchmesser des idealisierten Ausbruchkegels

= $3 \cdot h_{ef}$

n_x, n_y = Zahl der Verankerungselemente in Richtung x bzw. y

Neuerlich modifizierten Fuchs, Eligehausen & Breen (1991) das κ - Verfahren in Anlehnung an das Kegelmodell nach ACI 349 (1978 & 1986). Zur Vereinfachung der projizierten Fläche wurde dabei der Ausbruchkörper nicht als Kegel, sondern als Pyramide idealisiert. Die mit diesen modifizierten Gleichungen errechneten Traglasten sind für randferne Verankerungen mit denjenigen nach dem κ - Verfahren identisch, für randnahe Befestigungen weichen sie je nach Lage der Verankerung geringfügig davon ab. Dies ist darauf zurückzuführen, daß das modifizierte sog. CC-Verfahren das bisherige κ - Verfahren visualisiert, ohne die Grundgedanken des κ - Verfahrens zu verändern.

Die Rechenbeziehung zur Bestimmung der Betonbruchlast von zugbeanspruchten Verankerungen ohne Randeinfluß lautet nach dem CC-Verfahren:

$$N_{uG} = A_{pG}/A_{pE} \cdot N_{uE} \quad \text{..... (2.13)}$$

mit A_{pG} = projizierte Fläche der Ausbruchpyramide der vorhandenen Verankerung mit einem angenommenen Neigungswinkel gegen die Horizontale von ca. 35°.

= $(s_x + 3 \cdot h_{ef}) \cdot (s_y + 3 \cdot h_{ef})$ ..... (2.14a)

A_{pE} = projizierte Fläche der Ausbruchpyramide einer Einzelverankerung ohne Rand- und Achsabstandeinfluß

= $9 \cdot h_{ef}^2$ ..... (2.14b)

N_{uE} = Höchstlast einer Einzelverankerung, nach Gl. (2.7)

2.4 Tragfähigkeit von auf exzentrischen Zug beanspruchten Gruppenverankerungen

Die im letzten Abschnitt angegebenen Gleichungen gelten nur, wenn die einzelnen Verankerungselemente innerhalb einer Befestigungsgruppe gleichmäßig beansprucht werden. Dies liegt vor, wenn die äußere Last direkt im geometrischen

folgenden hyperbolischen Ansatz erfaßt:

$$\kappa_{ex} = 1/(1+2e_x/s_k) \qquad \ldots\ldots\ldots (2.15)$$

mit e_x = Exzentrizität der resultierenden Zugkräfte in Richtung x
$\leq 0.5 s_{x,ges.}$
$s_{x,ges.}$ = Gesamtachsabstand in Richtung x
s_k = Durchmesser des Ausbruchkegels einer Einzelverankerung ohne Rand- und Achsabstandeinfluß
$= 4h_{ef}$

In Anpassung an das κ-Verfahren wählten Rehm, Eligehausen & Mallée (1988 & 1992) s_k zu $3h_{ef}$.

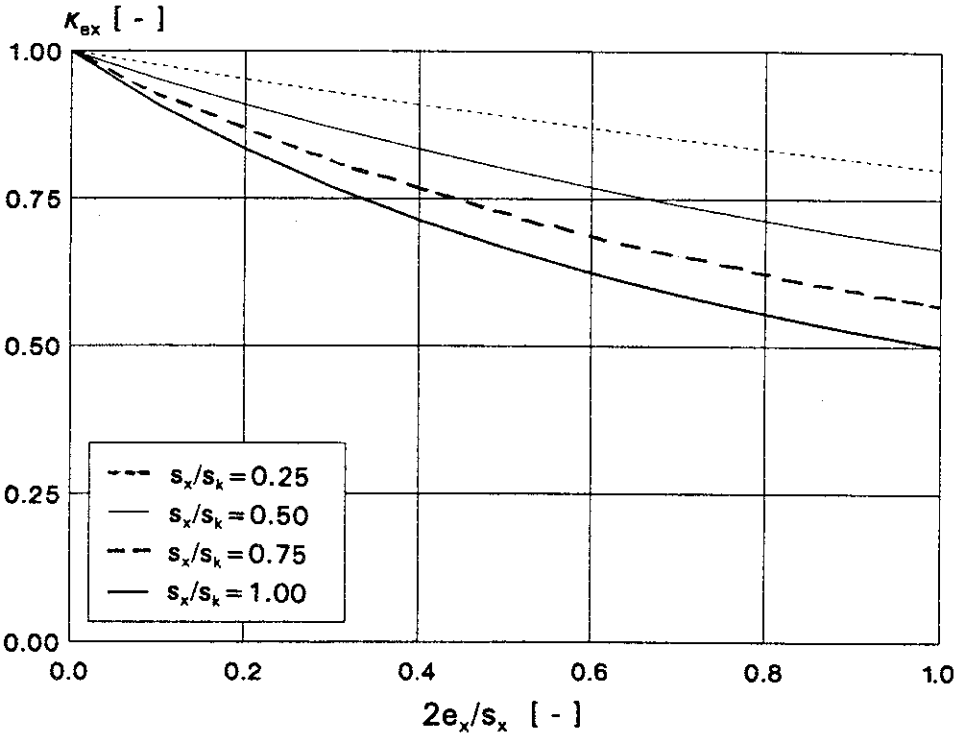


Bild 2.4b: Einfluß der Exzentrizität der resultierenden Zugkräfte (innerer Exzentrizität) auf die Betonbruchlast einer Zweifachverankerung, gerechnet nach dem Ansatz von Riemann (1985)

In Bild 2.4b ist Gl. (2.15) graphisch dargestellt. Die Höchstlast einer auf exzentrischen Zug beanspruchten Verankerung ohne Randeinfluß wird über Gl. (2.16)

bestimmt:

$$N_{uG} = \kappa \cdot \kappa_e \cdot N_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2.16)$$

mit $\kappa = \kappa_x \cdot \kappa_y$
κ_i = nach Gl. (2.12a) bzw. (2.12b)
$\kappa_e = \kappa_{ex} \cdot \kappa_{ey}$
κ_{ei} = nach Gl. (2.15)
i = x, y

Nach Rehm, Eligehausen & Mallée (1988 & 1992) kann Gl. (2.15) auch bei beliebig ausgebildeten und belasteten Gruppenverankerungen angewendet werden, indem man nur die gezogenen Bolzen betrachtet und der Wert κ_{ei} nach Gl. (2.15) für beide Achsrichtungen getrennt berechnet und miteinander multipliziert. Weisen die gezogenen Bolzen keine rechteckige Anordnung auf, kann die Gruppe gedanklich zur Rechteckform ergänzt und die Bruchlast wie oben angegeben ermittelt werden (Eligehausen, Fuchs et al (1992)). Dabei ist die Exzentrizität der Zugkraft auf den geometrischen Schwerpunkt der zur Rechteckform ergänzten Gruppe zu beziehen.

Zur Ermittlung des Einflusses der Lastexzentrizität auf die Betonbruchlast einer Verankerung geht die TGL Richtlinie (1985) von einem geometrischen Modell aus. Dabei werden die Achsabstände der vorhandenen Verankerung gedanklich um das 2fache der Exzentrizität reduziert (Bild 2.5), wobei der geometrische Schwerpunkt der gedanklich gebildeten Verankerung im Lastangriffspunkt liegt. Der Abminderungsfaktor T_e infolge eines exzentrischen Lastangriffs wird über das Flächenverhältnis A_p'/A_p bestimmt.

$$T_e = A_p'/A_p \quad \ldots\ldots\ldots (2.17)$$

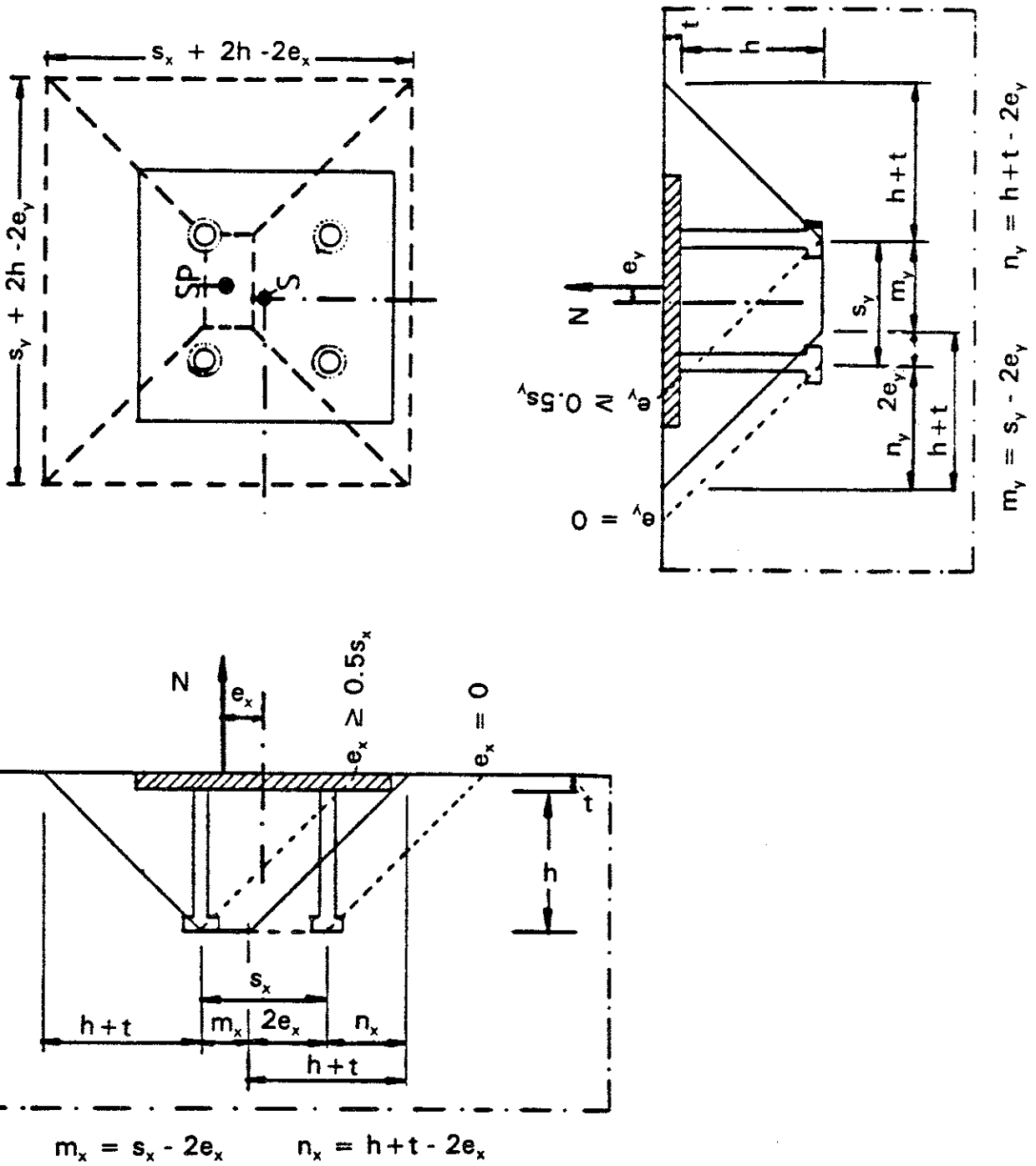
mit A_p' = projizierte Fläche der Ausbruchpyramide der gedanklich gebildeten Verankerung mit reduzierten Achsabständen. Als Neigungswinkel der Ausbruchpyramide gegen die Horizontale wurde 45° gewählt.

$$= (s_x + 2h - 2e_x) \cdot (s_y + 2h - 2e_y) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.18a)$$

A_p = projizierte Fläche der Ausbruchpyramide der vorhandenen Verankerung

$$= (s_x + 2h) \cdot (s_y + 2h) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2.18b)$$

s_i = Achsabstand in Richtung i
i = x, y



SP = Schwerpunkt der Projektionsfläche A_p
S = Schwerpunkt der Verankerung

Bild 2.5: Ausbruchkörpermodell nach der TGL Richtlinie (1985) zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastexzentrizität auf die Betonbruchlast

h = Bolzenschaftlänge + Höhe des Unterkopfes (vergl. Bild 2.5)

Setzt man Gl. (2.18a) und (2.18b) in Gl. (2.17) ein, erhält man:

$$T_e = [1 + 2e_x/(s_x + 2h)] \cdot [1 + 2e_y/(s_y + 2h)] \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2.19)$$

Die graphische Darstellung der Gleichung (2.19) am Beispiel einer Zweifachverankerung zeigt Bild 2.6. Gl. (2.19) enthält alle drei möglichen geometrischen Variablen, nämlich den Achsabstand, die Verankerungstiefe und die Exzentrizität der Zugkraft. Der Unterschied zwischen Gl. (2.15) und (2.19) besteht darin, daß in der ersten der Einfluß des Achsabstandes auf κ_e nicht berücksichtigt wird. Weiterhin ist zu beachten, daß der Neigungswinkel des Ausbruchkegels gegen die Horizontale unterschiedlich gewählt wurde.

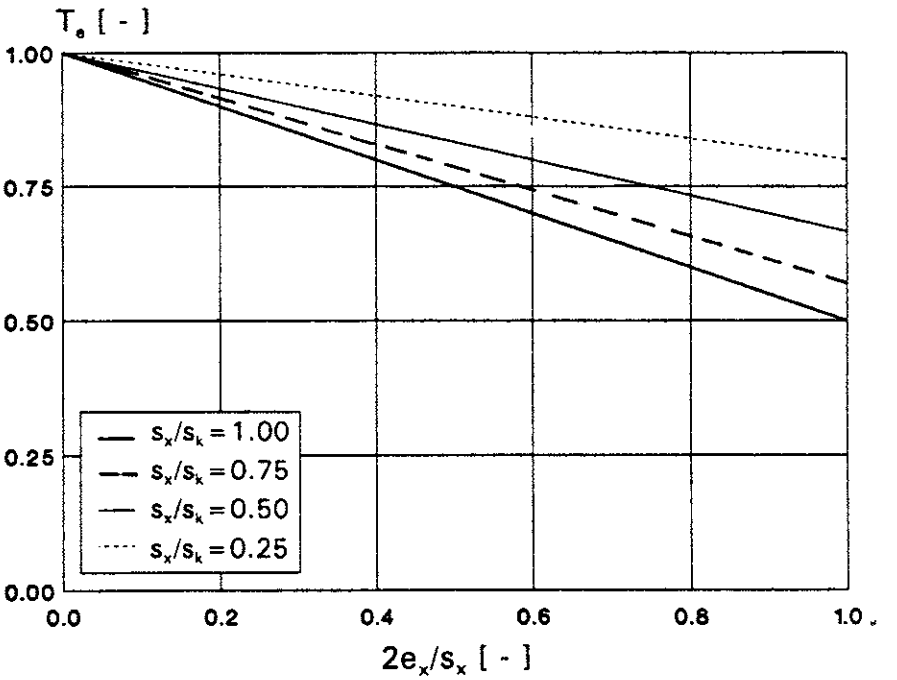


Bild 2.6: Einfluß der Exzentrizität der Zuglast auf die Betonbruchlast einer Zweifachbefestigung, gerechnet nach der TGL Richtlinie (1985)

2.5 Tragfähigkeit von querzugbeanspruchten Verankerungen ohne Randeinfluß

Das Tragverhalten von querzugbeanspruchten Verankerungen in der Bauteilfläche bei der Versagensart "Stahlbruch" und das vorhergehende muschelförmige Beton-

abplatzen vor dem Bolzenschaft sowie am Bauteilrand bei der Versagensart "Betonausbruch" wurde bereits von Fuchs (1990) in seiner Dissertation auf numerischem und experimentellem Wege abgeklärt. Bei steifen und nicht ausreichend tiefen randfernen Verankerungen unter Querlasten ist jedoch auch ein einseitiger Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite hinter dem Bolzen (Bild 2.7) möglich. Während der Querzugbelastung wird infolge der Biegebeanspruchung des Bolzenschaftes eine Zugkraft im Bolzen hervorgerufen. Überschreitet diese Zugkraft das Zugtragvermögen des Betons, kommt es zu einem Betonausbruch. In der Literatur sind bisher keine gezielten Untersuchungen zu dieser Versagensart aufgeführt.

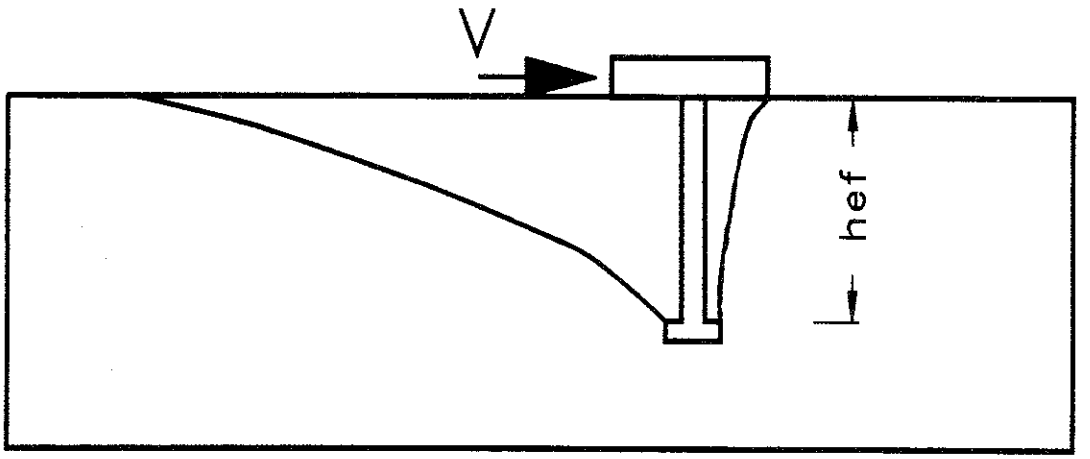


Bild 2.7: Einseitiger Betonausbruch einer randfern angeordneten, steifen Verankerung bei Querlast

2.6 Tragfähigkeit von auf Biegung mit Querlast beanspruchten Verankerungen in der Bauteilfläche

Cook & Klingner (1989) untersuchten das Tragverhalten von auf Querlast und Biegung beanspruchten Verankerungen mit verschiedenen Befestigungsmitteln und unterschiedlichen Ankerplattenkonfigurationen bei der Versagensart "Stahlbruch" (Bild 2.8). Im Hinblick auf das gewählte Tragmodell und die damit verbundene Traglastbestimmung können die dort gewonnenen Erfahrungen jedoch nicht ohne weiteres auf die Versagensart "Betonbruch" übertragen werden. Das gewählte Modell setzt nämlich eine vollständige Lastumlagerung von hochbeanspruchten auf weniger beanspruchte Bolzen voraus. Diese ist bei Betonbruch jedoch nicht gegeben. Daher ist das Tragverhalten von auf Querlast und Biegung beanspruchten Gruppenverankerungen bei der Versagensart "Betonbruch" noch abzuklären.

2.7 Zusammenfassung und Folgerungen

Beim Betonversagen wird der Bruch durch eine stabile Rißentwicklung im Beton eingeleitet, wobei der Riß von dem Kopfrand ausgeht. Die Tragfähigkeit einer randfernen Verankerung hängt demnach vor allem von der Beanspruchbarkeit des als Ankergrund dienenden Betons ab. Diese wird von der ausnutzbaren Betonzugfestigkeit und den geometrischen Größen der Verankerung wie z. B. Verankerungstiefe und Achsabstand bestimmt.

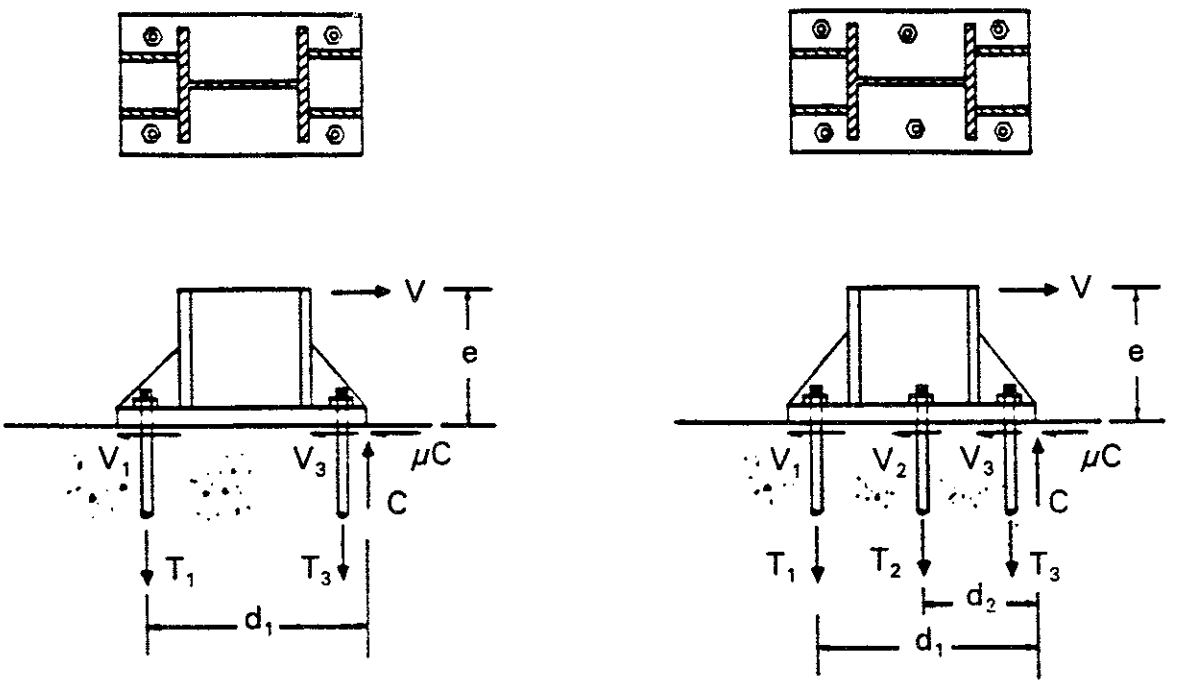


Bild 2.8: Ankerplatte unter Biegebeanspruchung mit Querlast, nach Cook & Klingner (1989)

Zur Bestimmung der Betonbruchlast von zentrisch zugbeanspruchten Verankerungen werden in der Literatur zahlreiche Rechenbeziehungen angegeben, die auf sehr unterschiedlichen Grundlagen beruhen. Folglich werden in den bisherigen Rechenansätzen die einzelnen Einflußfaktoren unterschiedlich berücksichtigt. Dies gilt insbesondere für den Einfluß der Verankerungstiefe auf die Betonbruchlast.

Die Gegenüberstellung der angegebenen Rechenbeziehungen zur Ermittlung der Traglast einer auf zentrischen Zug beanspruchten Einzelverankerung mit Versuchs-

ergebnissen (siehe Bild 2.9) verdeutlicht, daß die Abschätzung der Betonbruchlast durch eine linear mit der Verankerungstiefe anwachsende Rechenbeziehung (vergl. Gl. (2.1b)) auf der sicheren Seite liegt. Im Vergleich dazu liefert der Lastanstieg proportional zu h_{ef}^2 - nach dem Kegelmodell von ACI 349 (1985) - für große Verankerungstiefen zu hohe und für kleine Verankerungstiefen zu niederige Werte. Mit den empirisch gewonnenen Gleichungen von Bode & Hanenkamp (1985) und Eligehausen & Fuchs et al (1992), in denen die Betonbruchlast proportional zu $h_{ef}^{1.5}$ und $\sqrt{ß_w}$ angesetzt ist, wird dagegen eine gute Übereinstimmung der

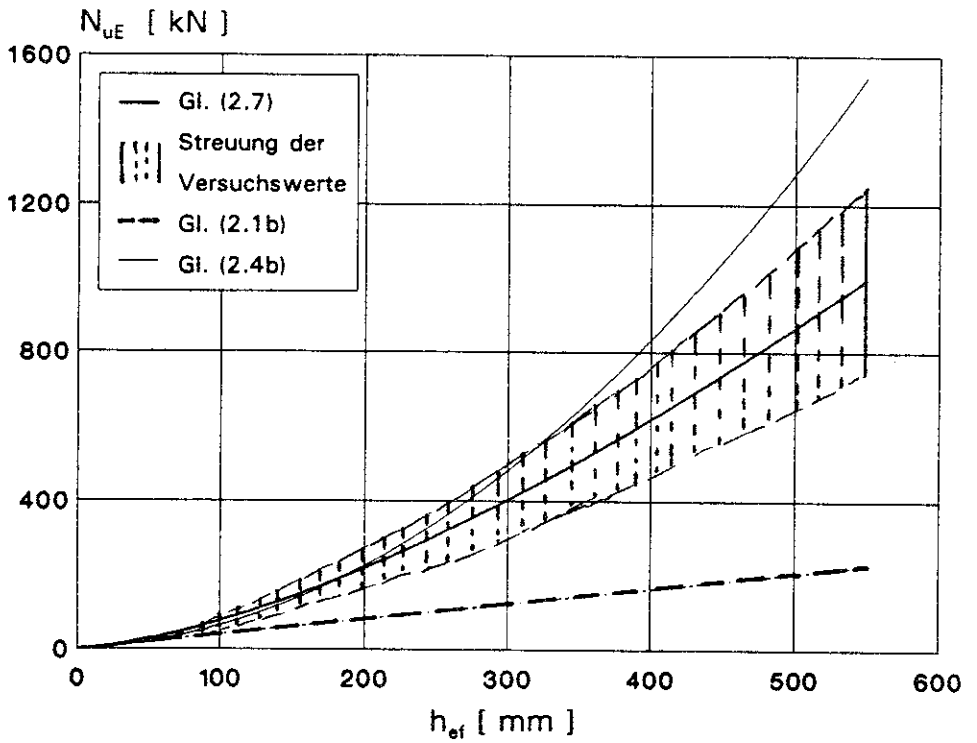


Bild 2.9: Betonbruchlast von Kopfbolzen bei zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe: Vergleich verschiedener Vorschläge

Rechenwerte mit den Ergebnissen aus Versuchen erzielt. Diese Proportionalität wurde auch durch bruchmechanische Untersuchungen von Eligehausen & Sawade (1989) und durch zahlreiche numerische Parameterstudien von Eligehausen & Ozbolt (1990) bestätigt. Es is inzwischen abgeklärt, daß die Proportionalität der Betonbruchlast zu $h_{ef}^{1.5}$ und $\sqrt{ß_w}$ auf den sog. Maßstabeffekt zurückzuführen ist.

Die bisherigen Untersuchungen konzentrierten sich allerdings auf die ungleichmäßige Verteilung der Betonzugspannung entlang der Mantelfläche des Ausbruchke-

gels. Ein anderer Einflußfaktor, der auch zum Entstehen des Maßstabeffekts beiträgt, nämlich die Neigungsänderung der Mantellinie des Ausbruchkegels in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe, wurde bislang nicht untersucht. Cannon (1988) hat diesen Effekt zwar bei Versuchen beobachtet und in seine Rechenbeziehungen einbezogen, die Einführung von drei unstetigen linearen Ansätzen zur Bestimmung des Neigungswinkels in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe (vergl. Bild 2.3) erwies jedoch als ungenügend. Die numerischen Untersuchungsergebnisse von Eligehausen & Ozbolt (1990) und Sawade (1992) bestätigten die experimentellen Beobachtungen von Cannon (1988). Eine zutreffende Berücksichtigung dieses Einflusses in den Rechenbeziehungen steht bisher noch aus.

Zur Bestimmung der Betonbruchlast axialzugbelasteter Gruppenverankerungen gingen alle bisherigen Rechenverfahren von einem geometrischen Modell in Form eines idealisierten Ausbruchkörpers entweder als Kegel, Kegelstumpf oder Pyramide aus. Durch mathematische Umformungen können alle angegebenen Rechenbeziehungen mit einer einheitlichen Formel erfaßt werden. Demnach ergibt sich die Betonbruchlast aus der Multiplikation des Quotienten aus der projizierten Fläche der vorhandenen Verankerung und der Projektionsfläche einer Einzelverankerung mit gleicher Verankerungstiefe mit einem Grundwert, der der Betonbruchlast einer Einzelverankerung ohne Rand- und Achsabstandeinfluß bei zentrischem Zug entspricht.

Die Nachrechnung der vorliegenden Versuchsergebnisse von Fuchs, Eligehausen & Breen (1990) ergab, daß zur Bestimmung der Betonbruchlast von auf zentrischen Zug beanspruchten Verankerungen das κ-Verfahren bzw. CC-Verfahren am geeignesten ist. Die Nachrechnung zeigt jedoch auch, daß für kleine Verhältniswerte $s/h_{ef} \leq 1.5$ (Achsabstand/Verankerungstiefe) das κ-Verfahren bzw. CC-Verfahren etwas auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse liefert (Bild 2.10). Weiterhin ist zu beachten, daß bei mehr als dreiseitigem Randeinfluß Einschränkungen bei der Anwendung des κ-Verfahrens bzw. CC-Verfahrens berücksichtigt werden sollten (Eligehausen, Balogh, Fuchs & Breen (1992)). Die Ursache dafür liegt möglicherweise darin, daß der Einfluß des Achsabstandes bzw. des Randabstandes auf die Ausbildung des Ausbruchkegels in dem dem CC-Verfahren zugrunde gelegten geometrischen Modell nicht berücksichtigt wird. Zur Absicherung bzw. zur Modifizierung des bisherigen CC-Verfahrens sind daher weitergehende Untersuchungen notwendig.

Der von Riemann (1985) in Anlehung an den Durchstanznachweis von exzentrisch beanspruchten Flachdecken gewählte hyperbolische Ansatz zur Ermittlung der Abminderung der Betonbruchlast einer auf exzentrischen Zug beanspruchten

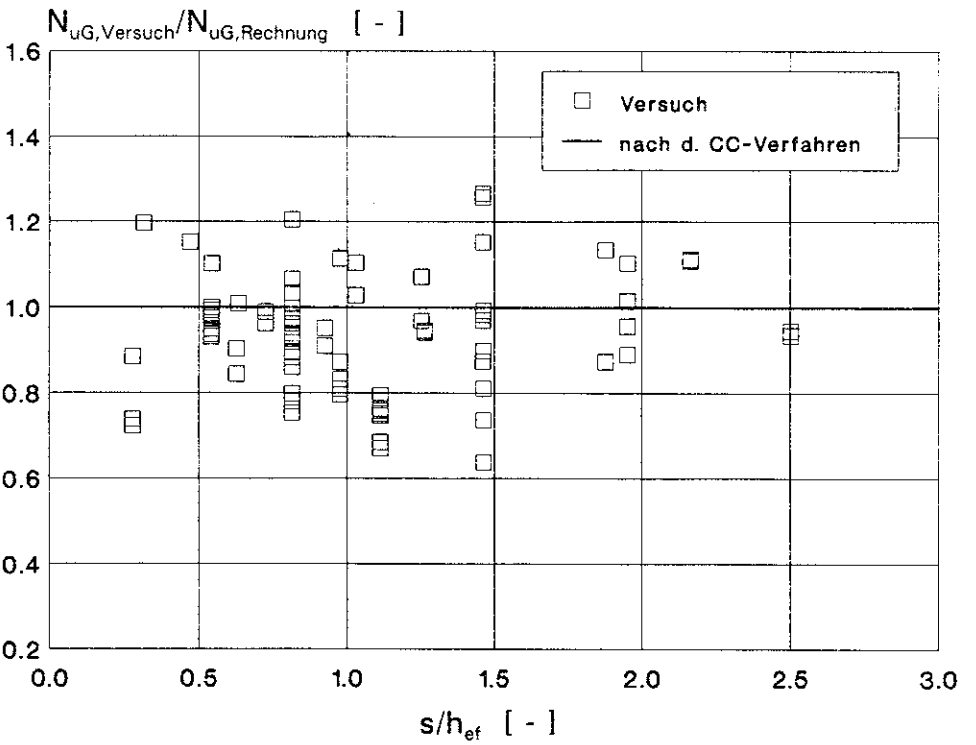


Bild 2.10: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s/h_{ef} für Vierfachverankerungen mit Kopfbolzen, Datenbank Fuchs (1991)

Verankerung wurde bisher nicht durch entsprechende Versuche überprüft. Dies gilt auch für das geometrische Modell der TGL Richtlinie (1985). In den beiden Verfahren wird angenommen, daß die Bruchlast einer auf exzentrischen Zug beanspruchten Verankerung bei Lastangriff direkt am Randbolzen der Gruppe demjenigen Wert dieses Randbolzens bei Bildung einer Einzelverankerung ohne Rand- und Achsabstandeinfluß entspricht. In Wirklichkeit werden die benachbarten Bolzen der Gruppe jedoch infolge der steifen Ankerplatte und der Verschiebung der einzelnen Bolzen zur Mitwirkung herangezogen. In diesem Fall ist die Bruchlast der Gruppe größer als diejenige einer entsprechenden Einzelverankerung. Um Verankerungen auch für diese Belastungsart wirtschaftlich bemessen zu können, sollte diese Mitwirkung berücksichtigt werden.

Zum Tragverhalten von Verankerungen unter Querlast mit oder ohne Biegebeanspruchung an der Ankerplatte bei der Versagensart "Betonbruch" sind in der Literatur bisher keine Untersuchungen bekannt. Eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von Verankerungen bei derartigen Belastungen setzt allerdings Kennt-

nisse über deren Tragverhalten voraus, welche bisher nicht zur Verfügung stehen.

Ein in sich harmonierendes und geschlossenes Verfahren zur Bemessung von Befestigungsmitteln müßte auf den gleichen Grundlagen beruhen und aufgebaut werden. Die bisher vorliegenden Verfahren sind zwar einfach zu handhaben, jedoch nicht stets uneingeschränkt gültig und wirtschaftlich. Die Brauchbarkeit und die Richtigkeit der dabei getroffenen Annahmen ist zum Teil noch nicht durch entsprechende Versuche überprüft.

3 Tragverhalten axialzugbeanspruchter Verankerungen

3.0 Allgemeines

Um die Traglast einer Verankerung unter einer bestimmten Belastungsart theoretisch bestimmen zu können, müssen Annahmen im Hinblick auf das entsprechende Materialgesetz und das Bruchkriterium getroffen werden. Ob diese für die jeweiligen spezifischen Untersuchungen jedoch zutreffen und ob die darauf beruhenden Lösungen wirklichkeitsnahe Werte liefert, muß durch Überprüfung der theoretischen Resultate mit Versuchsergebnissen nachgewiesen werden.

Durch experimentelle Untersuchungen kann die Traglast direkt bestimmt werden. Eine Verallgemeinerung einzelner Ergebnisse aus Versuchen ist jedoch ohne eingehende theoretische Analyse der empirisch ermittelten Zusammenhänge beim Extrapolieren über den Geltungsbereich der Experimente hinaus nicht möglich.

Numerische Parameterstudien mit Hilfe von FE-Programmen können nur dann richtige Resultate liefern, wenn die genutzten FE-Programme durch Anwendung auf ähnliche Problemstellung als abgesichert nachgewiesen wurden.

Im vorliegenden Fall wird ein kombiniertes Vorgehen sinnvoll sein. Die experimentellen Untersuchungen geben Auskunft über die Ursachen des Versagens und die zugehörigen Trag- und Bruchmechanismen. Die Aufgabe der dann durchzuführenden theoretischen Analyse liegt darin, den Tragmechanismus zu vereinfachen und ein mechanisches Rechenmodell herauszuarbeiten, welches die wesentlichen Einflußparameter berücksichtigt. Schließlich müssen die eingeführten Konstanten mittels Versuchsergebnssen überprüft bzw. kalibriert und die Gültigkeit der abgeleiteten Rechenbeziehungen bestätigt werden.

Nachfolgend wird dieses ingenieurmäßige Vorgehen zur Traglastermittlung von Verankerungen bei der Versagensart "Betonbruch" angewendet. Es werden zunächst der Bruchmechanismus und -vorgang bei axialzugbeanspruchten Verankerungen kurz erläutert. Dann wird die Formbildung des Ausbruchkörpers visualisiert, die prinzipielle Spannungsverteilung auf der Bruchfäche des Ausbruchkörpermantels dargestellt und schließlich die Traglast analytisch bestimmt. Dabei werden sowohl bisherige experimentelle Erfahrungen als auch relevante numerische Untersuchungsergebnisse herangezogen.

3.1 Einzelverankerungen

3.1.1 Bruchmechanismus und -vorgang

Auf eine detailierte Beschreibung von bisher durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen zum Studium der Bruchmechanismen und -vorgänge zugbeanspruchter Einzelverankerungen soll verzichtet werden, weil dies bereits in anderen Arbeiten wie z. B. Eligehausen & Sawade (1989), CEB State-of-Art report (1991) und Sawade (1991) erfolgte. Um die nachfolgenden Ausführungen verständlich zu machen, werden hier dennoch die wesentlichsten Erkenntnisse kurz zusammenfassend wiedergegeben.

Experimentelle Untersuchungen von Krechel & Shah und Stone & Carino (1983) zum Lok-Test und Eligehausen & Sawade (1985) zum Rißverhalten von zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerungen zeigten eindeutig, daß das Versagen einer Einzelverankerung durch Erschöpfung des Zugtragvermögens des Betons verursacht wird. Der Bruchvorgang wird von der Rißentwicklung im Beton kontrolliert. Bei ca. 20% bis 40% der Höchstlast bildet sich im Bereich des Bolzenkopfes ein sehr kurzer Anriß aus, der sich bei weiterer Laststeigerung langsam und stetig zur Betonoberfläche hin verlängert. Bei ca. 90% bis 95% der Höchstlast beschleunigt sich das Rißwachstum. Unter der Höchstlast erreicht dieser Riß jedoch noch nicht die Betonoberfläche. Dies deutet darauf hin, daß bei Höchstlast ein Teil der Mantelfläche des erst bei weiterer Belastung gebildeten Ausbruchkörpers noch intakt ist (siehe Bild 3.1, $A_{p,gerissen}/A_{p,gesamt} < 0.60$). Bei weggesteuertem Versuch kann das Nachbruchverhalten beobachtet werden. Nach dem Erreichen der Höchstlast wächst der Riß schnell in Richtung zur Betonoberfläche, bis der Ausbruchkörper vollständig ausgebildet und aus dem Beton herausgelöst ist.

Elfgren, Ohlsson & Gyllthoft (1987) und Ozbolt & Eligehausen (1990) untersuchten den Rißbildungsvorgang zugbeanspruchter Kopfbolzenverankerungen im Beton auf numerischem Wege mit Hilfe von nicht-linearen FE-Programmen, wobei das Verhalten vom zugbeanspruchten Beton wirklichkeitsnah modelliert wurde. Die erzielten numerischen Ergebnisse zeigten, daß der Bruch durch eine stabile Rißentwicklung gesteuert wird. Dies stimmt mit den oben beschriebenen experimentellen Beobachtungen gut überein. Typische Rißbilder verschiedener Belastungsstadien eines auf zentrischen Zug beanspruchten Einzelkopfbolzens sind in Bild 3.2 wiedergegeben.

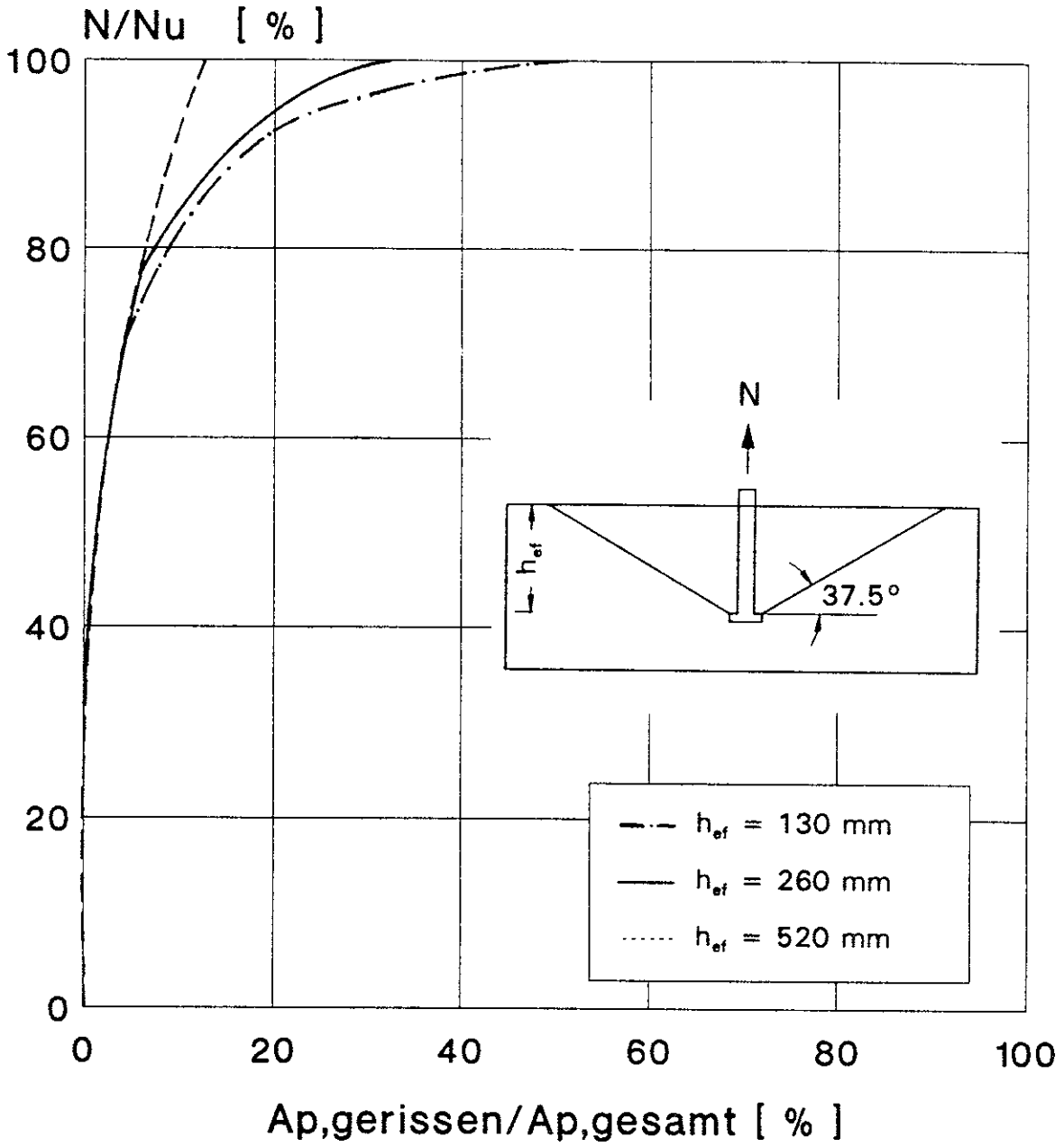
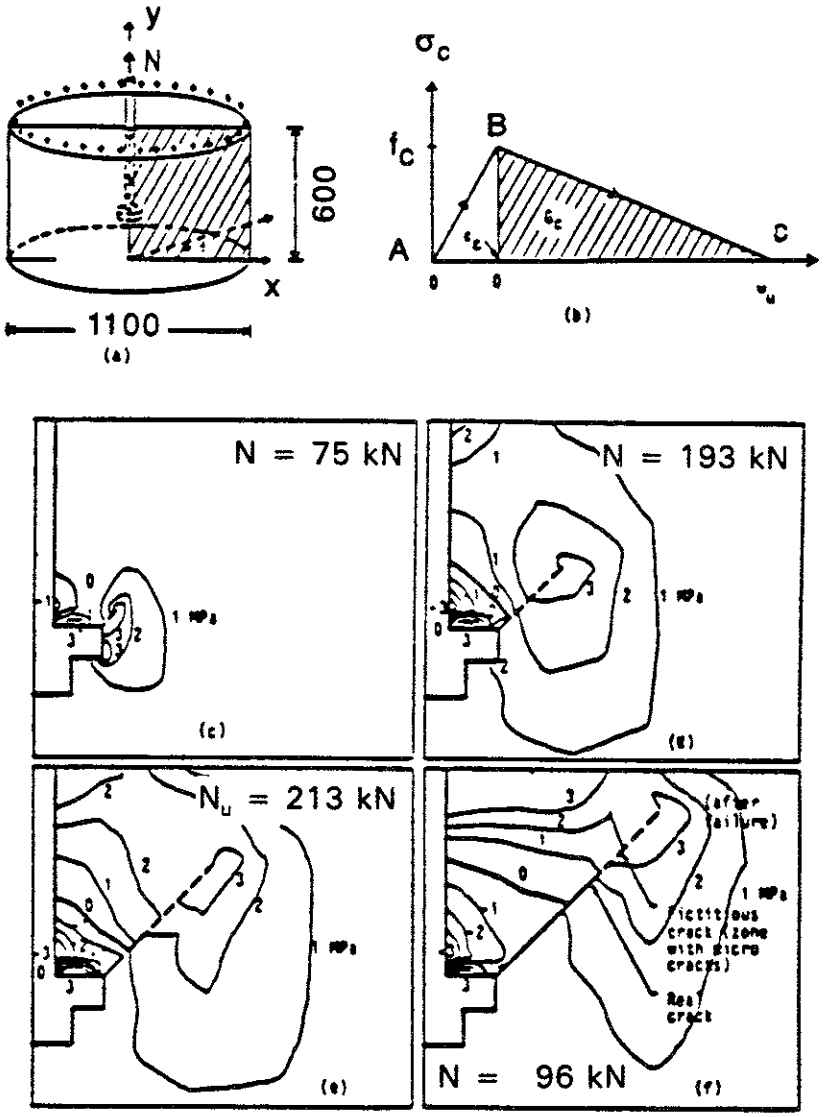


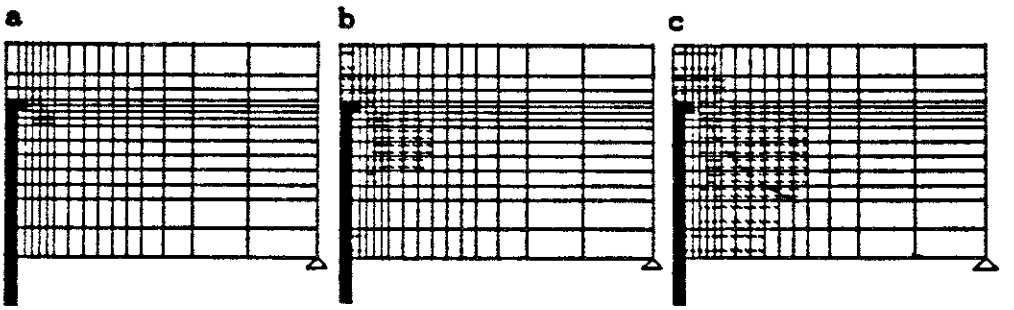
Bild 3.1: Lastzunahme in Abhängigkeit vom Verhältnis der gerissenen Fläche zur gesamten Fläche des Ausbruchkegels, nach Eligehausen & Sawade (1989)

3.1.2 Form des Ausbruchkörpers und Neigung der Mantellinie gegen die Horizontale

Nach Erreichen der Höchstlast läßt sich der Ausbruchkörper durch weitere Belastung ausbilden und aus dem Betonkörper herauslösen. Experimentelle Unter-



a) Nach Elfgren et al (1982)
$N/N_{uE} \approx 35\%$, 90%, 100% und 45%



b) Nach Eligehausen & Ozbolt (1990)
$N/N_{uE} \approx 25\%$, 60% und 100%

Bild 3.2: Rißentwicklung bei verschiedenen Laststufen

suchungen von Sattler (1962), Roik et al. (1978) und Eligehausen & Sawade (1985) sowie Zhao & Eligehausen (1991) zeigten, daß die Ausbruchkörper zugbeanpruchter Verankerungen eine kegelförmige Form mit der Spitze im Lasteinleitungsbereich aufweisen (Bild 3.3).

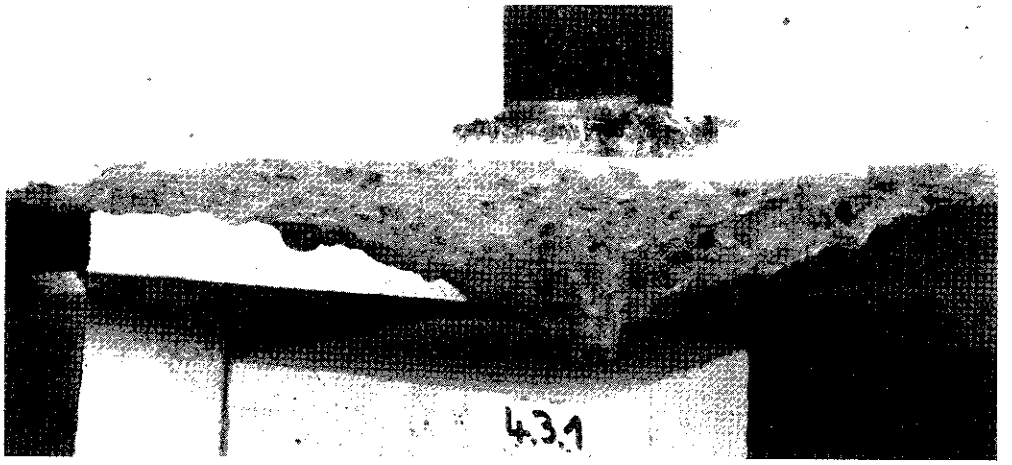


Bild 3.3: Betonausbruchkörper eines EinzelkKopfbolzens mit einer Verankerungstiefe von 90 mm, nach Zhao & Eligehausen (1991)

Nach Entfernung von Ausbruchkörpern aus Versuchsplatten kann man die Form vermessen. Allerdings zeigten die Meßergebnisse starke Schwankungen im Verlauf der Bruchkegelmantelflächen, und zwar sowohl umlaufend auf der Mantelfläche eines Kegels als auch im Vergleich zwischen den Kegeln einzelner Versuche einer Serie (Bild 3.4). In Übereinstimmung mit Feststellungen fast aller Berichte lassen sich jedoch folgende Tendenzen feststellen:

- Die auf die Betonoberfläche projizierte Kegelgrundfläche ist annähernd kreisförmig. Der "Durchmesser" dieses Kreises ist allerdings von Versuch zu Versuch unterschiedlich groß.

- Je nach Versuchsdurchführung (Abstützungsweite, Verschiebungsgeschwindigkeit, usw.) stellen sich unterschiedliche Ausbruchkegel ein (Sawade, 1991).

- Die Neigung der Ausbruchkegelmantellinie gegen die Horizontale ist nicht konstant über die Verankerungstiefe und nimmt mit abnehmendem Abstand zur Betonoberfläche ab.

- Im Mittel nimmt der auf die Verankerungstiefe bezogene Durchmesser des Ausbruchkegels mit kleiner werdender Verankerungstiefe zu.

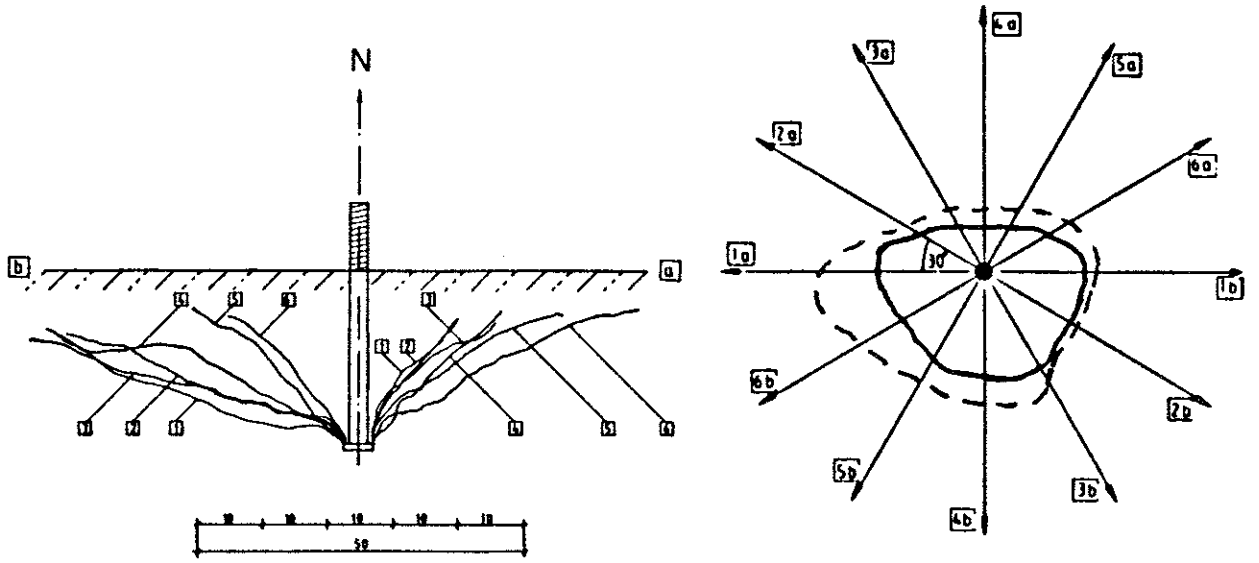


Bild 3.4: Axialschnitt durch den Ausbruchkörper von Kopfbolzen mit h_{ef} = 260 mm, entnommen aus Dieterle et al. (1985)

- Die numerischen Untersuchungen von Eligehausen & Ozbolt (1990) und Sawade (1992) verdeutlichten, daß bei kleiner Verankerungstiefe der auf die Verankerungstiefe bezogene Durchmesser des Ausbruchkegels (s_k/h_{ef}) größer ist als bei großer Verankerungstiefe (Bild 3.5). Damit wurden auf unabhängigem Wege die Versuchsbeobachtungen von Cannon (1988) bestätigt.

Einerseits kann die Streuung der Ausbruchkegelformen innerhalb einer Versuchsserie auf die natürliche Inhomogenität des Betons zurückgeführt werden, anderseits ist die Neigungsänderung im Verlauf des Ausbruchkegelmantels als eine physikalische Gegebenheit anzusehen (Sawade, 1991). Nach der Definition der Bruchmechanik sind zugbeanspruchte Verankerungen als sog. Mixed-Mode-Probleme einzustufen. Mit zunehmender Rißentwicklung wird der Verhältniswert der Spannungsintensitätsfaktoren bei der Mode I und II im Sinne der Bruchmechanik verändert. Dementsprechend wird sich der Weiterreißwinkel ändern.

Die Zunahme des Durchmessers des Ausbruchkegels mit kleiner werdender Verankerungstiefe läßt sich aus der Sicht der Bruchmechanik wie folgt begründen: Nach Sawade (1992) kann die auf der Lasteinleitungsfläche wirkende Last als Punktlast behandelt werden. Nach Shih (1965) betragen für die in Bild 3.6 dargestellte Rißanordnung die Spannungsintensitätsfaktoren:

$$K_I = P/(2\sqrt{\pi a}) \cdot f(a/h_{ef}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.1)$$

$$K_{II} = -P/(2\sqrt{\pi a}) \cdot 0.5 \cdot (1-h_{ef}) \cdot g(a/h_{ef}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.2)$$

Daraus erhält man das Verhältnis:

$$K_{II}/K_I = g(a/h_{ef})/f(a/h_{ef}) \cdot 0.5 \cdot (h_{ef}-1)$$

$$K_{II}/K_I = h(a/h_{ef}) \cdot 0.5 \cdot (h_{ef}-1) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.3)$$

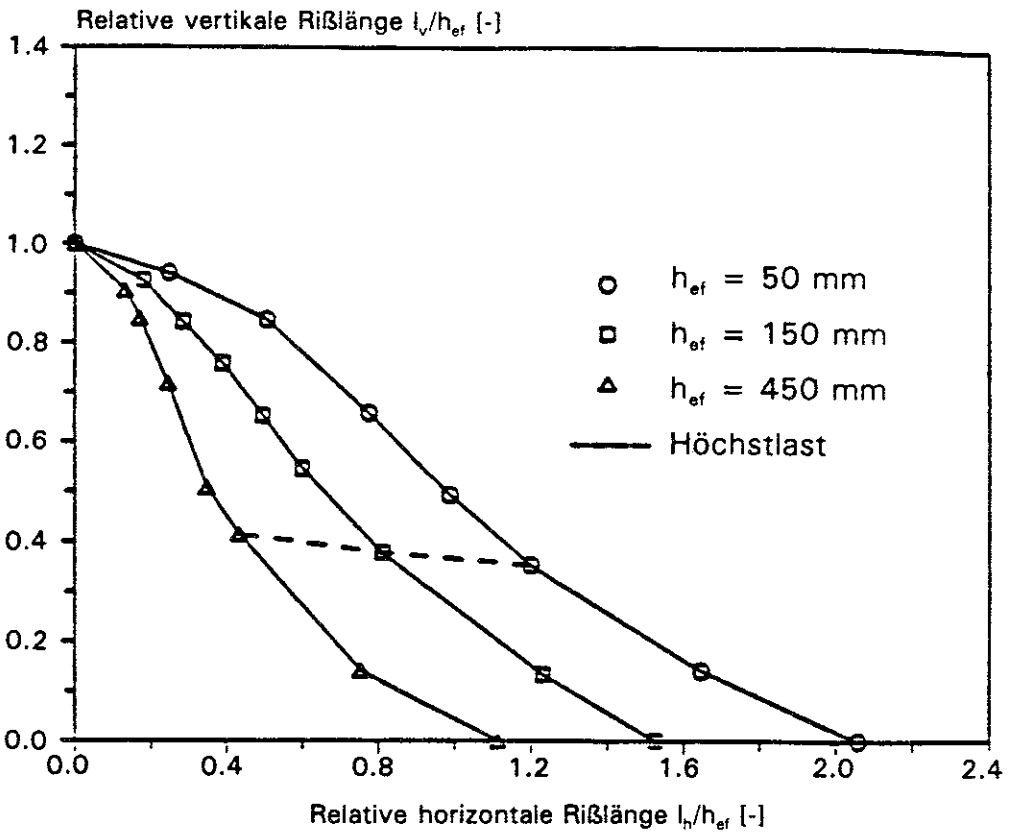


Bild 3.5: Formbildung der Ausbruchkörper verschiedener Verankerungstiefe (h_{ef} = 50 mm, 150 mm und 450 mm), nach Eligehausen & Ozbolt (1990)

Die Funktion $h(a/h_{ef})$ kann bei festen Rißgeometrien als konstant angenommen werden. Daher nimmt der Verhältniswert K_{II}/K_I nach Gl. (3.3) mit h_{ef} zu.

In der Literatur existieren zahlreiche Theorien, mit denen die Abhängigkeit des Weiterreißwinkels Θ vom Verhältniswert K_{II}/K_I bestimmt werden kann. Nach den

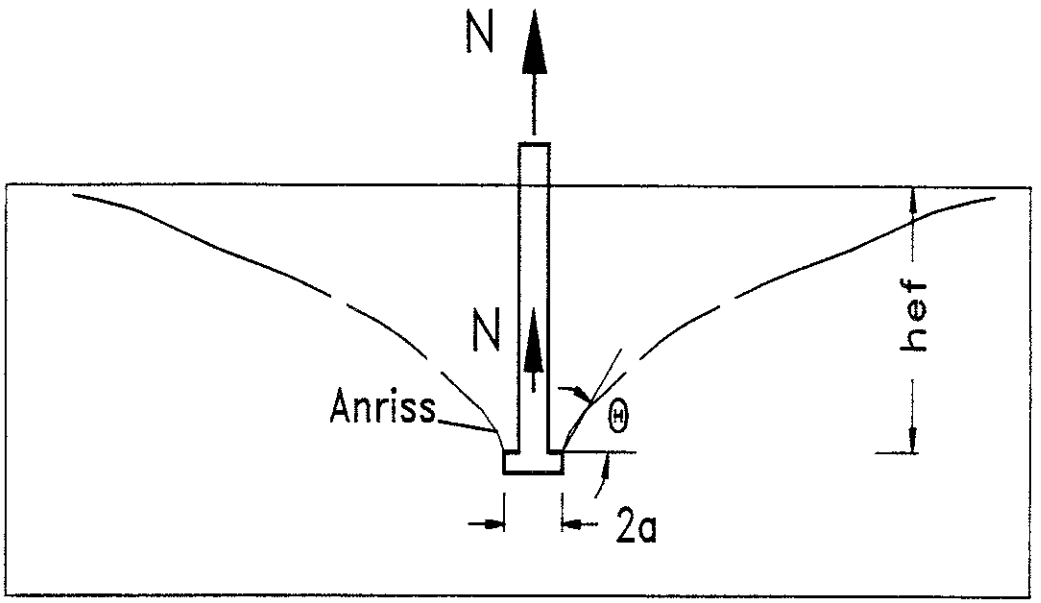


Bild 3.6: Idealisierung des Kopfbolzenproblems nach Sawade (1991) und Rißmodell zur Berechnung der Weiterreißrichtung nach Shih (1961)

Untersuchungen von Jeng & Shah (1988) wird der Weiterreißwinkel Θ von den gewählten Theorien praktisch kaum beeinflußt (siehe Bild 3.7). Aus Bild 3.7 ist jedoch zu erkennen, daß der Weiterreißwinkel Θ mit zunehmendem Verhältniswert K_{II}/K_I ansteigt. Überträgt man dies auf zugbeanspruchte Verankerungen, bedeutet das, daß der Neigungswinkel des Ausbruchkegels mit größer werdender Verankerungstiefe steiler wird (Gl. (3.3)).

Eine genaue mathematische Formulierung der Beziehung zwischen K_{II}/K_I und dem Winkel Θ für den Werkstoff "Beton" unter der so genannten Mixed-Mode-Beanspruchung liegt noch nicht vor. Für den vorliegenden Fall stellte Sawade (1991) durch numerische Untersuchungen fest, daß der Weiterreißwinkel vom Bolzenkopf bis zur Betonoberfläche einen asymptotischen Verlauf aufweis. Weiterhin wurde darauf hingewiesen, daß der Weiterreißwinkel mit steigender Verankerungstiefe zunimmt. Ein mathematischer Zusammenhang zwischen der Verankerungstiefe h_{ef} und dem Weiterreißwinkel Θ wurde in der erwähnten Arbeit nicht angegeben.

Aufgrund der obigen Ausführungen ist die Neigungsänderung des Ausbruchkegels im Verlauf des Kegelmantels und die Zunahme des Weiterreißwinkels bei sonst gleichen Verhältnissen mit zunehmender Verankerungstiefe als bruchmechanisch begründet anzusehen (qualitativ). Diese beiden Effekte stellen somit physikaliche Gegebenheiten bei der Bildung des Ausbruchkörpers dar.

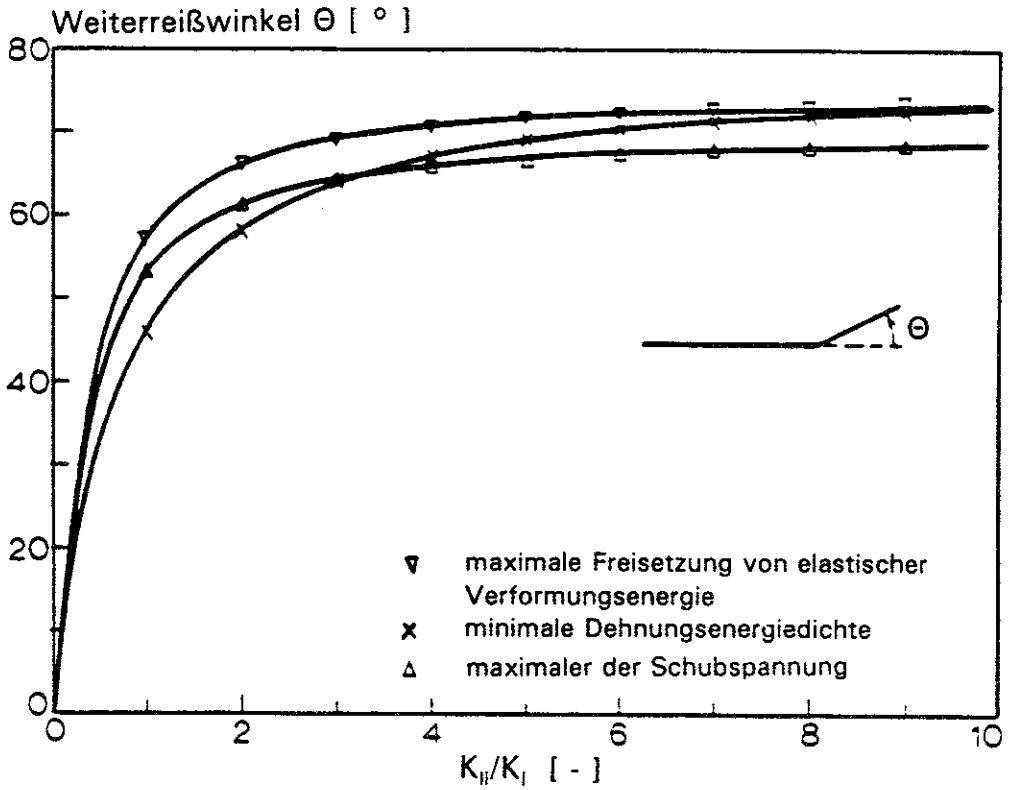


Bild 3.7: Weiterreißwinkel Θ in Abhängigkeit von K_{II}/K_I nach verschiedenen Rißtheorien, Auswertung nach Jeng & Shah (1988)

Wegen der Vielfältigkeit der "Mixed-Mode-Problematik", inbesondere für den Werkstoff "Beton", würde eine theoretische Herleitung der Beziehung zwischen der Verankerungstiefe und dem Winkel Θ über den Rahmen dieser Arbeit hinaus gehen. Vielmehr soll in erster Näherung eine sorgfältige Auswertung der Versuchsbeobachtungen durchgeführt werden, um eine empirische Rechenbeziehung zu erzielen.

Der Weiterreißwinkel des Ausbruchkegels gegen die Horizontale ändert sich über die Verankerungstiefe. Die Ausbildung des Ausbruchkörpers im Bereich der bei Höchstlast noch intakten Fläche ist je nach Versuchsdurchführung unterschiedlich (z. B. ohne oder mit Abstützung, wenn ja, mit welchem Abstand bzw. Durchmesser). Außerdem wird im oberflächennahen Bereich lediglich eine dünne Schale vom Beton abgehoben. Deshalb ist der Durchmesser des Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche von untergeordneter Bedeutung und erlaubt daher auch keine Rückschlüsse auf die tatsächliche Form des Ausbruchkörpers. Dagegen ist die Neigung im Bereich des gerissenen Ausbruchkegelmantels bei Erreichen der Höch-

stlast von besonderem Interesse. Daher wird statt des veränderlichen Weiterreißwinkels Θ der mittlere Neigungswinkel α des gerissenen Ausbruchkegelmantels beim Erreichen der Höchstlast verwendet. Es wird angenommen, daß der Neigungswinkel bei weiterer Belastung konstant bleibt.

Um diesen mittleren Neigungswinkel α zu bestimmnen, muß die Länge des gerissenen Teils der Mantelfläche bei Höchstlast bekannt sein. Nach Messungen von Eligehausen & Sawade (1985) und numerischen Ergebnissen von Eligehausen & Ozbolt (1990) nimmt die auf die Ausbruchkegelmantellänge bezogene Länge der gerissenen Fläche mit zunehmender Verankerungstiefe ab (vergl. Bilder 3.1 und 3.5). Sie beträgt bei großer Verankerungstiefe (h_{ef} = 520 mm) ca. 35% und bei kleiner (h_{ef} = 130 mm) ca. 55% der Ausbruchkegelmantellänge. In erster Näherung kann ein Mittelwert von ca. 50% der Mantellänge angesetzt werden. Dies bedeutet, daß der Beton bei Höchstlast bis zur halben Höhe der Verankerungstiefe gerissen angenommen wird. Die Bestimmung des mittleren Neigungswinkels α kann dann nach der in Bild 3.8 schematisch dargestellten Vorgehensweise erfolgen.

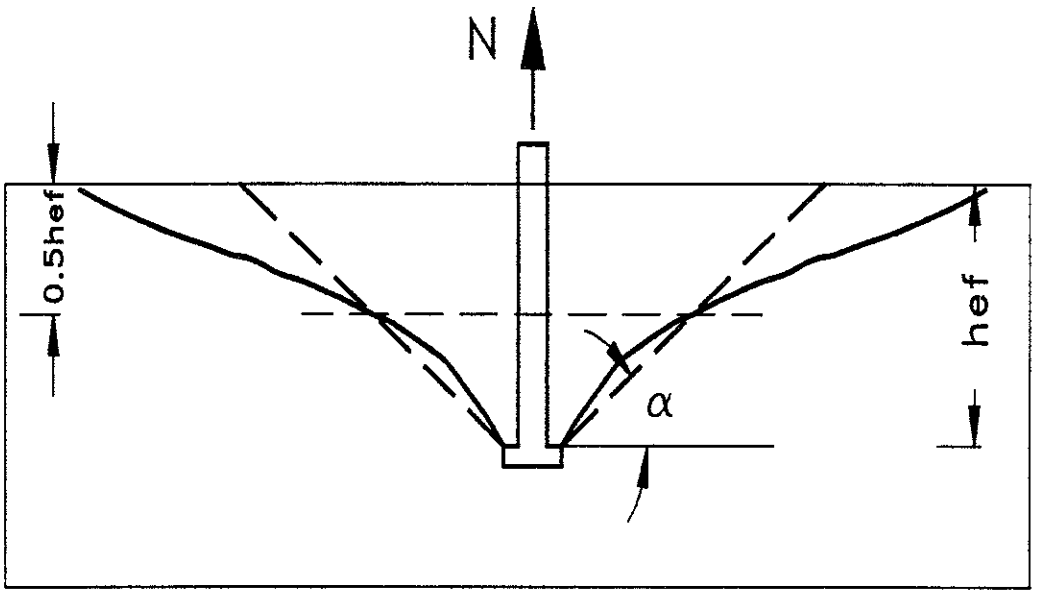


Bild 3.8: Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Bestimmung des mittleren Neigungswinkels α

Bild 3.9 gibt einen Überblick über die Form der Ausbruchkegel bei unterschiedlicher Verankerungstiefe. Sie wurden aus verschiedenen Versuchsberichten oder Veröffentlichungen entnommen. Der Übersichtlichkeit halber sind dabei nur typische Querschnitte dargestellt. In Bild 3.10 sind die daraus abgelesenen Neigungswinkel α gegen die Horizontale in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe aufgetragen.

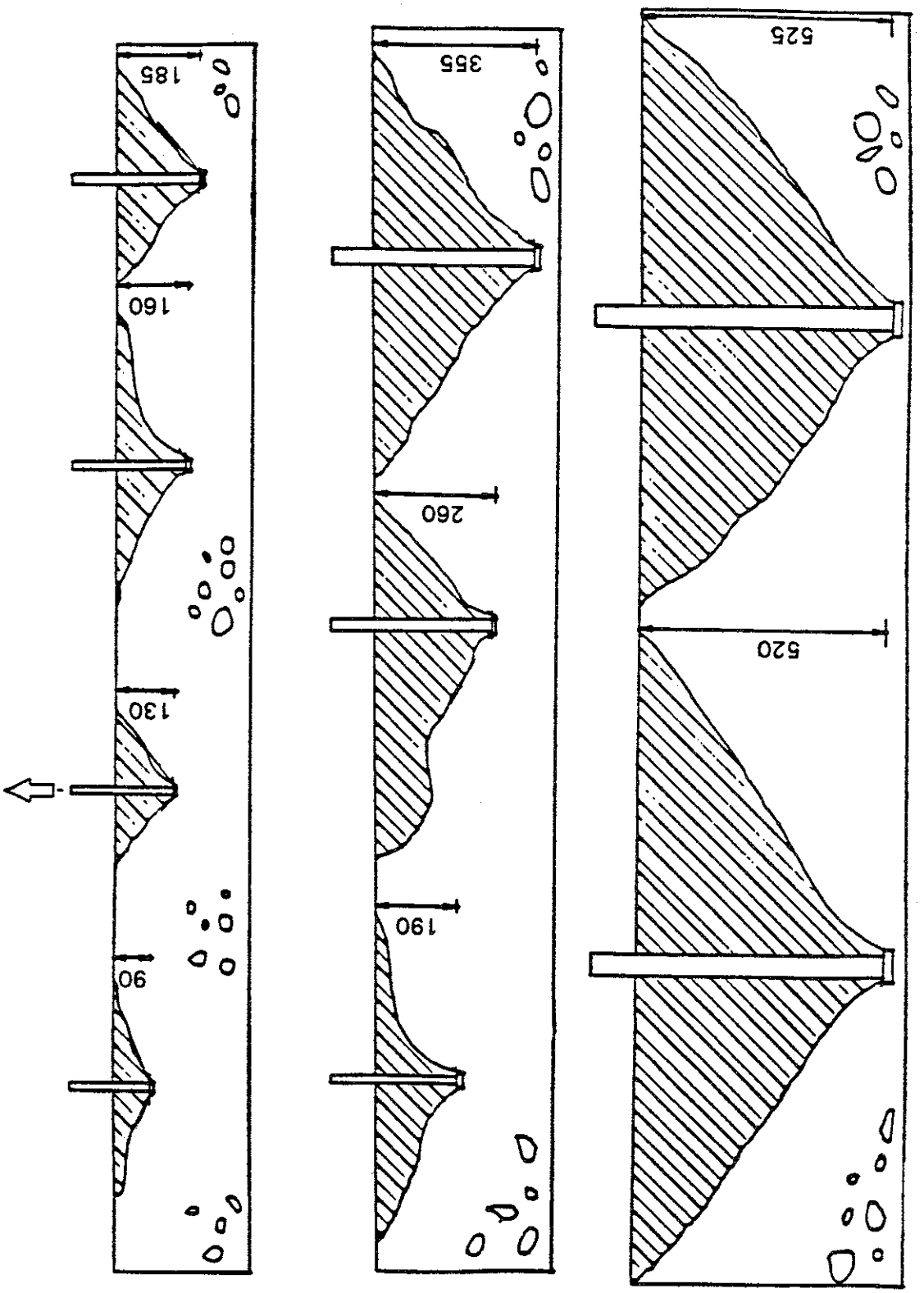


Bild 3.9: Ausbruchkörper verschiedener Verankerungstiefe, entnommen aus Dieterle et al (1985) und Zhao & Eligehausen (1991)

Mit eingetragen ist das numerische Ergebnis von Eligehausen & Ozbolt (1990). Es zeigt sich, daß der Neigungswinkel gegen die Horizontale mit steigender Verankerungstiefe anwächst (von $\alpha \approx 33°$ bei $h_{ef} = 100$ mm auf $\alpha \approx 45°$ bei $h_{ef} = 520$ mm).

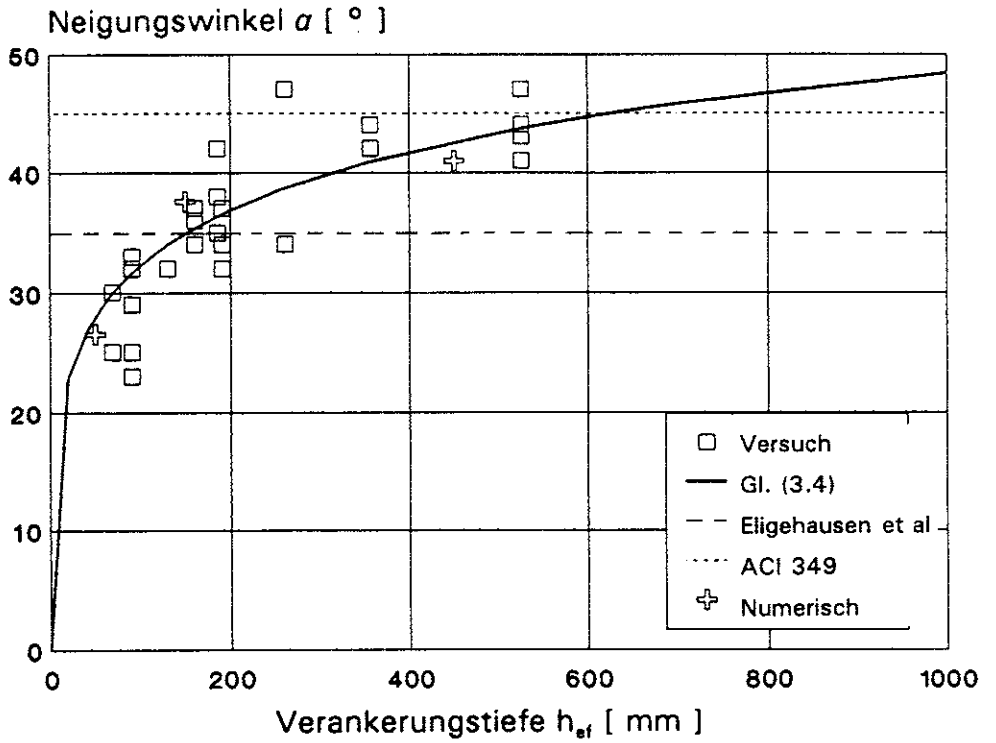


Bild 3.10: Neigungswinkel α in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}

Der Zusammenhang zwischen dem Neigungswinkel und der Verankerungstiefe kann mit Gleichung (3.4) mit ausreichender Genauigkeit beschrieben werden. Sie ist in Bild 3.10 mit eingetragen.

$$\tan\alpha = 0.2 \cdot h_{ef}^{0.25} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.4)$$

mit h_{ef} = Verankerungstiefe, [mm]

Der Vorfaktor 0.2 in Gleichung (3.4) hängt möglicherweise von der charakteristischen Länge l_{ch} nach der Definition von Hillerborg (1983) ab. Zum Vergleich sind der in der ACI 349 - Regelung angenommenene Neigungswinkel von 45° und der von Rehm, Eligehausen & Mallée (1992) angesetzte Winkel von 33.7° in Bild 3.10 mit eingezeichnet.

3.1.3 Spannungsverteilung entlang der Mantelfläche des Ausbruchkegels

Um den Bruchmechanismus näher zu untersuchen und die Traglast theoretisch ermitteln zu können, muß die Zugspannungsverteilung entlang der Mantelfläche im Augenblick des Versagens bekannt sein. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen von Sawade & Eligehausen (1989, vergl. Bild 2.2) und Eligehausen & Ozbolt (1990, Bild 3.11) zeigten, daß die Verteilung der Betonzugspannung beim Erreichen der Höchstlast entlang der Ausbruchkegelmantelfläche ungleichmäßig ist. Die Spannungsspitze wandert mit zunehmender Belastung vom Kopf zur Betonoberfläche hin. Bei Erreichen einer kritischen Rißlänge versagt der Beton.

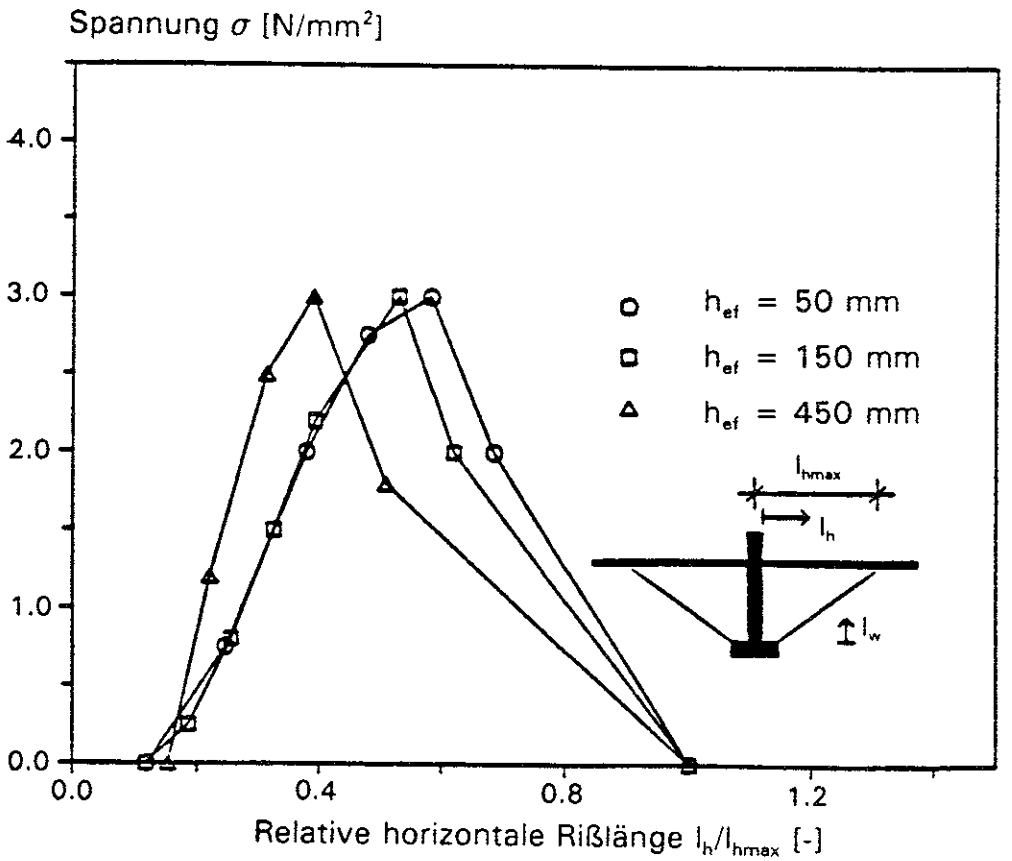


Bild 3.11: Betonzugspannungsverteilung entlang der Mantellinie des angenommenen Ausbruchkegels, gerechnet von Eligehausen & Ozbolt (1990)

3.1.4 Traglastbestimmung

In den letzten beiden Abschnitten wurden zwei wesentliche Merkmale des Trag- und des Bruchmechanismusses zubeanspruchter Einzelverankerungen erläutert und analysiert, nämlich der Neigungswinkel des Ausbruchkegels in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe und die ungleichmäßige Zugspannungsverteilung entlang der Mantelbruchfläche. Theoretisch kann die Traglast durch Integration der Betonzugspannungsverteilung im Augenblick des Versagens über die Ausbruchmantelfläche berechnet werden:

$$N_{uE} = \int\int_{A_{po}} \sigma(h_{ef}) \cdot dA \quad \ldots\ldots (3.5)$$

Zur Durchführung dieser mathematischen Operation ist es erforderlich, die genauen Zusammenhänge der Funktionen $\sigma(h_{ef})$ und dA von den Materialkennwerten des Betons und den geometrischen Größen des Ausbruchkegels zu kennen. Da eine exakte mathematische Beschreibung der wirklichkeitsnahen Spannungsverteilung $\sigma(h_{ef})$ kaum möglich ist und die Form des Ausbruchkörpers mehr oder weniger von dem kreisförmigen Kegel abweicht, muß man eine entsprechende ingenieurmäßige Idealisierung vornehmen.

In Bild 3.12 wird der Idealisierungsprozeß schematisch dargestellt. Dabei wird der Ausbruchkörper zur geometrischen Form eines Kegels idealisiert. Die Kegelmantellinie hat eine Neigung gegen die Horizontale von α. Der Durchmesser des Kegels auf der Betonoberfläche beträgt s_k und im Lasteinleitungsbereich d_h.

Mit der Neigung des Ausbruchkörpermantels nach Gl. (3.4) ergibt sich der Durchmesser des Ausbruchkegels auf der Betonoberfläche zu:

$$s_k = 2 \cdot r_k = 2 \cdot (h_{ef}/\tan\alpha)$$

und mit $\tan\alpha = 0.2 \cdot h_{ef}^{0.25}$ ergibt sich:

$$s_k = (10/h_{ef}^{0.25}) \cdot h_{ef} = 10 h_{ef}^{0.75} \quad \ldots\ldots (3.6)$$

oder in der auf h_{ef} bezogenen Form:

$$s_k/h_{ef} = 10/h_{ef}^{0.25} \quad \ldots\ldots (3.7)$$

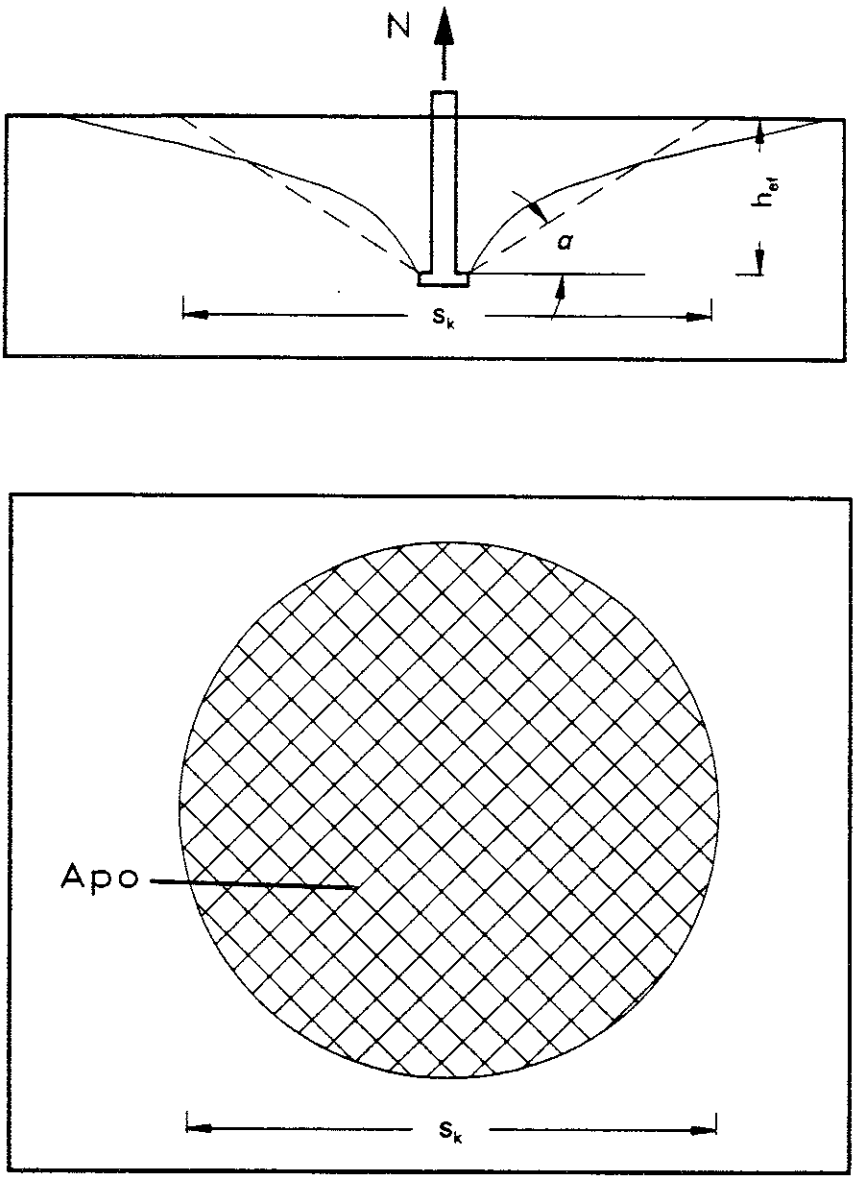


Bild 3.12: Idealisierung des Ausbruchkörpers von Einzelverankerungen zu einem Kegel

Gl.(3.7) beinhaltet, daß der Durchmesser des Ausbruchkegels nicht wie bisher angenommen ein konstantes Vielfaches der Verankerungstiefe, sondern nichtlinear von der Verankerungstiefe abhängt. In Bild 3.13 ist Gl. (3.7) in Abhängigkeit von h_{ef} dargestellt. Mit eingetragen sind der von der ACI 349 - Regelung und der nach Eligehausen & Pusill-Wachtsmuth (1982) angenommenen Ausbruchkegeldurchmesser. Es zeigt sich, daß der Kegeldurchmesser von der ACI 349 - Regelung zu klein abgeschätzt wird.

Die bei den experimentellen und numerischen Untersuchungen ermittelte Spannungsverteilung beim Bruch ist ungleichförmig. Es zeigt sich aber, daß diese

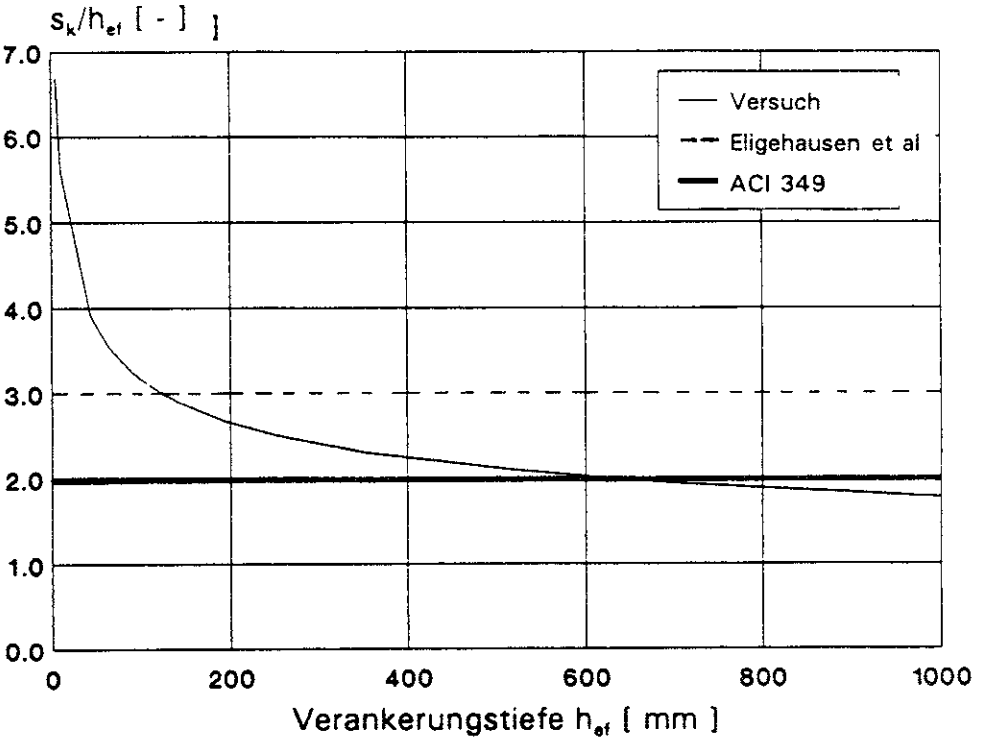


Bild 3.13: Einfluß der Verankerungstiefe auf den Durchmesser des idealisierten Ausbruchkegels

ungleichmäßige Spannungsverteilung durch eine dreieckige Form angenähert werden kann. Dies ermöglicht es, die Spannungsverteilung mit folgenden einfachen linearen Ansätzen zu beschreiben (Bild 3.14):

$$\sigma_1(h_{ef}) = f_t \cdot \cos\alpha / [(r_r - r_o) \cdot (r - r_o)] \quad \ldots\ldots \quad (3.8a)$$

$$\sigma_2(h_{ef}) = f_t \cdot \cos\alpha / [1 - (r - r_r)/(r_k - r_r)] \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.8b)$$

mit σ_1 = Spannungsverteilung entlang der gerissenen Fläche
σ_2 = Spannungsverteilung entlang der ungerissenen Fläche
f_t = Betonzugfestigkeit
r_k = Radius des idealisierten Ausbruchkegels
= $r_o + r_r + r_{ur}$
r_o = Radius des Unterkopfes des Bolzens
r_r = kritische Rißlänge des Ausbruchkegelmantels beim Bruch
r_{ur} = Länge des beim Bruch noch intakten Ausbruchkegelmantels
α = Neigungswinkel der Mantellinie des Ausbruchkegels

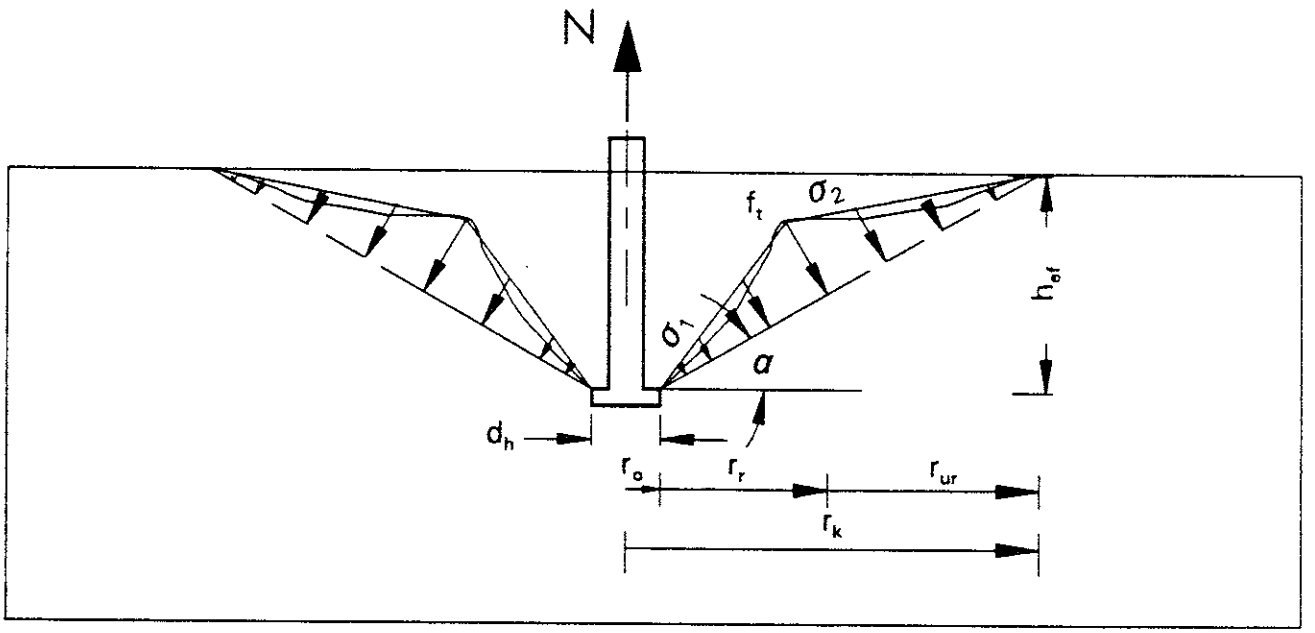


Bild 3.14: Vereinfachung der Spannungsverteilung entlang der Kegelmantelfläche

Die Lage der Spitze der Zugspannung bei Erreichen der Höchstlast wird wie folgt festgelegt:

> Nach experimentellen Untersuchungen zur Rißentwicklung im Betoninneren stellten Eligehausen & Sawade (1989) fest, daß die auf den Ausbruchkegelradius bezogene kritische Rißlänge r_r/r_k mit zunehmender Verankerungstiefe abnimmt. Für kleine Verankerungstiefen betrug sie ca. 35%, für große Verankerungstiefen ca. 55% der Länge der Ausbruchkegelmantellinie. Vereinfachend kann der Mittelwert der beiden Rißlängen als Bruchkriterium (kritische Rißlänge) angesehen werden, d. h. $r_r/r_k \approx 0.45$.

Durch die o. a. Idealisierungen und Vereinfachungen kann die Bruchlast zugbeanspruchter Einzelverankerungen theoretisch über Gl. (3.5) bestimmt werden. Setzt man Gl. (3.8a) und (3.8b) in Gl. (3.5) ein, erhält man:

$$NuE = \int\int_{A_{po}} [\sigma_1(h_{ef}) + \sigma_2(h_{ef})] \cdot dA \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.9)$$

mit $\sigma_1(h_{ef})$ = Spannungsverteilung entlang der gerissenen Fläche, nach Gl. (3.8a)

$\sigma_2(h_{ef})$	=	Spannungsverteilung entlang der ungerissenen Fläche, nach Gl. (3.8b)
r_k	=	Radius Durchmesser des idealisierten Ausbruchkegels beim Bruch
	=	$r_o + r_r + r_{ur}$
r_o	=	Radius des Unterkopfes des Bolzens
r_r	=	kritische Rißlänge des Ausbruchkegelmantels beim Bruch
r_{ur}	=	Länge der beim Bruch noch intakten Ausbruchkegelmantellinie
α	=	Neigungswinkel der Mantellinie des Ausbruchkegels
A_p	=	projizierte Fläche des Ausbruchkegels
dA	=	$2\pi \cdot r \cdot dr$ (kreisförmiger Ausbruchkegel)

Nach der Integration der Gleichung (3.9) ergibt sich N_{uE} zu:

$$N_{uE} = f_t \cdot \pi/3 \cdot [(2r_r^2 + 3r_o \cdot r_r) + (r_{ur}^2 + 3r_{ur} \cdot (r_o + r_r)] \cdot \cos\alpha \quad \ldots . \quad (3.10a)$$

$$N_{uE} = f_t \cdot r_k^2 \cdot \pi/3 \cdot [(2\xi_r^2 + 3\xi_o \cdot \xi_r) + (\xi_{ur}^2 + 3\xi_{ur} \cdot (\xi_o + \xi_r)] \cdot \cos\alpha \quad . \quad (3.10b)$$

mit $\xi_i = r_i/r_k$

i = o, r und ur

Da sich die Projektionsfläche aus der Gleichung

$$A_{po} = \int\int_{r_o}^{r_k} dA = \pi \cdot r_k^2 \cdot (1 + \frac{r_o}{r_k}) \approx \pi \cdot r_k^2 \quad \ldots \quad (3.11)$$

ermitteln läßt, wird Gl. (3.10b) vereinfacht zu:

$$N_{uE} = f_t \cdot A_{po} \cdot f(r_i/r_k, \cos\alpha) \quad \ldots . \quad (3.12)$$

mit $$f(r_i/r_k, \cos\alpha) = 1/3 \cdot [(2\xi_r^2 + 3\xi_o \cdot \xi_r) + (\xi_{ur}^2 + 3\xi_{ur} \cdot (\xi_o + \xi_r)] \cdot \cos\alpha \quad . \quad (3.13)$$

Nach den numerischen Parameterstudien von Eligehausen & Ozbolt (1991) hat der Unterkopfdurchmesser des Bolzens nur einen sehr geringen Einfluß auf die Traglast (siehe Bild 3.15). Zur Vereinfachung des Rechenganges wird dieser Einfluß daher vernachlässigt, d. h. $\xi_o = 0$.

Werden die Werte $\xi_r \approx 0.35 \sim 0.55$ und $\xi_{ur} \approx 0.65 \sim 0.45$ in Gl. (3.13) eingeführt,

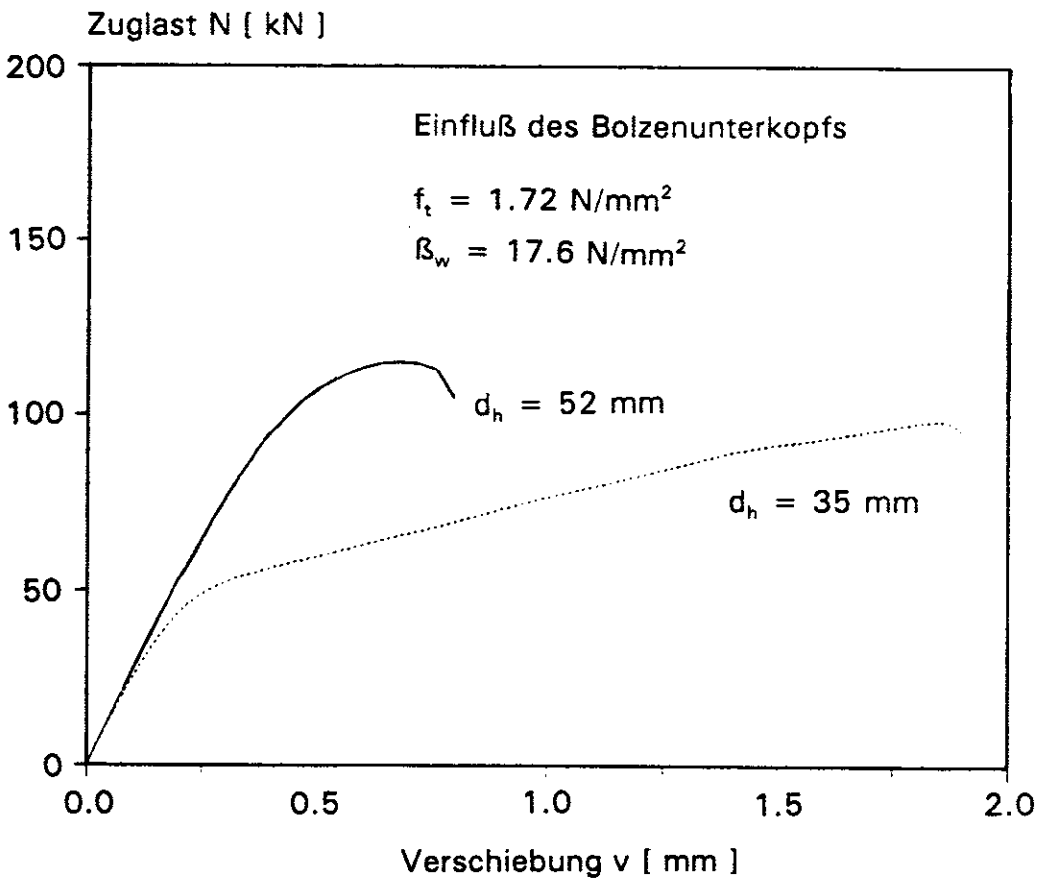


Bild 3.15: Einfluß des Unterkopfdurchmessers auf das Lastverschiebungsverhalten bei Einzelverankerungen mit Kopfbolzen nach Ozbolt & Eligehausen (1990)

ergibt sich $f(r_i/r_k,\cos\alpha)$ zu:

$$f(r_i/r_k,\cos\alpha) = (0.450 \sim 0.517)\cdot\cos\alpha \quad . \quad (3.14a)$$

Gemäß Gleichung (3.7) hängt der Neigungswinkel α von der Verankerungstiefe h_{ef} ab. Für die vorliegenden Versuchsergebnisse von Eligehausen & Sawade (1989) mit $h_{ef} = 130$ mm und 520 mm beträgt er im Mittel 38°. Daher liegt der Mittelwert von $f(r_i/r_k,\cos\alpha)$ bei

$$f(r_i/r_k,\cos\alpha) = (0.450 \sim 0.517)\cdot\cos 38° = 0.36 \sim 0.41 \quad (3.14b)$$

und im Mittel: $f(r_i/r_k,\cos\alpha) \approx 0.385$ . . . . . (3.14c)

In der Literatur wird die Betonzugfestigkeit f_t häufig aus der Betonwürfeldruckfestigkeit $ß_w$ umgerechnet. Die Angaben sind allerdings sehr unterschiedlich. Für die Ermittlung der Betonbruchlast von Befestigungsmitteln wurde folgende Form

$$f_t = 0.5 \cdot \sqrt{ß_w} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.15)$$

als am geeignetesten nachgewiesen (Balogh, Fuchs & Eligehausen (1991)). Daher wird sie hier übernommen.

Setzt man Gl. (3.14c) und Gl. (3.15) in Gl. (3.12) ein, erhält man unter Berücksichtigung von Gl. (3.6) und (3.11):

$$N_{uE} = (0.36 \sim 0.41) \cdot f_t \cdot A_{po} \quad \ldots\ldots \quad (3.16)$$

$$N_{uE} = (0.36 \sim 0.41) \cdot 0.5 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot \pi \cdot r_k^2$$

$$N_{uE} \approx (14 \sim 16) \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots \quad (3.17)$$

und im Mittel

$$N_{uE} \approx 15 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.18)$$

mit A_{po} = Projektionsfläche des idealisierten Ausbruchkegels

$$= \pi \cdot (5/h_{ef}^{0.25})^2 \cdot h_{ef}^2$$

$$= 25\pi \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.19)$$

Nach Gl. (3.18) ist die Bruchlast proportional zu $h_{ef}^{1.5}$ und $\sqrt{ß_w}$. Sie stimmt sowohl mit den bruchmechanischen Gesetzmäßigkeiten als auch mit den empirisch erzielten Gleichungen (2.5b) von Bode & Hanenkamp (1985) und (2.7) von Rehm, Eligehausen & Mallée (1988) überein. Wichtig ist dabei, daß Gleichung (3.18) durch Berücksichtigung der Formbildung des Ausbruchkörpers und der Zugspannungsverteilung auf dem Ausbruchkegelmantel gewonnen wurde. Hierbei wurden die wesentlichen experimentellen und numerischen Erkenntnisse verwendet und direkt in den Lösungsansatz umgesetzt. Daher ist der empirische ermittelte Vorfaktor 15.6 in Gleichung (2.5b) bzw. 15.5 in der Gleichung (2.7) als theoretisch begründet anzusehen.

Gl. (3.19) bedeutet, daß die Projektionsfläche des idealisierten Ausbruchkegels proportional zu $h_{ef}^{1.5}$ anwächst statt zu h_{ef}^2. Dies ist auf den Zusammenhang des Neigungswinkels des idealisierten Ausbruchkegels mit der Verankerungstiefe h_{ef} (vergl. mit Gl. (3.7)) zurückzuführen.

3.1.5 Effektive Betonbruchspannung, bezogen auf eine äquivalente quadratische Projektionsfläche der Ausbruchpyramide

Um die im letzten Abschnitt erläuterte Vorgehensweise auf die Traglastermittlung von Gruppenverankerungen zu übertragen, muß man die Projektionsfläche von Gruppenverankerungen unter Berücksichtigung der Überschneidung der Ausbruchkegel der einzelnen Verankerungselemente berechnen. Entsprechende Untersuchungen ergaben, daß die Errechnung derartiger Flächen für die praktische Bemessung recht aufwendig ist. Daher wird der idealisierte Ausbruchkegel durch eine äquivalente Ausbruchpyramide angenähert. Als Kriterium gilt dabei, daß die beiden Ausbruchmodelle dieselbe Bruchlast liefern müssen. Bild 3.16 verdeutlicht diese Vereinfachnung.

Traglast nach dem Modell "Ausbruchkegel":

$$N_{uE} = 0.384 \cdot f_t \cdot A_{po}$$
$$N_{uE} = \sigma_{Bo} \cdot A_{po} = 15 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots (3.20)$$

mit $A_{po} = 25\pi \cdot h_{ef}^{1.5}$

$\sigma_{Bo} = 0.384 \cdot f_t$

Traglast nach dem Modell "Ausbruchpyramide":

$$N_{uE} = \sigma_{BE} \cdot A_{pE} \quad \ldots\ldots\ldots (3.21a)$$

mit

$$A_{pE} = s_k^2 = (10 \cdot h_{ef}^{0.75}) = 100 \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots (3.21b)$$

Es gilt dann Gleichung (3.22):

$$N_{uE} = \sigma_{Bo} \cdot A_{po} = \sigma_{BE} \cdot A_{pE} = 15 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots (3.22)$$

Löst man Gleichung (3.22) nach σ_{BE} ab, erhält man:

$$\sigma_{BE} = N_{uE}/A_{pE} = 15 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1.5}/(100 \cdot h_{ef}^{1.5})$$
$$\sigma_{BE} = 0.15 \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3.23)$$

oder

$$\sigma_{BE} = 0.30 \cdot f_t \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3.24)$$

mit f_t = Betonzugfestigkeit, nach Gl. (3.15)

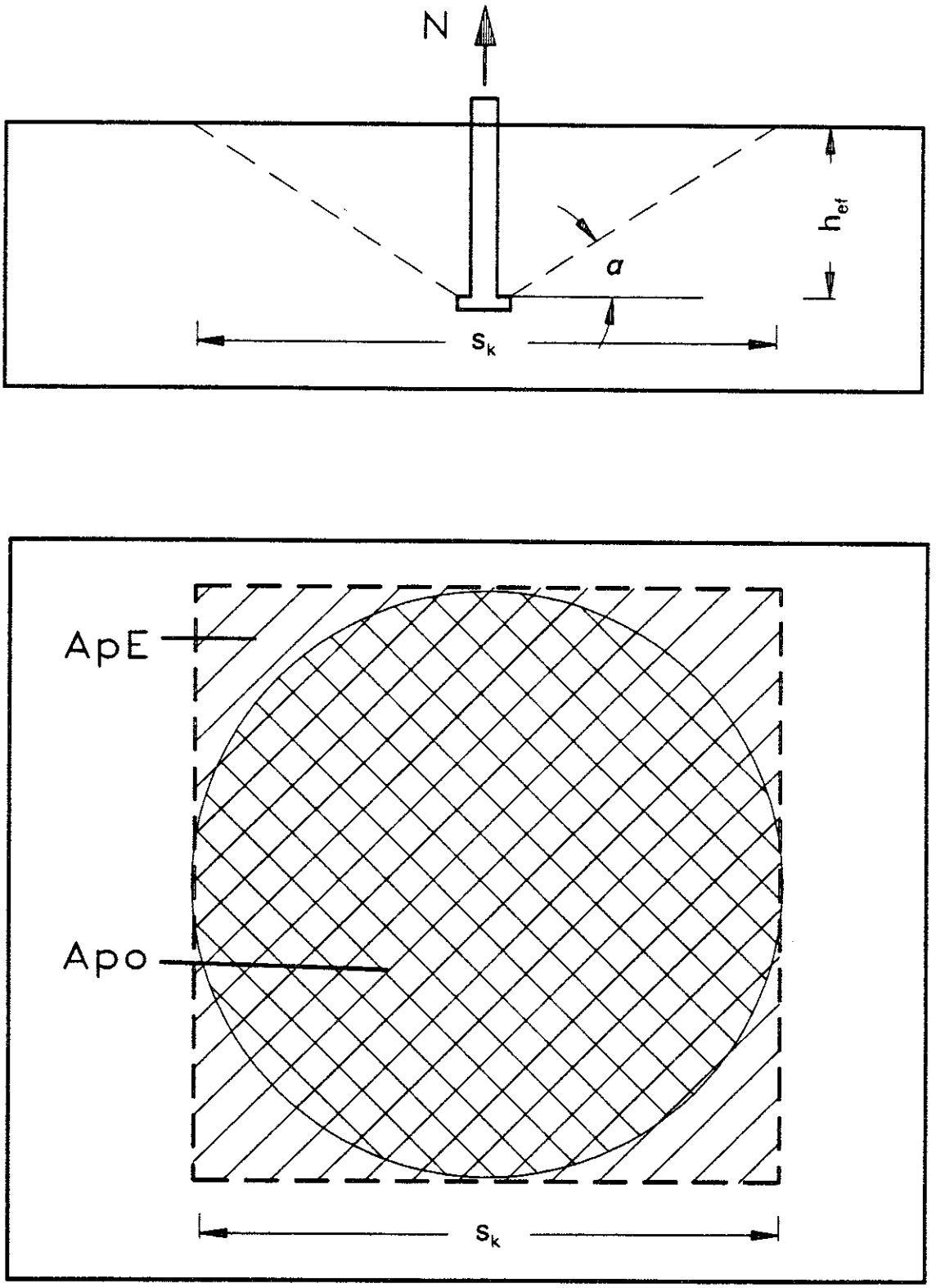


Bild 3.16: Vereinfachungen des Ausbruchkegels durch die Ausbruchpyramide

Zur besseren Darstellung und Erläuterung der nachfolgenden Ausführungen wird der Ausnutzungsgrad der Betonzugfestigkeit gemäß Gl. (3.24) als effektive Betonbruchspannung σ_{BE} bezeichnet. Gl. (3.24) besagt, daß beim Erreichen der Höchstlast im Mittel ca. 30% der Betonzugfestigkeit auf der gesamten Projektionsfläche der Ausbruchpyramide nutzbar ist. Die Traglast einer zugbeanspruchten Einzelverankerung ergibt sich somit aus der Multiplikation der Projektionsfläche der Ausbruchpyramide mit der effektiven Betonbruchspannung σ_{BE}. Dies bedeutet, daß das Kegelmodell der ACI 349 Regelung eine stark vereinfachte Form der Gleichung (3.18) darstellt. Die dort getroffenen Annahmen in bezug auf den Neigungswinkel des Ausbruchkegels (vergl. Gl. (3.4)) und den Ausnutzungsgrad der Betonzugfestigkeit (vergl. Gl. (3.24)) sind allerdings zu wirklichkeitsfremd. Wegen des ähnlichen Formelaufbaues besitzt daher die analytische Lösung (Gl. (3.18)) alle Vorteile des ACI 349-Kegelmodells und liefert dennoch realistische Traglastwerte, welche ansonsten nur mit den lediglich empirisch hergeleiteten Formeln von Bode & Hanenkamp (1985) und von Rehm, Eligehausen & Mallée (1988) ermittelt werden können.

3.2 Tragverhalten axialzugbeanspruchter Gruppenverankerungen

3.2.1 Allgemeines

Zur Einleitung großer Lasten werden in der Befestigungstechnik häufig Gruppenverankerungen eingesetzt. Gruppenverankerungen bestehen aus mehr als einem Verankerungselement, die miteinander durch ein Anbauteil verbunden sind. Bei Gruppenverankerungen unterscheidet man je nach der Anordnung der Verankerungselemente innerhalb der Gruppe Reihen- oder Flächenverankerungen (Bild 3.17). Bei Reihenverankerungen (Bild 3.17a) werden alle Verankerungselemente in einer Linie angeordnet, während bei Flächenverankerungen (Bild 3.17b) alle Verankerungselemente flächenmäßig verteilt werden. Der Abstand zwischen zwei benachbarten Verankerungselementen wird als Achsabstand, der Abstand zwischen den beiden äußeren als Gesamtachsabstand definiert.
Wird eine Gruppenverankerung auf Axialzug belastet und versagt die Verankerung durch Überschreiten der Zugfestigkeit des als Tragelement dienenden Stahls, ist die Bruchlast der Gruppe gleich der Summe der Tragfähigkeit der einzelnen Verankerungselemente. Der Achsabstand hat somit keinen Einfluß auf die Traglast der Gruppe. Ist dagegen die Tragfähigkeit des Bolzenmaterials größer als das Zugtragvermögen des als Ankergrund dienenden Betons, kommt es zu einem Betonbruch. In diesem Fall wird ein kegelförmiger Betonausbruchkörper aus der Betonplatte herausgelöst. Der Durchmesser des Ausbruchkegels beträgt in der Regel ca.

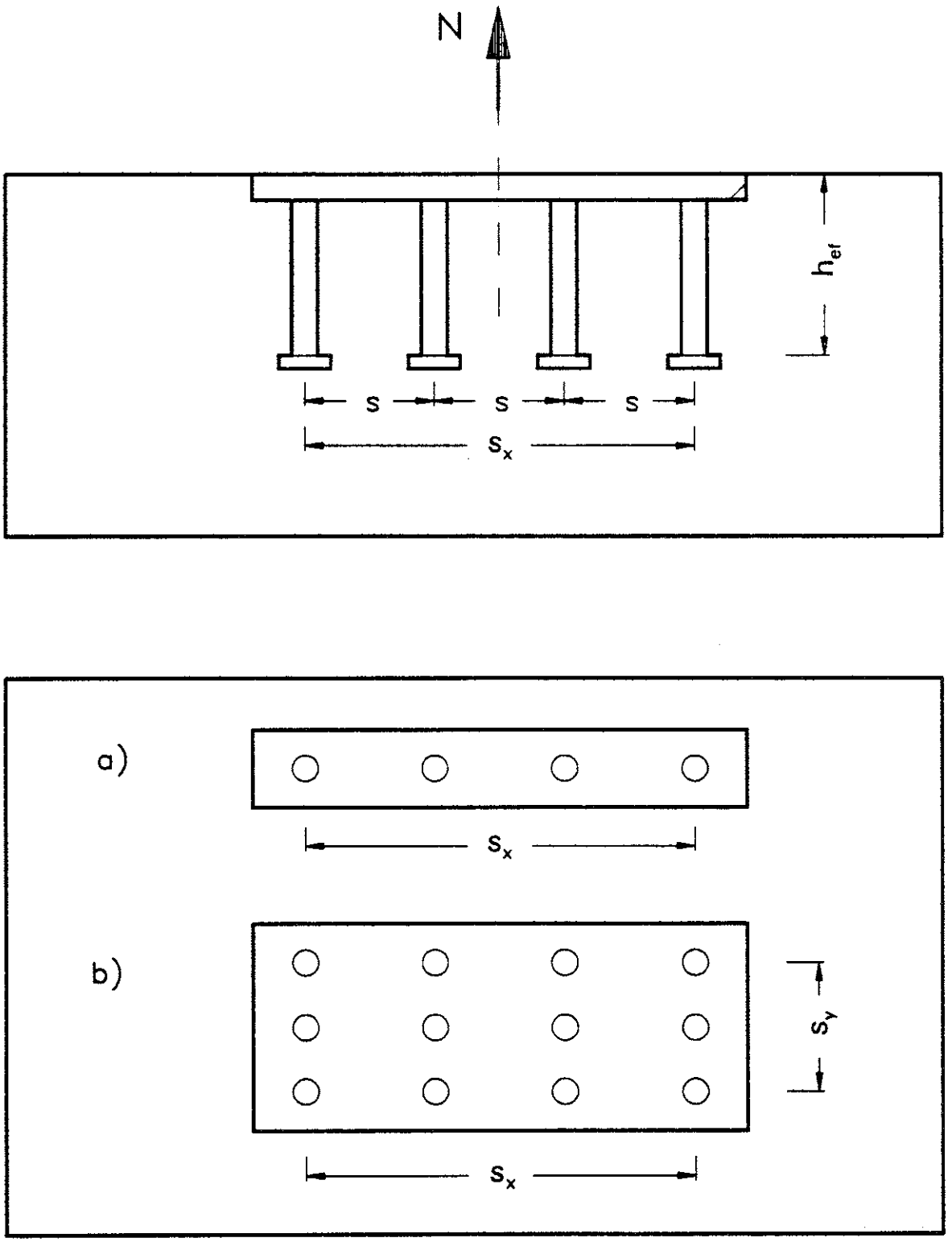


Bild 3.17: Mögliche Verankerungsanordnungen bei Gruppenverankerungen

$3 \sim 4h_{ef}$ (h_{ef} = Verankerungstiefe). Ist der Achsabstand bei Gruppenverankerungen kleiner als dieser Wert, kommt es dann zu einer Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper innerhalb der Gruppe. Daher wird die Tragfähigkeit der Gruppe abgemindert. Dies ist darauf zurückzuführen, daß bei Betonbruch nur eine sehr beschränkte Lastumlagerung möglich ist. Bei sonst gleichen Verhältnissen ist die geometrische Einflußgröße "Achsabstand" hierfür verantwortlich.

Um die Betonbruchlast von zentrisch zugbeanspruchten Gruppenverankerungen zu ermitteln, muß man demnach den Einfluß des Achsabstandes auf das Tragverhalten und den Bruchmechanismus kennen.

3.2.2 Einfluß des Achsabstandes auf den Bruchmechanismus und Ausbildung des Ausbruchkörpers

Bisher wurde der Einfluß des Achsabstandes auf den Bruchmechanismus und die Ausbildung des Ausbruchkörpers nur wenig und kaum systematisch untersucht. Die bisherigen Verfahren zur Abschätzung der Traglast einer Gruppenverankerung gehen davon aus, daß der Achsabstand keinen Einfluß auf die Ausbildung des Ausbruckörpers der Gruppe hat. Das bedeutet, daß der Durchmesser des Ausbruchkegels der einzelnen Bolzen in der Gruppe dem für Einzelverankerungen geltende Wert s_k entspricht. Dies führte zwar einerseits zu einer Vereinfachung der Rechenverfahren, anderseits wurde jedoch der gegenseitige Einfluß zwischen der Verankerungstiefe und dem Achsabstand nicht ausreichend berücksichtigt. Versuche von Hanenkamp & Wunderlich (1985) und Zhao & Eligehausen (1991) zeigten jedoch, daß bei kleinem Achsabstand ($s_{ges.}/s_k \approx 0.1$) ein gemeinsamer Ausbruchkörper entsteht, während bei großem Achsabstand ($s_{ges.}/s_k \approx 0.8$) sich getrennte Ausbruchkörper der einzelnen Bolzen der Gruppe ausbilden.

In Bild 3.18 und 3.19 werden typische Querschnitte der Ausbruchkörper der genannten Versuche zusammenfassend dargestellt. Es handelt sich um Versuche mit Vierfachkopfbolzenverankerungen in quadratischer Anordnung. Im Hinblick auf die Ausbildung des Ausbruchkörpers läßt sich folgendes feststellen:

- Bei Gruppenverankerungen mit kleinem Achsabstand verläuft die Ausbruchkegelmantellinie gege die Horizontale in den außen Bereichen flacher als diejenige einer Einzelverankerung mit gleicher Verankerungstiefe. Mit größer werdendem Achsabstand nähert sich der Ausbruchkörper der Form bei Einzelverankerungen an.

- Bei quadratischen Gruppenverankerungen zeigen sich im Bereich zwischen

den Bolzen merkliche Abweichungen der Ausbruchkörpergestalt von den jenigen von Einzelverankerungen. Bei kleinem Achsabstand ist fast keine Neigung des Ausbruchkörpers zwischen den Verankerungselementen zu beobachten. Mit ansteigendem Achsabstand (Bild 3.18) nimmt der Neigungswinkel der Ausbruchkegelmantellinie gegen die Horizontale zu und erreicht schließlich den Wert einer entsprechenden Einzelverankerung bei unbeeinflußter Ausbildung des Ausbruchkörpers, wenn sich der Achsabstand dem Durchmesser des Ausbruchkegels s_k annähert.

- Bei konstantem Achsabstand nimmt der mittlere Neigungswinkel gegen die Horizontale mit zunehmender Verankerungstiefe zu (Bild 3.19).
  Dieses Phänomen stimmt mit der in Abschnitt 3.1 für Einzelverankerungen festgestellten Neigungszunahme in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe gut überein.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß bei Gruppenverankerungen mit einem relativen Achsabstand von $s/s_k < 1.0$ die maximale Betontragfähigkeit der einzelnen Verankerungselemente nicht mehr erreicht werden kann. Dementsprechend kann die beim Bruch für Einzelverankerungen geltende Länge der gerissenen Fläche des Ausbruchkegelmantels bei Gruppenverankerungen ebenfalls nicht erzielt werden. Bei kleinem s/s_k wird sich die Rißbildung im Innenbereich zwischen den Verankerungselementen infolge der Spannungsüberlagerung früher entwickeln als bei Einzelverankerungen. Diese führt dazu, daß dieser Bereich mit großer Wahrscheinlichkeit bereits vor Erreichen der Traglast der Gruppe gerissen ist und daher keinen Beitrag zur Lastübertragung leisten kann. In diesem Fall kann die Gruppenverankerung als "Einzelverankerung mit einem vergrößten Unterkopfdurchmesser (Superdübel)" behandelt werden. Der Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast der Gruppe ist dann ähnlich dem Einfluß des Unterkopfdurchmessers bei einer Einzelverankerung (vergl. Bild 3.15). Mit zunehmendem Achsabstand wird die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper immer geringer und der gegenseitige Einfluß deshalb immer kleiner. Bei $s/s_k \geq 1.0$ verhält sich die Gruppe wie eine Vielfach-Einzelverankerung. Die einzelnen Ausbruchskörper können sich dann ungestört und gerade frei ausbilden.

3.2.3 Traglastbestimmung

Die Abschätzung der Betonbruchlast von zentrisch zugbeanspruchten Gruppenverankerungen wird auf der gleichen Grundlage wie bei Einzelverankerungen aufgebaut. Analog zur Einzelverankerung kann die Betontragfähigkeit axialzugbelasteter Gruppenverankerungen nach dem Ausbruchpyramidenmodell mit folgender inge-

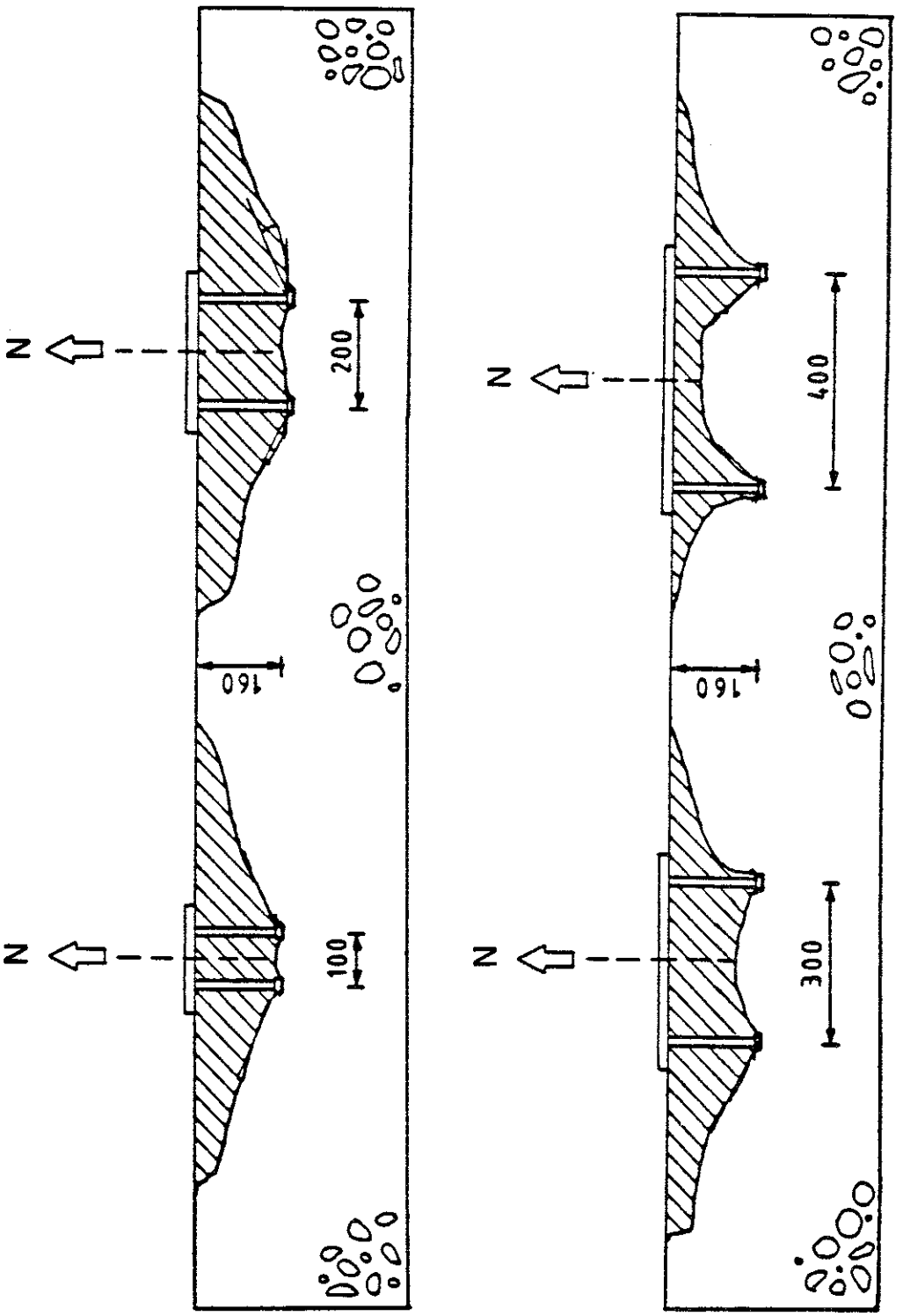


Bild 3.18: Einfluß des Achsabstandes auf die Form des Ausbruchkörpers bei einer Vierfachverankerung mit Kopfbolzen, h_{ef} = 160 mm, nach Walter (1991)

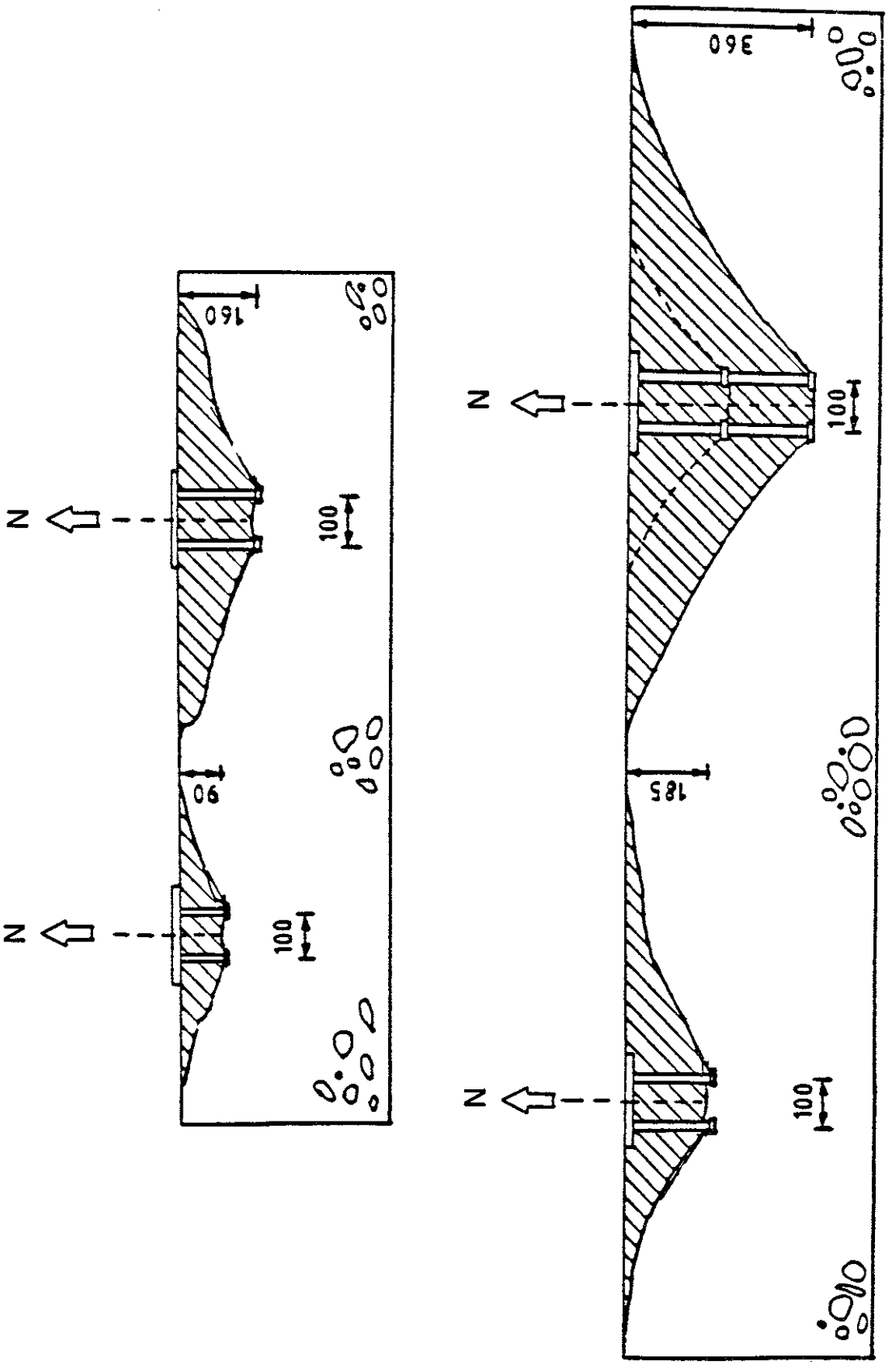


Bild 3.19: Einfluß der Verankerungstiefe auf den mittleren Neigungswinkel α bei $s_x = s_y = 100$ mm, entnommen aus Walter (1991)

nieurmäßigen Formel bestimmt werden:

$$N_{uG} = \Sigma(A_{pi} \cdot \sigma_i) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.25)$$

mit N_{uG} = Betonbruchlast einer Gruppenverankerung bei zentrischem Zug
A_{pi} = Teilprojektionsfläche des Ausbruchkörpers (Bild 3.20)
σ_i = effektive Betonbruchspannung auf die Teilprojektionsfläche i

Zur Berechnung von A_{pi} ist es erforderlich, den Ausbruchkörper von Gruppenverankerungen zu idealisieren. Dabei wird er ähnlich wie bei der Behandlung von Einzelverankerungen als Ausbruchpyramide (Bild 3.20) angenommen. Die Analyse des Einflusses des Achsabstandes auf die Formbildung des Ausbruchkörpers bei Gruppenverankerungen im letzten Abschnitt ergab, daß in der Regel die Neigung des Ausbruchkörpers bei Gruppenverankerungen flacher ist als diejenige von Einzelverankerungen. Dies führt auf der einen Seite zu einer Vergrößerung des Durchmessers des Ausbruchkegels im Vergleich mit Einzelverankerungen mit gleicher Verankerungstiefe. Infolge des gegenseitigen Einflusses kann die für Einzelverankerungen geltende, beim Erreichen der Höchstlast entwickelte Länge der gerissenen Mantellinie des Ausbruchkegels r_r/r_k bei Gruppenverankerungen nicht erreicht werden. Dies führt zu einer Abminderung der effektiven Betonbruchspannung (vergl. mit Gl. (3.13)), da der Verhältniswert r_i/r_k bzw. r_r/r_k kleiner ist als bei Einzelverankerungen. Dieser Dual-Effekt tritt bei Erreichen der Höchstlast der Gruppenverankerung gleichzeitig auf und muß als physikalische Gegebenheit betrachtet werden. Um dies rechnerisch zu erfassen, gibt es theoretisch vier Möglichkeiten:

1) Nimmt man an, daß die effektive Betonbruchspannung σ_{BE} bei Einzel verankerungen ebenfalls für Gruppenverankerungen gilt, folgt:

$$\sigma_i = \sigma_{BG} = \sigma_{BE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.26)$$

und aus Gleichung (3.22a) erhält man:

$$N_{uG} = \sigma_{BE} \cdot \Sigma A_{pi} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.27)$$

2) Nimmt man an, daß der Durchmesser des Ausbruchkörpers s_k bei Einzelverankerungen für Gruppenverankerungen ebenfalls gilt, folgt, daß sich die Projektionsfläche einer randfernen Gruppenverankerung A_{pG} mit folgender Gleichung ermitteln läßt:

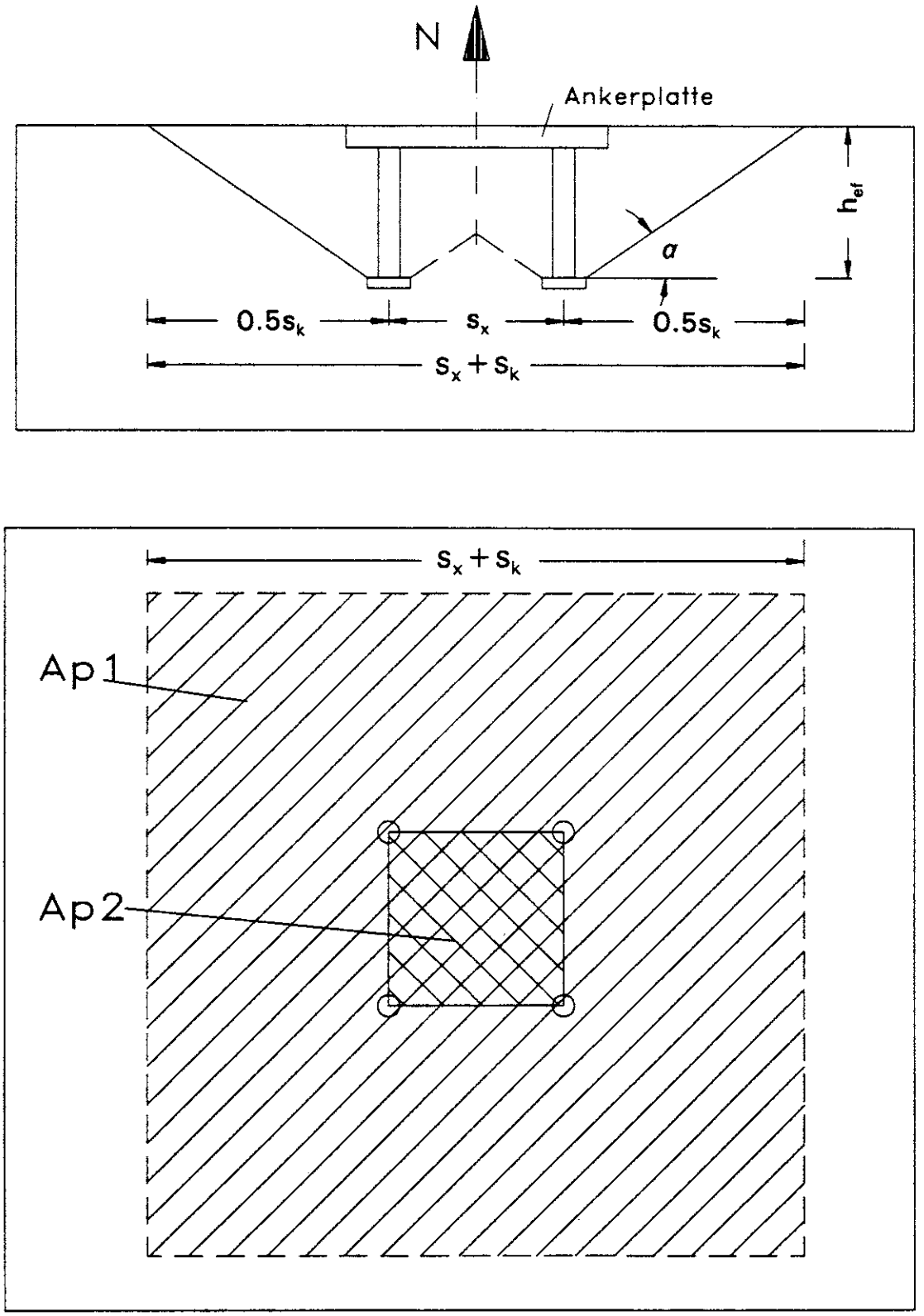


Bild 3.20: Projizierte Fläche der gemeinsamen Ausbruchpyramide

$$A_{pG} = \Sigma A_{pi} = (s_k + s_x) \cdot (s_k + s_y) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.28)$$

3) Kombiniert man 1) mit 2), erhält man:

$$\sigma_i = \sigma_{BG} = \sigma_{BE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.29)$$

$$\Sigma A_{pi} = A_{pG} = (s_k + s_x) \cdot (s_k + s_y) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.30)$$

4) Wirklichkeitsnahe Berücksichtigung von σ_i und A_{pi}, d. h.:

Im Kernbereich der gesamten Projektionsfläche:

$$\sigma_{i,Kern} \approx 0 \quad \text{für kleine Achsabstände } s_x/s_k \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.31a)$$

$$\sigma_{i,Kern} > \sigma_{BE} \quad \text{für große Achsabstände } s_x/s_k \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3.31b)$$

Außerhalb des Kernbereiches der gesamten Projektionsfläche:

$$\sigma_{a,Kern} < \sigma_{BE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.32a)$$

und

$s_{k,Gruppe} > s_{k,Einzel} = s_k$, d. h.:

$$A_{pG} = \Sigma A_{pi} > (s_k + s_x) \cdot (s_k + s_y) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.32b)$$

Zur Berechnung der Betonbruchlast nach den ersten beiden Varianten ist eine mathematische Funktion zur Beschreibung der Beziehung $\sigma_i = f(s_i/s_k)$ bzw. $\Sigma A_{pi} = g(s_i/s_k)$ erforderlich. Die Versuche von Hanenkamp & Wunderlich (1985) und Zhao & Eligehausen (1991) zeigten, daß die Streuung der gemessenen Werte $s_{k,Gruppe}$ auch innerhalb einer Versuchsserie groß ist. Daher ist eine Angabe zu $\sigma_i = f(s_i/s_k)$ bzw. $\Sigma A_{pi} = g(s_i/s_k)$ nicht möglich. Dies gilt auch für die vierte Lösungsmöglichkeit. Daher wird vereinfachend die dritte Variante gewählt.

Unter Berücksichtigung der in 3) getroffenen Annahmen erhält man aus Gl. (3.25):

$$N_{uG} = \Sigma(A_{pi} \cdot \sigma_i)$$

$$N_{uG} = \sigma_{BG} \cdot A_{pG} = \sigma_{BE} \cdot A_{pG} \quad (3.33)$$

mit σ_{BG} = effektive Betonbruchspannung bei Gruppenverankerungen

σ_{BE} = effektive Betonbruchspannung bei Einzelverankerungen, nach Gl. (3.23)

$= \quad 0.15 \cdot \sqrt{\beta_w}$

A_{pG} = Projektionsfläche der gemeinsamen Ausbruchpyramide

Reihenverankerungen ohne Randeinfluß:

$$A_{pG} = s_k \cdot (s_x + s_k) \qquad \ldots\ldots \quad (3.34a)$$

Flächenverankerungen ohne Randeinfluß:

$$A_{pG} = (s_x + s_k) \cdot (s_y + s_k) \qquad \ldots\ldots \quad (3.34b)$$

mit s_k = Durchmesser des Ausbruchkegels bei Einzelverankerungen, gemäß Abschnitt 3.1.2:

$= \quad 10 \cdot h_{ef}^{0.75}$ [mm] $\qquad \ldots\ldots \quad (3.35)$

h_{ef} = Verankerungstiefe, [mm]

s_i = Gesamtachsabstand in Richtung i, [mm]

i = x, y

Zur Bestimmung der Bruchlast der Gruppe ist Gleichung (3.33) allerdings theoretisch noch nicht direkt anwendbar. Hierfür sind zwei Hauptgründe zu nennen. Erstens leistet der Kernbereich A_{p2} bei kleinem Achsabstand keinen oder nur einen sehr geringen Beitrag zur Lastübertragung, weil sich die Risse einzelner Verankerungselemente der Gruppe in diesem Bereich infolge der Zugspannungsüberlagerung sehr früh zu einem Hauptriß vereinigen. Bei Erreichen der Höchstlast ist dieser Riß so weit entwickelt, daß keine Zugspannung mehr aufgenommen werden kann. Das bedeutet, daß die Abschätzung der Betonbruchlast nach Gl. (3.33), in der von einer vollen Mitwirkung des Betons im Kernbereich ausgegangen wurde, auf der unsicheren Seite liegt. Bei großem Achsabstand wird der Kernbereich mehr beansprucht als der entsprechende Bereich bei Einzelverankerungen und die Spannungsverteilung in diesem Bereich ist dementsprechend völliger. Das heißt, daß Gl. (3.33) die wirkliche Traglast der Gruppe etwas unterschätzt. Daher muß Gl. (3.33) modifiziert werden, indem man die beiden Effekte mittels einer mathematischen Beziehung berücksichtigt. Diese wird im folgenden am Beispiel einer Zweifachverankerung erläutert.

Die Betonbruchlast einer zentrisch zugbeanspruchten Zweifachverankerung erreicht nur dann das 2-fache des Wertes einer Einzelverankerung mit gleicher Verankerungstiefe, wenn eine ausreichend große Betonfläche pro Verankerungselement zur Verfügung steht. Ist der gegenseitige Abstand der Verankerungselemente geringer als der Durchmesser des Ausbruchkegels s_k, dann überschneiden sich die einzelnen

Bruchkegel. Bei dem Achsabstand $s_x = s_k$, bei dem gerade keine Überschneidung der Bruchkegel benachbarter Verankerungselemente auftritt, entspricht die Betonbruchlast der Zweifachverankerung der 2fachen Höchstlast einer Einzelverankerung. Wird der Abstand gedanklich auf Null reduziert, dann verbleibt nur der Bruchkegel eines Verankerungselementes, und die Bruchlast der Zweifachverankerung entspricht derjenigen einer Einzelverankerung. Aufgrund der obigen Ausführungen und aus der Sicht der Grenzwertbetrachtung ist zwischen den beiden Grenzwerten ein s-förmiger Kurvenverlauf anzunehmen. Bei der Realisierung kann theoretisch sowohl die effektive Betonbruchspannung σ_{BG} als auch die Projektionsfläche A_{pG} modifiziert werden. Die beiden Vorgänge sind austauschbar und je nach Art physikalisch unterschiedlich zu interpretieren. Nachfolgend wird σ_{BG} modifiziert.

$$\begin{aligned} \sigma_{BG} &= \sigma_{BE} + \Delta\sigma = \sigma_{BE} \cdot (1 + \Delta\sigma/\sigma_{BE}) \\ &= \sigma_{BE} \cdot \Phi(s_x/s_k \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.36a) \end{aligned}$$

mit $\Phi(s_x/s_k) = 1 + C_o \cdot \sin[\pi(1 + 2s_x/s_k)] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.36b)$

C_o = Amplitude

Aus Gl. (3.36b) ergibt sich die erste Ableitung der Funktion $\Phi(s_x/s_k)$ zu:

$$\begin{aligned} \Phi'(s_x/s_k) &= 0 + C_o \cdot \cos[2\pi(1 + s_x/s_k)] \cdot 2\pi \cdot (0 + 1) \\ &= 2\pi \cdot C_o \cdot \cos[2\pi(1 + s_x/s_k)] \end{aligned}$$

Aus der Randbedingung

$$\Phi'(s_x/s_k) = 1 \quad \text{für } s_x/s_k = 0 \text{ bzw. } 1$$

erhält man den theoretischen Wert für C_o:

$$C_o = 1/(2\pi) = 0.159$$

Setzt man Gleichung (3.36) in Gleichung (3.33) ein, erhält man zur Berechnung der Betonbruchlast der Zweifachverankerung folgende Gleichung:

$$N_{uG} = A_{pG} \cdot \sigma_{BE} \cdot \Phi(s_x/s_k) \quad \ldots\ldots \quad (3.37a)$$

$$N_{uG} = (A_{pG}/A_{pE}) \cdot (A_{pE} \cdot \sigma_{BE}) \cdot \Phi(s_x/s_k) \quad (3.37b)$$

$$N_{uG} = (A_{pG}/A_{pE}) \cdot N_{uE} \cdot \Phi(s_x/s_k) \quad . \quad (3.37c)$$

$$N_{uG}/N_{uE} = (A_{pG}/A_{pE}) \cdot \Phi(s_x/s_k) \quad .. \quad (3.37d)$$

mit N_{uE} = Betonbruchlast einer Einzelverankerung, nach Gl. (3.21a)

Mit Gleichung (3.37d) erhält man den mit den Grenzwertbetrachtungen übereinstimmenden s-förmigen Kurvenverlauf für den Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast einer auf zentrischen Zug beanspruchten Gruppe.

Im allgemeinen können folgende Rechenbeziehungen angewendet werden:

Reihenverankerungen:

$$\Phi(s_x/s_k) = 1 + C_o \cdot \sin[\pi(1 + 2s_x/s_k)] \quad .. \quad (3.38a)$$

Flächenverankerungen:

$$\Phi(s/s_k) = \Phi(s_x/s_k) \cdot \Phi(s_y/s_k) \quad ..... \quad (3.39)$$

mit $\Phi(s_x/s_k) = 1 + C_o \cdot \sin[\pi(1 + 2s_x/s_k)]$ ..... (3.39a)

$\Phi(s_y/s_k) = 1 + C_o \cdot \sin[\pi(1 + 2s_y/s_k)]$ ..... (3.39b)

In Bild 3.21 sind die bezogenen Traglastwerte N_{uG}/N_{uE} in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand $s_x/(3h_{ef})$ am Beispiel einer Vierfachflächenverankerung in quadratischer Anordnung aufgetragen. Mit eingezeichnet ist das κ-Verfahren nach Rehm, Eligehausen & Mallée (1988) bzw. das CC-Verfahren nach Fuchs, Eligehausen & Breen (1992). Es zeigt sich, daß das bisherige Verfahren im Bereich $h_{ef} \leq 123.5$ mm günstigere und im Bereich $h_{ef} \geq 123.5$ mm ungünstigere Werte liefert als Gl. (3.39).

Nach Umformulierung der Gleichung (3.37) erhält man:

$$N_{uG} = A_{pG} \cdot \sigma_{BG} \quad ..... \quad (3.40)$$

mit σ_{BG} = effektive Betonbruchspannung bei Gruppenverankerungen

$$= \Phi(s/s_k) \cdot \sigma_{BE} \quad ..... \quad (3.41)$$

Gl. (3.41) beschreibt den Einfluß des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung von Gruppenverankerungen (Bild 3.22).

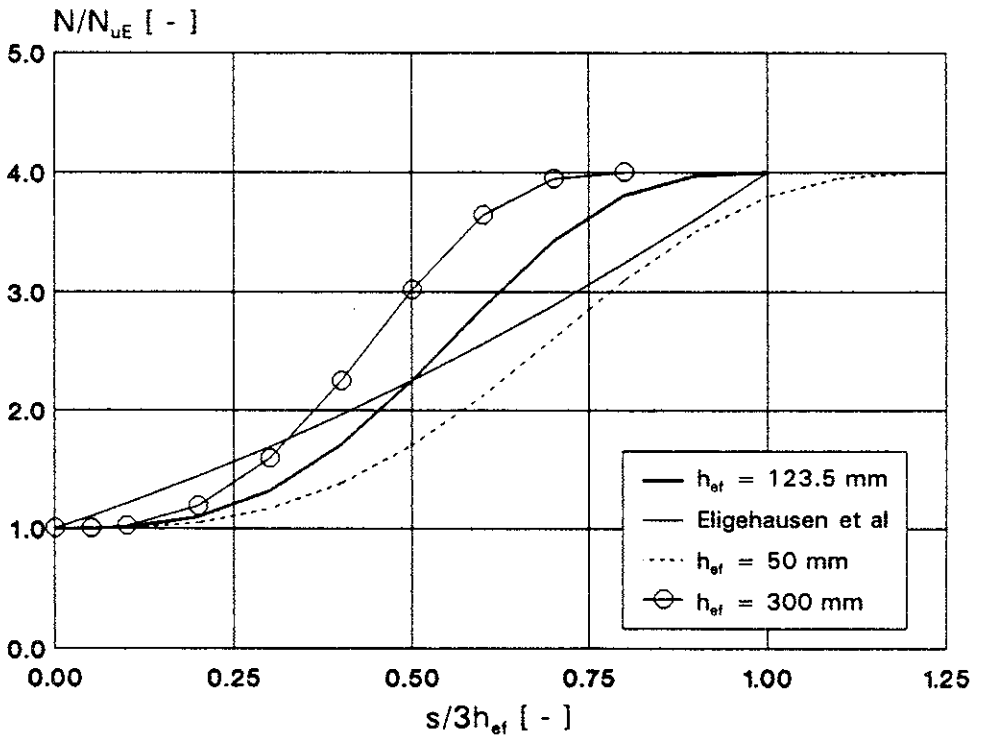


Bild 3.21: Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast einer Vierfachverankerung unter zentrischem Zug

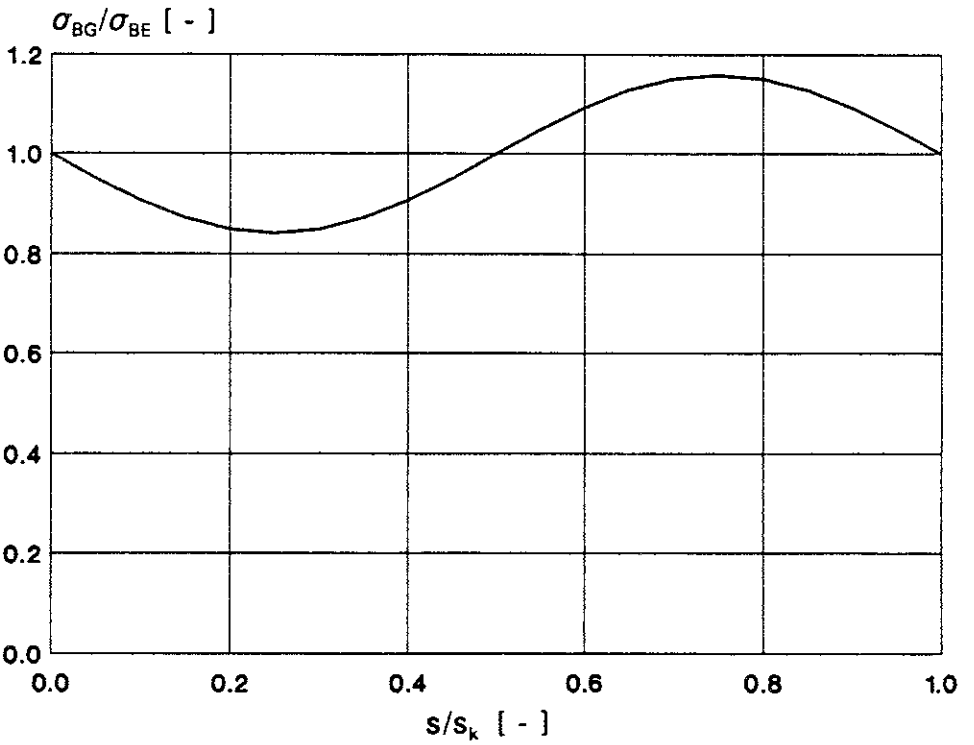


Bild 3.22: Einfluß des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung σ_{BG}/σ_{BE}

4 Verankerungen unter exzentrischer Zugbeanspruchung

4.1 Allgemeines

Die im vorausgegangenen Kapitel abgeleiteten Gleichungen zur Abschätzung der Bruchlast einer zugbeanspruchten Gruppenverankerung gelten nur, wenn die einzelneVerankerungselemente dieser Gruppenverankerung gleich hoch beansprucht werden, d. h. wenn die äußere Zuglast im geometrischen Schwerpunkt der Verankerungselemente angreift.

In der Befestigungspraxis kommen jedoch auch häufig Fälle vor,in denen eine gleichmäßige Lastverteilung auf alle Verankerungselemente innerhalb einer Gruppe nicht gegeben ist. Um eine sichere Lasteinleitung auch in diesen Anwendungsfällen zu ermöglichen und Befestigungsmittel zielgerecht einzusetzen, sind Kenntnisse über den Einfluß der Lastexzentrizität auf das Tragverhalten von derartigen Verankerungen unumgänglich.

Als äußere Exzentrizität e_a wird der Verhältniswert zwischen der Summe der äußeren Biegebeanspruchung $\Sigma M_{a,i}$ und der Summe der äußeren Zugbeanspruchung $\Sigma N_{a,i}$ definiert, Bild 4.1a. Infolge $\Sigma M_{a,i}$ und $\Sigma N_{a,i}$ werden die einzelnen Verankerungselemente der Gruppe unterschiedlich beansprucht. Werden alle Bolzen auf Zug beansprucht, entspricht die Wirkungslinie der äußeren Zugkraft der Wirkungslinie der resultierenden Zugkraft der Bolzen (Bild 4.1a). Wird nur ein Teil der Bolzen auf Zug beansprucht oder tritt eine Druckkraft unter der Ankerplatte auf (Bild 4.1b), ist die Wirkungslinie der resultierenden Kraft der auf Zug beanspruchten Bolzen aus Gründen der Gleichgewichtsbedingungen mit der Wirkungslinie der resultierenden äußeren Zugkraft nicht mehr identisch. Um Verwechselungen zu vermeiden, wird der Abstand zwischen der resultierenden Zugkraft und dem geometrischen Schwerpunkt der auf Zug beanspruchten Bolzen als innere Exzentrizität e_i bezeichnet. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Ankerplatte (= innerer Widerstand) ist in der Regel die innere Exzentrizität e_i maßgebend.

Tritt keine Druckkraft unter der Ankerplatte auf, ist $e_a = e_i$. Für alle anderen Fällen gilt:

$$e_i < e_a \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.0)$$

Die Traglast einer exzentrisch belasteten Gruppenverankerung wird in der Regel durch die Tragfähigkeit des am höchsten beanspruchten Verankerungselements sowie durch die Lastumlagerungsmöglichkeit innerhalb der Gruppe kontrolliert. Im Fall des Stahlversagens durch Überschreitung der Zugfestigkeit des Bolzenmateri-

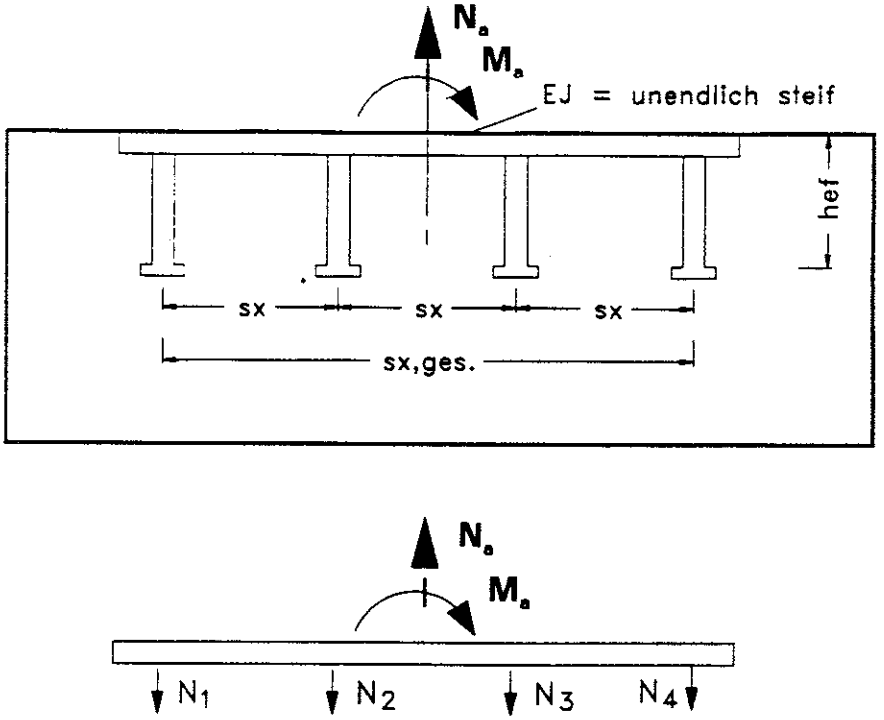
a) Alle Bolzen werden auf Zug beansprucht

$$e_a = \frac{M_a}{N_a}$$

$$e_i = \frac{\sum N_i \cdot z_i}{\sum N_i}$$

$$\text{da} \quad N_a = \sum N_i$$

$$\rightarrow \quad e_i = e_a$$



b) Nur ein Teil der Bolzen werden gezogen

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} \,,$$

$$\text{da} \quad N_a + D = \sum N_i$$

$$\rightarrow \quad N_a < \sum N_i$$

$$e_i = \frac{\sum N_i \cdot z_i}{\sum N_i}$$

$$\rightarrow \quad e_i < e_a$$

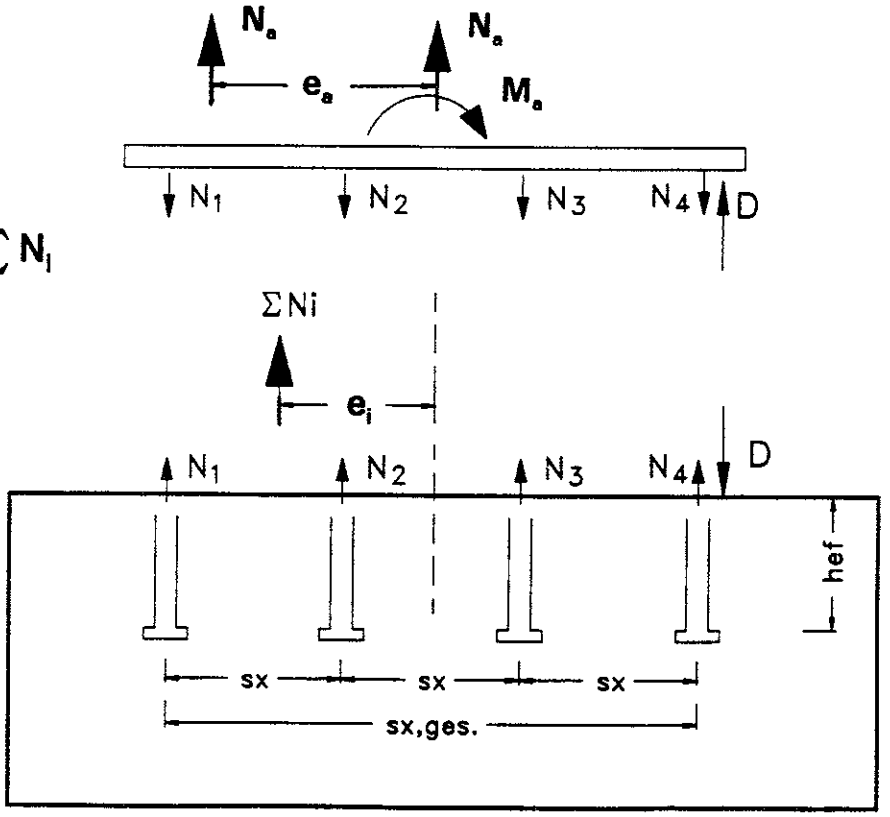


Bild 4.1: Definition und Bezeichung der Exzentrizitäten e_a und e_i

als findet je nach den Duktilitätseigenschaften des verwendeten Stahls eine mehr oder weniger vollständige Lastumlagerung statt. Die Traglast der Gruppe wird von der Lastexzentrizität daher nicht oder nur unwesentlich beeinflußt. Eine Unterscheidung zwischen e_a und e_i ist dementsprechend nicht notwendig.

Wird die Tragfähigkeit des am stärksten beanspruchten Verankerungselements der Gruppe dagegen vom Zugtragvermögen des als Ankergrund dienenden Betons bestimmt, kommt es bei Überschreitung des maximalen Ausnutzungsgrads der Betonzugfestigkeit zu einem Betonbruch. In diesem Fall ist das am höchsten beanspruchte Veranerkungselement für die Traglast der Gruppe aufschlaggebend, weil bei Betonbruch nur eine sehr beschränkte Lastumlagerung möglich ist. Daher wird die Betonbruchlast einer auf exzentrischen Zug beanspruchten Gruppenverankerung bei der Versagensursache "Betonbruch" gegenüber dem Wert derselben Gruppe bei zentrischer Belastung ($e_i = e_a = 0$) abgemindert. Der Abminderungsfaktor der Betonbruchlast der Gruppe hängt bei sonst gleichen Verhältnissen von der inneren Exzentrizität e_i der resultierenden Kraft der gezogenen Bolzen ab.

4.2 Bisherige Verfahren und kritische Bewertung

Zur Abschätzung der Traglastabminderung einer Gruppenverankerung infolge einer exzentrischen Zugbeanspruchung existieren in der Literatur im wesentlichen zwei Verfahren, nämlich das κ_e - Verfahren von Riemann (1985) und das Verfahren der TGL-Richtlinie (1985). Die Vorgehensweisen dieser Verfahren wurden bereits in Kapitel 2 erläutert und werden hier kurz zusammengefaßt.

Beim κ_e - Verfahren von Riemann wird der Einfluß der inneren Exzentrizität e_i auf die Bruchlast der Gruppe mit einem Abminderungsfaktor κ_e (Gl. (2.15)) berücksichtigt, der in Anlehnung an den Durchstanznachweis (Moe, 1961) bei exzentrisch beanspruchten Flachdecken gewählt wurde. Bei der Formulierung von κ_e nimmt Riemann an, daß beim Lastangriff direkt am Randbolzen beliebiger Verankerungsordnung die Betonbruchlast der Gruppe der Tragfähigkeit dieses Bolzens entspricht.

Das Verfahren der TGL-Richtlinie (1985) beruht auf denselben Annahmen wie beim hyperbolischen Ansatz von Riemann (1985). Die Abminderung der Betonbruchlast infolge der Exzentrizität wird allerdings durch eine lineare Beziehung (vergl. Gl. (2.19)) erfaßt.

In der Befestigungspraxis werden beim Einsatz von Gruppenverankerungen alle zu einer Gruppe gehörigen Verankerungselemente durch ein Anbauteil mittels Schrau-

ben oder Schweißverbindungen zusammengefaßt. Als Anbauteil werden im allgemeinen relativ steife Stahlplatten gewählt. Insbesondere bei Verwendung von Kopfbolzenverankerungen sind Ankerplatten durch das Aufschrauben oder Aufschweißen der Anschlußkonstruktionen auf der Lasteinleitungsseite sehr steif. In der Regel können solche Ankerplatten als unendlich steif, d. h. EJ = ∞, angenommen werden. Greift die Last direkt am Randbolzen einer Gruppenverankerung an, werden die benachbarten Bolzen wegen der Verschiebung und der steifen Verbindung mit zur Lasteinleitung herangezogen. In diesem Fall ist die Betonbruchlast der Gruppe höher als die Betonbruchlast eines Einzelbolzens. In den beiden genannten Verfahren wird dieser günstige Einfluß allerdings vernachlässigt. Dieser günstige Effekt wird in Mallée & Riemann (1990) dadurch berücksichtigt, daß die innere Exzentrizität der resultierenden Kraft der gezogenen Bolzen e_i auf der Grundlage der E-Theorie ermittelt wird. Der Abminderungsfaktor κ_e wird dann nach dem Vorschlag von Riemann berechnet. Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite.

In Wirklichkeit verhält sich der einbetonierte Bolzen bei zentrischem Zug nicht linear-elastisch. Außerdem stimmt der angenommene Kurvenverlauf der Abminderung der Betonbruchlast nach den beiden Verfahren (Riemann und der TGL Richtlinie) mit der Grenzwertbetrachtung nicht überein. Vielmehr ist ein s-förmiger Kurvenablauf zu erwarten. Weiterhin ist zu beachten, daß der im Ansatz der TGL Richtlinie zugrunde gelegte Neigungswinkel gegen die Horizontale von 45° nicht den bisherigen Versuchsbeobachtungen entspricht.

4.3 Eigenes Modell zur Bestimmung der Traglastabminderung exzentrisch beanspruchter Gruppenverankerungen

4.3.1 Allgemeine Überlegungen

Der günstige Effekt der Mitwirkung der benachbarten Verankerungselemente der Gruppe beim Lastangriff direkt über dem Randbolzen, d. h. $2e_i/s_{i,ges.} = 1.0$, infolge einer steifen Ankerplatte und der Verschieblichkeit der Bolzen muß bei der Ermittlung der Betonbruchlast von auf exzentrischen Zug beanspruchten Verankerungen wirklichkeitsnah berücksichtigt werden. Das Maß dieser Mitwirkung wird als Aktivierungsgrad λ_N folgendermaßen definiert:

$$\lambda_N = N_{uG,min}/N_{uE} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.1)$$

mit $N_{uG,min}$ = Bruchlast der exzentrisch beanspruchten Gruppenver-

ankerung mit der äußeren Exzentrizität $2e_{a,i}/s_{i,ges.} = 1.0$. Sie stellt den minimalen Traglastwert der Gruppe bei exzentrischer Zugbelastung dar.

N_{uE} = Bruchlast des Randbolzens ohne Rand- und Achsabstandeinfluß

Ob oder wie stark die benachbarten Bolzen aktiviert werden können, hängt in erster Linie von der Steifigkeit der verwendeten Ankerplatten und vom Lastverschiebungsverhalten der einzelnen Bolzen ab. Sind die Ankerplatten biegeweich ausgebildet, ist nur eine sehr beschränkte oder gar keine Aktivierung möglich. Sind dagegen die Ankerplatten sehr steif, wie z. B. bei Kopfbolzenverankerungen üblich, können die benachbarten Bolzen zur Lastübertragung aktiviert werden. Der Aktivierungsgrad wird dann von der geometrischen Anordnung der Bolzen, deren Achsabstand und deren Verschiebungsverhalten bestimmt.

Nimmt man an, daß die Steifigkeit der Ankerplatte unendlich groß ist, d. h. EJ = ∞, kann der Aktivierungsgrad für bestimmte Verankerungskonfiguration vereinfacht mit Hilfe der Elastizitätstheorie bestimmt werden (vergl. Mallée & Riemann (1990)). Hier wird eine genauere Abschätzung mit Hilfe von Lastverschiebungskurven der einzelnen Bolzen gewählt. Da das Lastverschiebungsverhalten der einzelnen Bolzen vom Achsabstand beeinflußt wird, hängt der Aktivierungsgrad dementsprechend auch vom Achsabstand ab. Er erreicht seinen maximalen Wert λ_{Nmax}, wenn der Achsabstand gleich oder größer ist als der Durchmesser des Ausbruchkegels eines Bolzens ohne Rand- und Achsabstandeinfluß. Wird der Achsabstand gleich Null, d. h. geht also die Gruppenverankerung in eine Einzelverankerung über, sind keine weiteren Bolzen mehr zur Aktivierung vorhanden. In diesem Fall ist der Aktivierungsgrad am kleinsten, nämlich $\lambda_{Nmin} = 1.0$.

Nachfolgend wird versucht, mit Hilfe von normierten Lastverschiebungskurven von axialzugbeanspruchten Einzelbolzen ohne Rand- und Achsabstandeinfluß zunächst den maximalen Aktivierungsgrad λ_{Nmax} beliebiger Verankerungskonfigurationen zu ermitteln. Dann wird der Einfluß des Achsabstandes auf den Aktivierungsgrad λ_N untersucht und schließlich der Einfluß der Lastexzentrizität auf die Betonbruchlast der Gruppe erfaßt.

4.3.2 Verschieblichkeit der Verankerungselemente

Bild 4.2 zeigt typische Last-Verschiebungskurven von Einzelverankerungen mit vier unterschiedlichen Verankerungstiefen bei großem Rand- und Achsabstand. Die Aufstandsfläche des Bolzenkopfes war in allen Fällen so groß, daß bei Höchstlast

eine Unterkopfpressung entsprechend der 10- bis 12fachen Würfeldruckfestigkeit

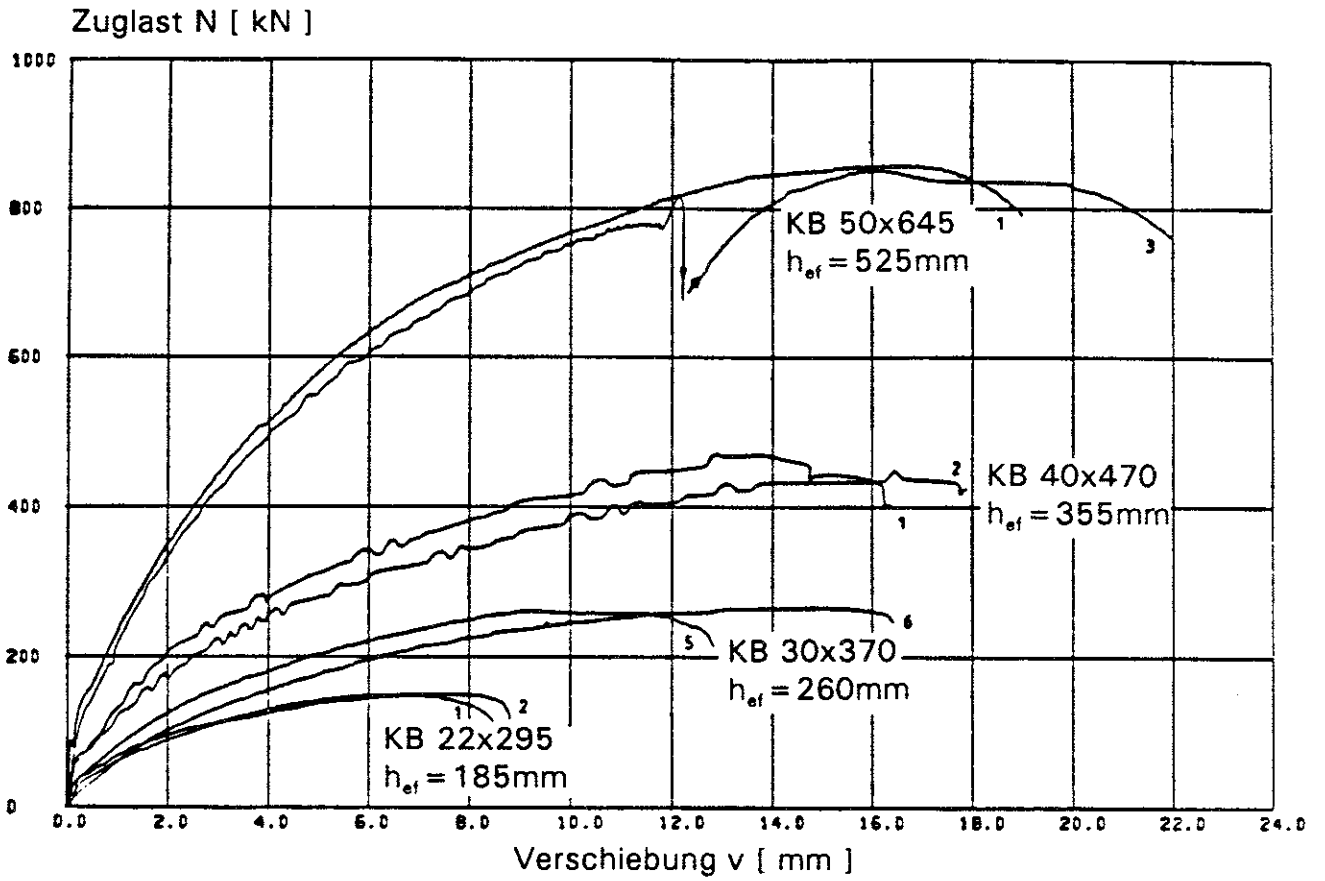


Bild 4.2: Typische Lastverschiebungskurven von zugbeanspruchten Einzelverankerungen mit Kopfbolzen, entnommen aus Dieterle et al. (1985)

des Betons nicht überschritten wurde. Die Lastverschiebungskurven verdeutlichen, daß mit ansteigender Verankerungstiefe die Höchstlasten und auch die zugehörigen Verschiebungen anwachsen. Der wesentliche Anteil der Verschiebung wird durch Zusammendrücken des hochbelasteten Betons unter dem Bolzenkopf hervorgerufen (Furche, 1990). Daher nehmen die Verschiebungen unter Höchstlast bei gleicher Unterkopfpressung mit zunehmender Aufstandsfläche und bei gleicher Last mit zunehmender Unterkopfpressung bzw. abnehmender Aufstandsfläche zu. Der Einfluß der Unterkopfpressung des Kopfbolzes bzw. Hinterschnittdübels auf das Lastverschiebungsverhalten sowie die Höchstlast wird in Furche (1990) eingehend untersucht und abgeklärt. Im folgenden wird davon ausgegangen, daß die Unterkopfpressung im Bereich von ca. $10 \sim 12 \cdot \beta_w$ liegt und daher deren Einfluß auf das Lastverschiebungsverhalten sowie die Höchstlast vernachlässigt werden kann. Nähere Angaben dazu sind aus Furche (1990) zu entnehmen.

Um das Verschiebungsverhalten analytisch zu untersuchen, wird eine Normierung der gemessenen Lastverschiebungskurven bis zur Höchstlast vorgenommen. Hierbei wird die Stahlverformung des Bolzenschafts zunächst von der Gesamtverschiebung abgezogen. Dann wird die aktuelle Last und die zugehörige Verschiebung am Kopf des Bolzens jeweils auf die Bruchlast und die zugehörige Bruchverschiebung bezogen. Die dadurch erhaltenen Einheitslastverschiebungskurven sind in den Bildern 4.3a bis 4.3d (Einzelwerte) und 4.4 (Mittelwerte) dargestellt. Da die hier ausgewerteten Versuche in der Größenordnung mit etwa gleicher Unterkopfbetonpressung durchgeführt wurden (vergl. Dieterle et al (1985)), ist der Kurvenverlauf der Einheitslastverschiebungskurven von der Verankerungstiefe unabhängig. Durch mathematische Approximation kann der Verlauf der Einheitslastverschiebungskurven mit Gl. (4.2) mit ausreichender Genauigkeit angenähert werden.

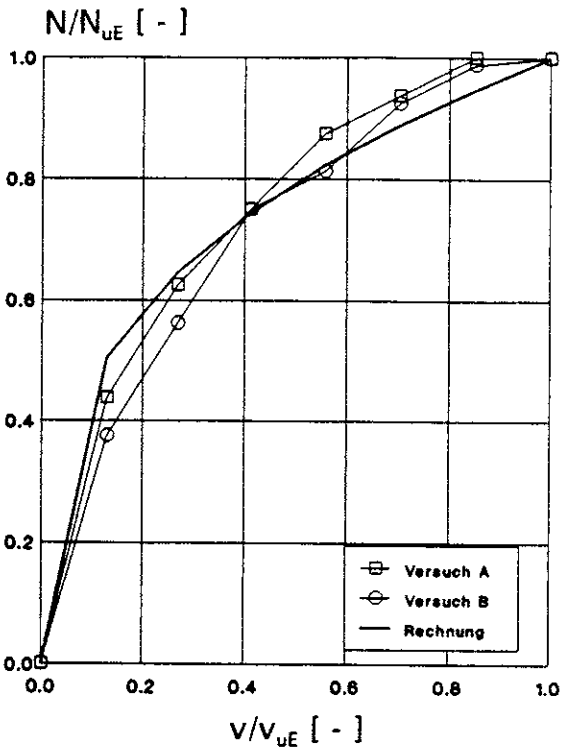
$$N/N_{uE} = (v/v_{uE})^{\delta} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.2)$$

mit N = aktuelle Last
N_{uE} = Höchstlast
v = aktuelle Verschiebung
v_{uE} = Verschiebung bei N_{uE}
δ = konstanter Exponent

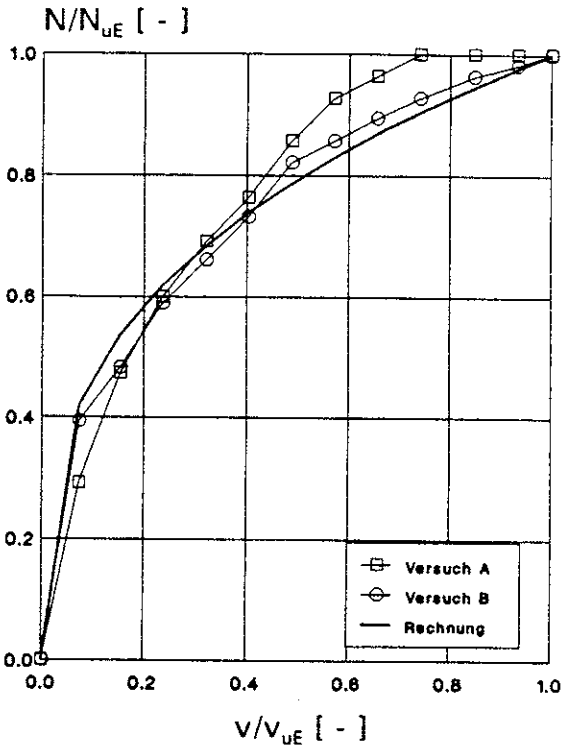
Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse von Dieterle et al (1985) wurde mit $\delta = 1/3$ eine bessere Übereinstimmung erzielt als mit $\delta = 1/2$ nach Furche (1990). Aus Bild 4.4 ist zu es erkennen, daß der Vorschlag von Furche (1990) die Steifigkeit der von Dieterle et al (1985) gemessenen Lastverschiebungskurven unterschätzt. Den nachfolgenden Untersuchungen wird daher der Wert $\delta = 1/3$ zugrunde gelegt.

4.3.3 Maximaler Aktivierungsgrad λ_{Nmax}

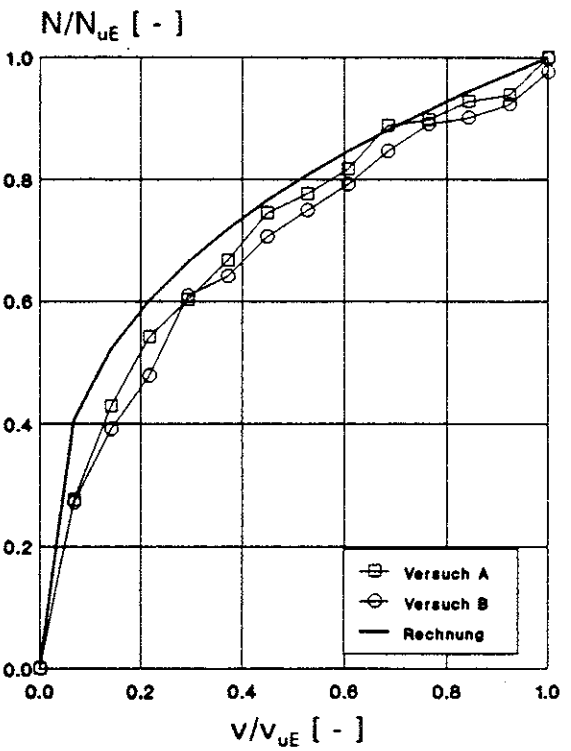
Bei $s_i/s_k = 1$ verhalten sich alle Verankerungselemente innerhalb einer Gruppe wie individuelle Einzelverankerungen ohne Störung der Bildung ihrer Ausbruchkörper und gehorchen unabhängig von der Lastexzentrizität der Einheitskurve. Bei einer äußeren Lastexzentrizität von $2e_{a,i}/s_{i,ges.} = 1.0$ wird der Aktivierungsgrad nur noch von der Anzahl der aktivierbaren Verankerungselemente beeinflußt. Nachfolgend werden Reihen- und Flächenverankerungen mit einer unterschiedlichen Anzahl von Verankerungselementen untersucht.



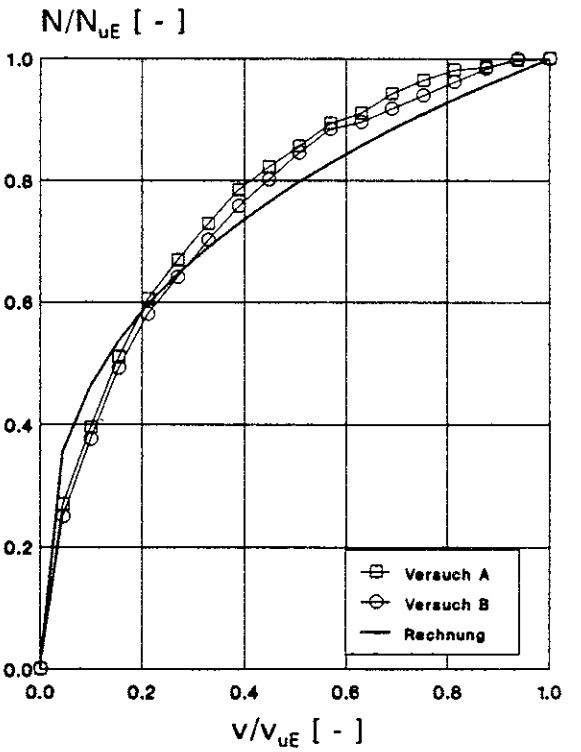
a) h_{ef} = 185 mm



b) h_{ef} = 260 mm



c) h_{ef} = 355 mm



d) h_{ef} = 525 mm

Bild 4.3: Einheitslastverschiebungskurven von Einzelverankerungen mit unterschiedlichen Verankerungstiefen

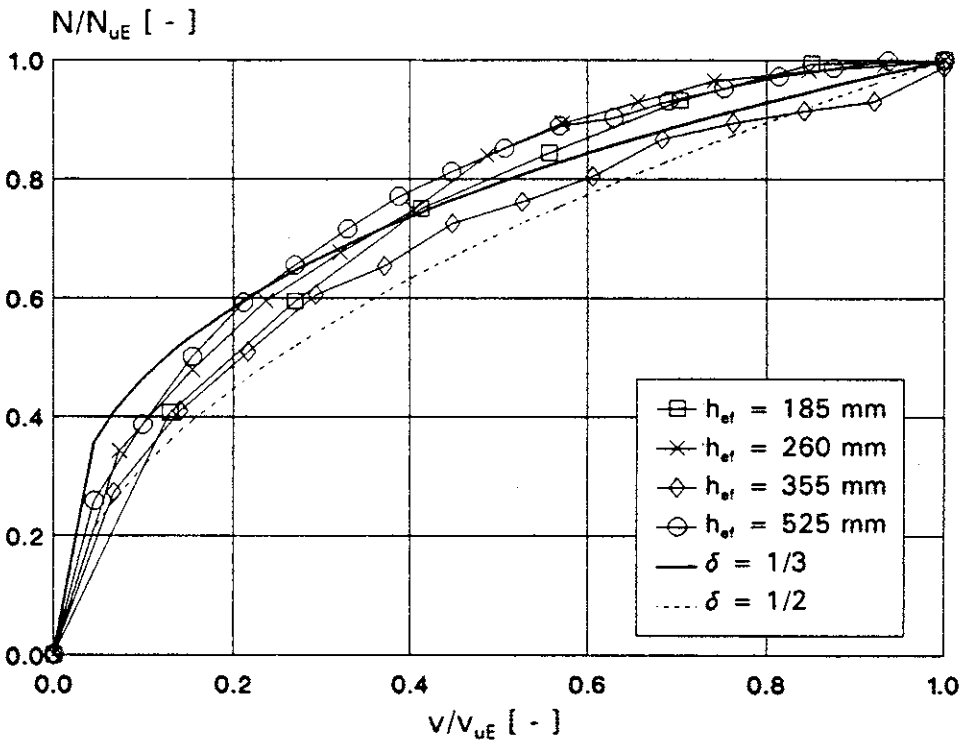


Bild 4.4: Einheitslastverschiebungskurven (Mittelwerte)

Reihenverankerung:

Greift die Zuglast direkt an einem Randbolzen einer Gruppenverankerung an, werden die benachbarten Bolzen durch die steife Ankerplatte zur Mitwirkung bei der Lastübertragung herangezogen. In Bild 4.5 wird dies am Beispiel einer Vierfachverankerung dargestellt. Aus den Gleichgewichtsbedingungen erhält man:

$$\Sigma V_i = 0: \quad N_{uG,min} - N_1 - N_2 - N_3 - N_4 + D = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4.3)$$

$$\Sigma M_i = 0: \quad D \cdot (\Sigma s_i + b) - \Sigma[N_i \cdot s_i \cdot (n-1)] = 0 \quad \ldots\ldots \quad (4.4)$$

Aus geometrischen Verträglichkeitsbedingungen ergibt sich:

$$v_1/v_1 = 1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.5)$$

$$v_2/v_1 = (2 + b/s_k)/(3 + b/s_k) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.6)$$

$$v_3/v_1 = (1 + b/s_k)/(3 + b/s_k) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.7)$$

$$v_4/v_1 = (b/s_k)/(3 + b/s_k) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.8)$$

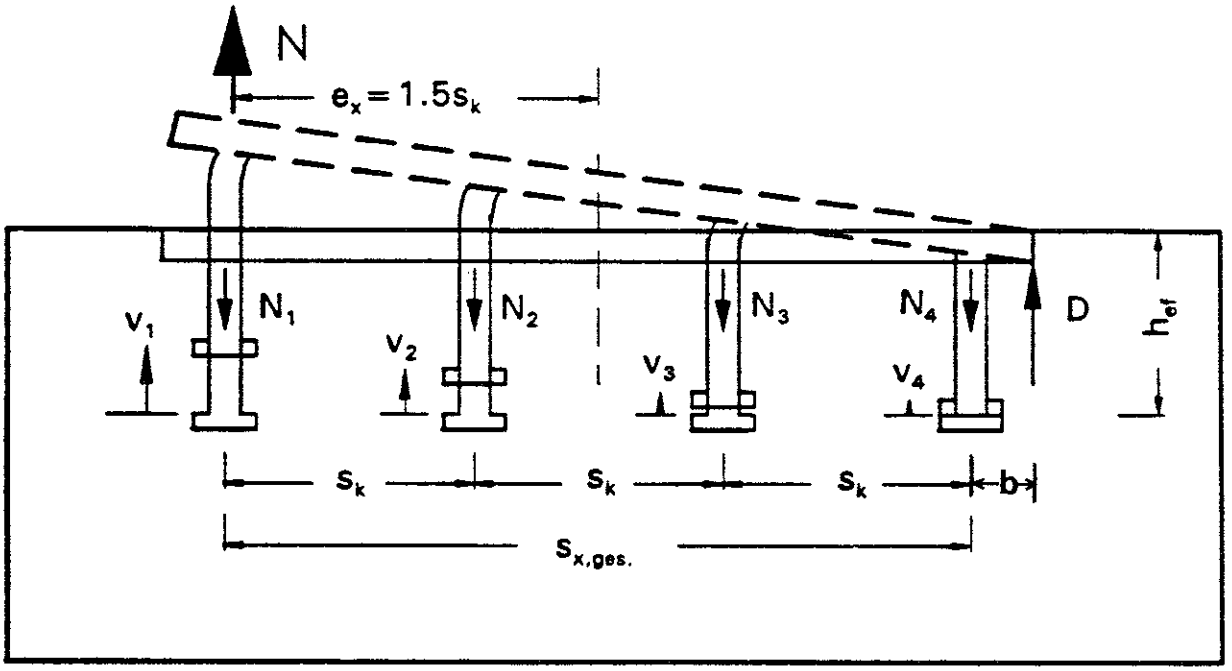


Bild 4.5: Schematische Darstellung des Verschiebungsbildes einer Vierfachverankerung unter exzentrischer Zugbelastung bei $2e_x/s_{x,ges.} = 1.0$

Nimmt man an, daß die Betonbruchlast der Gruppe erreicht wird, wenn die Tragfähigkeit des am höchstbeanspruchten Randbolzens (Nr. 1) gerade erschöpft und keine Lastumlagerung innerhalb der Gruppe möglich ist, folgt:

$$N_1 = N_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.9)$$

$$v_1 = v_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.10)$$

Bei $s_x/s_k \geq 1.0$ hat der Achsabstand keinen Einfluß auf die Einheitslastverschiebungskurve. Daher folgt aus Gl. (4.2) und Gl. (4.9) sowie (4.10):

$$N_2/N_{uE} = (v_2/v_{uE})^{\delta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.11)$$

$$N_3/N_{uE} = (v_3/v_{uE})^{\delta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.12)$$

$$N_4/N_{uE} = (v_4/v_{uE})^{\delta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.13)$$

Nach der Definition gemäß Gl. (4.2) erreicht der Aktivierungsgrad der in Bild 4.5 dargestellten Vierfachverankerung seinen maximalen Wert $\lambda_{Nmax,4}$ bei $s_x/s_k = 1.0$ Werden Gl. (4.11) bis Gl. (4.13) in Gl. (4.5) bis (4.8) eingesetzt und nach N_i

gelöst, folgt aus Gl. (4.3):

$$\lambda_{Nmax,4} = N_{uG,min}/N_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.14)$$

$$\lambda_{Nmax,4} = 1 + [(2+b/s_k)/(3+b/s_k)]^{\delta+1} + [(1+b/s_k)/(3+b/s_k)]^{\delta+1} + [b/s_k/(3+b/s_k)]^{\delta+1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.15)$$

Es gilt im allgemeinen für Reihenverankerungen:

$$\lambda_{Nmax,nx} = 1 + [(n_x\text{-}2+b/s_k)/(n_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + [(n_x\text{-}3+b/s_k)/(n_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + \cdots + [(1+b/s_k)/(n_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + [b/s_k/(n_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.16)$$

mit n_x = Anzahl der Verankerungselemente in Richtung x
b = Überstand der Ankerplatte über dem Randbolzen

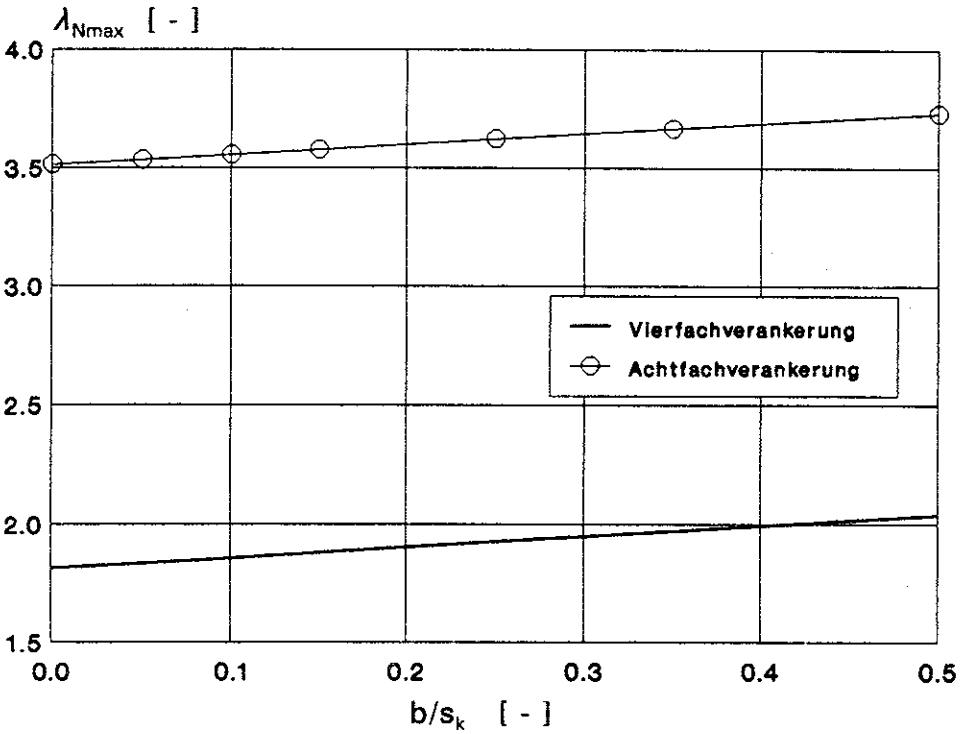


Bild 4.6: Einfluß des Überstandes b/s_k auf λ_{Nmax}, $\delta = 1/3$

Nach Gl. (4.16) hängt der maximale Aktivierungsgrad λ_{Nmax} für bestimmte Anzahl der Verankerungselemente vom bezogenen Überstand b/s_k und δ ab. In Bild 4.6 ist

der Einfluß des Überstandes b/s_k auf λ_{Nmax} für $\delta = 1/3$ dargestellt. Es ist ersichtlich, daß der maximale Aktivierungsgrad λ_{Nmax} mit zunehmendem b/s_k etwa linear ansteigt. Aber die Zunahme ist verhältnismäßig langsam. Bild 4.7 vermittelt die Abhängigkeit des maximalen Aktivierungsgrades λ_{Nmax} von δ bei $b/s_k = 0.1$. Es ist zu erkennen, daß der maximale Aktivierungsgrad λ_{Nmax} bei sonst gleichen Verhältnissen mit ansteigendem δ abnimmt. Der Wert $\delta = 1$ entspricht der Elastizitätstheorie (E-Theorie).

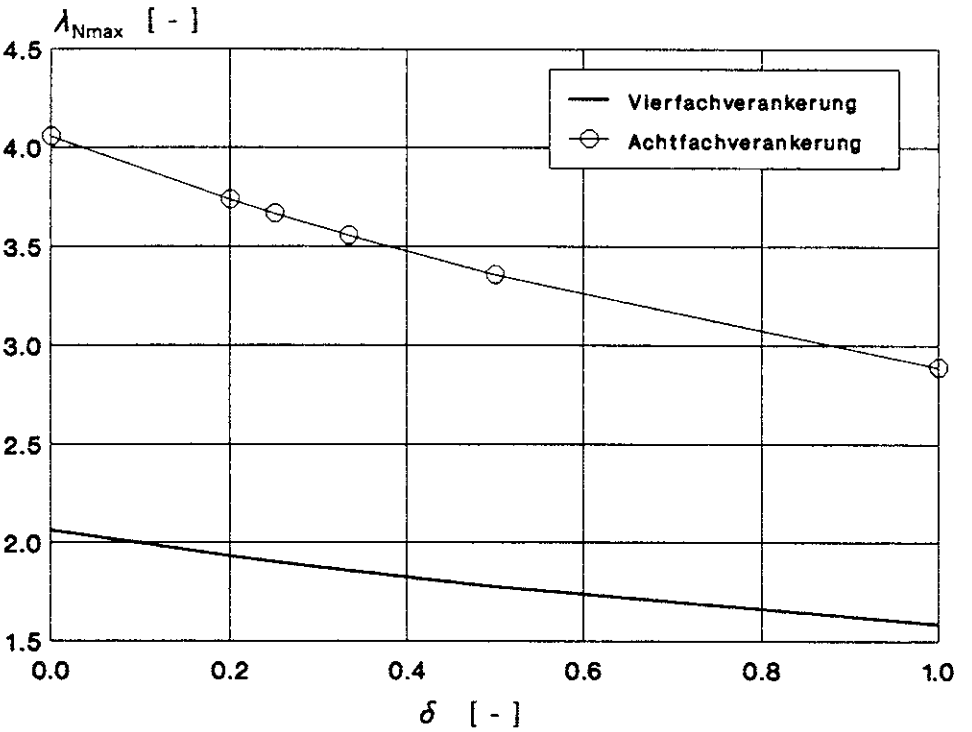


Bild 4.7: Einfluß des Exponentes δ auf λ_{Nmax}, $b/s_k = 0.1$, $s = s_k$

In Bild 4.8 ist der maximale Aktivierungsgrad λ_{Nmax} für $b/s_k = 0.10$ und $\delta = 1/3$ sowie $\delta = 1.0$ (E-Theorie) in Abhängigkeit von der Anzahl der Verankerungselemente für Reihenverankerungen aufgetragen. Es zeigt sich, daß λ_{Nmax} mit zunehmender Anzahl der aktivierbaren Bolzen etwa linear ansteigt. Aus Bild 4.8 ist weiterhin zu erkennen, daß die E-Theorie auf der sicheren Seite liegende Ergebisse liefert.

Flächenverankerung:

Aufgrund der Geometrie kann auf der sicheren Seite liegend der Aktivierungsgrad $\lambda_{Nmax,mn}$ bei Flächenverankerungen mit Exzentrizitäten in zwei Achsrichtungen ($2e_{a,x}/s_{x,ges.} = 2e_{a,y}/s_{y,ges.} = 1$) aus der Multiplikation der beiden getrennt ermittelten $\lambda_{Nmax,mx}$ und $\lambda_{Nmax,ny}$ berechnet werden.

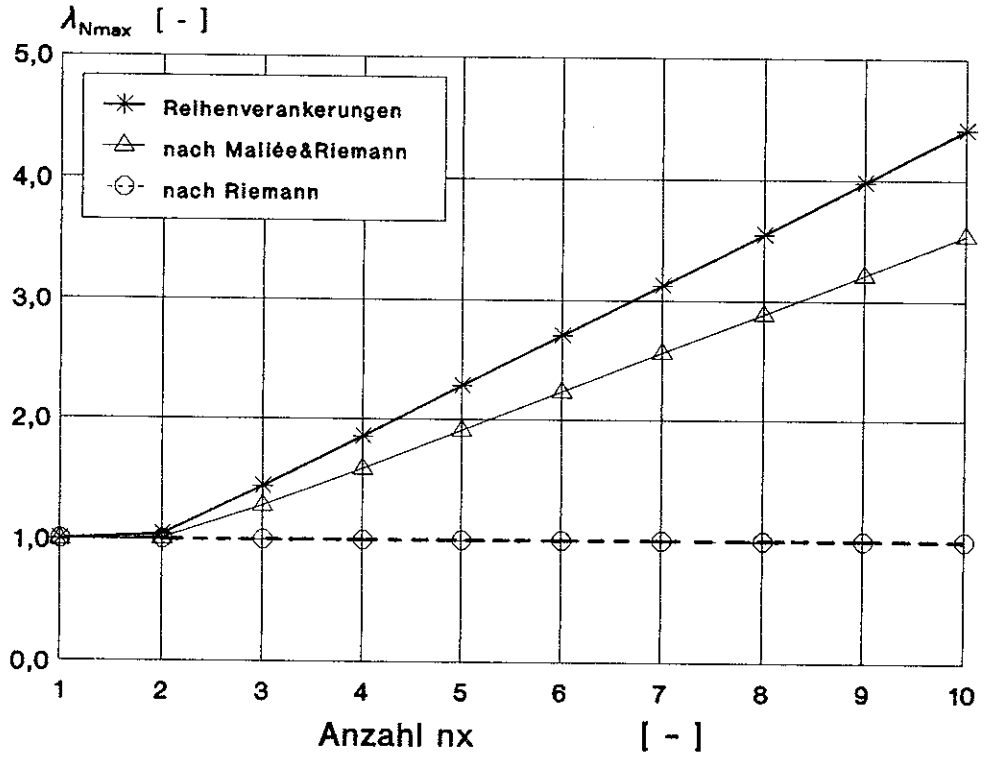


Bild 4.8: Einfluß der Anzahl der Verankerungselemente auf den maximalen Aktivierungsgrad λ_{Nmax}, $b/s_k = 0,1$, $\delta = 1/3$

Es gilt:

$$\lambda_{Nmax,mn} = \lambda_{Nmax,mx} \cdot \lambda_{Nmax,ny} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.17)$$

mit

$$\lambda_{Nmax,mx} = 1 + [(m_x\text{-}2+b/s_k)/(m_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + [(m_x\text{-}3+b/s_k)/(m_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + \cdots + [(1+b/s_k)/(m_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + [b/s_k/(m_x\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.18a)$$

$$\lambda_{Nmax,ny} = 1 + [(n_y\text{-}2+b/s_k)/(n_y\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + [(n_y\text{-}3+b/s_k)/(n_y\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + \cdots + [(1+b/s_k)/(n_y\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} + [b/s_k/(n_y\text{-}1+b/s_k)]^{\delta+1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.18b)$$

4.3.4 Einfluß des Achsabstandes auf den Aktivierungsgrad λ_N

Mit abnehmendem Achsabstand steigt die Mitwirkung der benachbarten Bolzen an. Allerdings wird die Abweichung des Lastverschiebungsverhaltens der einzelnen zu aktivierenden Bolzen von der Einheitslastverschiebungskurve eines Einzelbolzens

ohne Rand- und Achsabstandeinfluß gleichzeitig größer. Das Verschiebungsverhalten des direkt gezogenen Bolzens wird neben der Reduzierung der Betonpressung am Unterkopf infolge der Traglastabminderung auch zunehmend von den benachbarten Bolzen beeinflußt. Daher kann die Einheitslastverschiebungskurve nur mit Vorbehalt zur Ermittlung des aktuellen Aktivierungsgrades herangezogen werden. Um den Einfluß des Achsabstandes auf den Aktivierungsgrad überschaubar darstellen zu können, wird nachfolgend auf die Verwendung dieser Einheitslastverschiebungskurve verzichtet. Stattdessen wird vereinfachend angenommen, daß zwischen Achsabstand und Aktivierungsgrad λ_N ein linearer Zusammenhang besteht. Um die Grenzwertbedingungen bei $s_i/s_k = 0$ und $s_i/s_k = 1.0$ zu erfüllen, wird der lineare Ansatz dann mit einer Sinusfunktion wie folgt ergänzt:

Reihenverankerungen:

$$\lambda_{Nx} = 1 + (\lambda_{Nmax,mx} - 1) \cdot s_x/s_k + C_\lambda \cdot \sin[\pi(1 + 2s_x/s_k)] \quad . \quad (4.19a)$$

und für $C_\lambda = 0$ gilt der vereinfachte lineare Ansatz:

$$\lambda_{Nx} = 1 + (\lambda_{Nmax,mx} - 1) \cdot s_x/s_k \quad ..... \quad (4.19b)$$

Flächenverankerungen:

$$\lambda_{Nxy} = \lambda_{Nx} \cdot \lambda_{Ny} \quad ..... \quad (4.20)$$

Fü $s_x = s_y = s$ und $m = n$ gilt folgende Gleichung:

$$\lambda_{Nxy} = \{[1 + (\max\lambda_N - 1) \cdot s/s_k + C_\lambda \cdot \sin[\pi(1 + 2s/s_k)]\}^2 \quad (4.21a)$$

und die vereinfachte Näherungslösung:

$$\lambda_{Nxy} = [1 + (\max\lambda_N - 1) \cdot s/s_k]^2 \quad (4.21b)$$

Der Amplitudenwert C_λ hängt von der Anzahl der Verankerungselemente innerhalb der Gruppe ab. Er läßt sich theoretisch aus Gl. (4.19) durch die erste Ableitung der λ_{Nx} bestimmen. Unter Berücksichtigung der beiden Randwerte bei $s_i/s_k = 0$ und 1.0 ergibt sich:

$$C_\lambda = (\lambda_{max} - 1)/(2\pi) \quad ..... \quad (4.22)$$

In Bild 4.9 ist der Aktivierungsgrad λ_N nach Gl.(4.19a) mit $C_\lambda = 0.1$ und Gl.(4.19b)

mit $C_A = 0$ sowie nach E-Theorie in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s_i/s_k am Beispiel einer Reihenverankerung mit 4 Kopfbolzen aufgetragen. Es zeigt sich, daß die Berechnung des Wertes λ_N nach E-Theorie liegt auf der sicheren Seite.

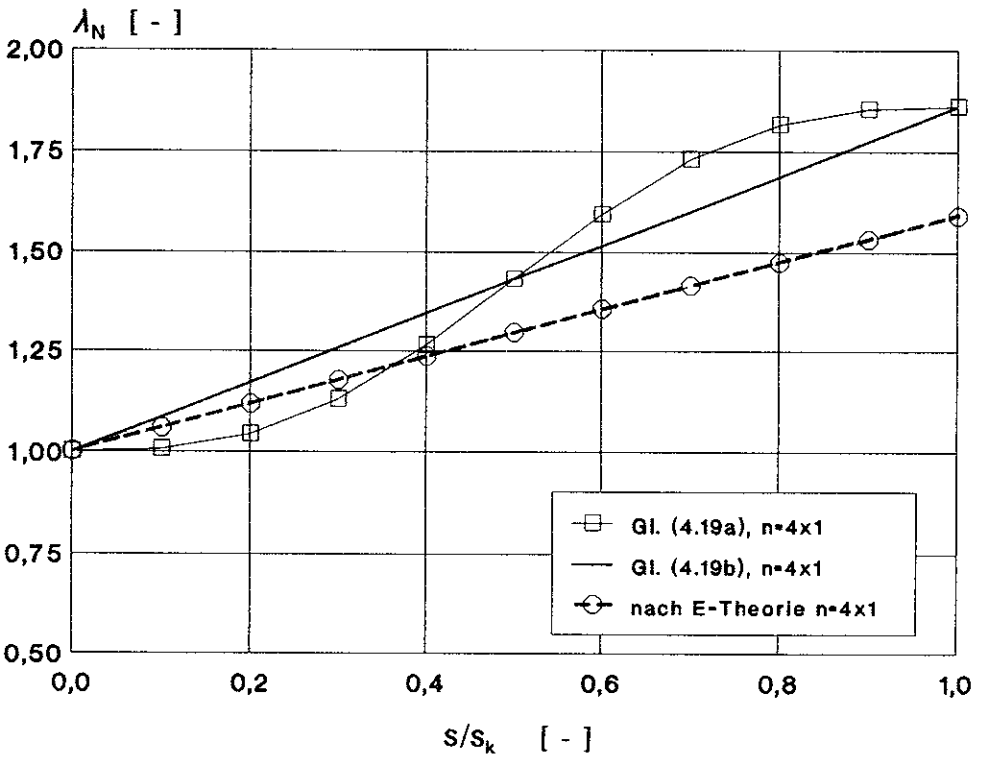


Bild 4.9: Einfluß des Achsabstandes auf λ_N

4.3.5 Einfluß der äußeren Lastexzentrizität auf die Betonbruchlast

Der Abminderungsfaktor λ_e der Betonbruchlast einer exzentrisch beanspruchten Verankerung infolge eines exzentrischen Lastangriffs gegenüber der Traglast derselben Gruppe bei zentrischem Zug kann mit Hilfe der in den vorgegangenen Abschnitten abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten ermittelt werden. Bei ungleichmäßiger Beanspruchung der einzelnen Bolzen überlagern sich die Zugspannungen im Beton. Je nach der relativen Exzentrizität der Last ist das Ausmaß dieser Überlagerung unterschiedlich groß. Bei $2e_{a,i}/s_{i,ges.} = 0.0$ werden alle Verankerungselemente der Gruppe gleich hoch belastet. Damit ergibt sich die maximale Traglast der Gruppe, während bei $2e_{a,i}/s_{i,ges.} = 1.0$ die minimale Traglast der Gruppe erreicht wird. Aufgrund der Tatsache, daß bei kleinem $2e_{a,i}/s_{i,ges.}$ die Traglastabnahme langsamer und bei großem $2e_{a,i}/s_{i,ges.}$ schneller als linear verläuft, werden folgende Rechenbeziehungen zur Bestimmung der Traglastreduzierung infolge der Lastexzentrizität

angesetzt:

$$\lambda_{exy} = \lambda_{ex} \cdot \lambda_{ey} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4.23a)$$

mit λ_{ex} = Abminderungsfaktor der Betonbruchlast der Gruppe infolge e_x

$$= 1-(1-\lambda_{Nx}) \cdot 2e_{a,x}/s_{x,ges.} + C_\lambda \cdot \sin(2\pi \cdot 2e_{a,x}/s_x) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4.23b)$$

λ_{ey} = Abminderungsfaktor der Betonbruchlast der Gruppe infolge e_y

$$= 1-(1-\lambda_{Ny}) \cdot 2e_{a,y}/s_{y,ges.} + C_\lambda \cdot \sin(2\pi \cdot 2e_{a,y}/s_y) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4.23c)$$

C_λ = Amplitude der gewählten Sinusfunktion

λ_{Nx} und λ_{Ny} sind nach Gl. (4.19a) oder Gl. (4.19b) zu ermitteln.

Für $e_{a,x} = e_{a,y} = e_a$ und $s_{x,ges.} = s_{y,ges.} = s_{ges.}$ gilt:

$$\lambda_{exy} = \lambda_e^2$$

$$\lambda_{exy} = [1-(1-\lambda_e) \cdot 2e_a/s_{ges.} + C_\lambda \cdot \sin(2\pi \cdot 2e_a/s_{ges.})]^2 \quad (4.24)$$

4.3.6 Traglastbestimmung

Die Betonbruchlast einer auf exzentrischen Zug beanspruchten Verankerung mit beliebigen Lastexzentrizitäten ergibt sich aus der Multiplikation des Abminderungsfaktors λ_{exy} mit der Betonbruchlast derselben Verankerung unter zentrischer Zugbelastung, d. h.:

$$N_{uG,e} = \lambda_{exy} \cdot N_{uG} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.25)$$

$$N_{uG,e} = \lambda_{exy} \cdot (A_{pG,N}/A_{pE,N}) \cdot N_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4.26)$$

mit λ_{exy} = $\lambda_{ex} \cdot \lambda_{ey}$

λ_{ex} = nach Gl. (4.23b)

λ_{ey} = nach Gl. (4.23c)

N_{uG} = Betonbruchlast der Gruppe unter zentrischer Zugbelastung, nach Gl. (3.40)

$A_{pG,N}$ = projizierte Fläche der Ausbruchpyramide der vorhandenen Verankerung, nach Gln. (3.34a) bzw. (3.34b)

$A_{pE,N}$ = projizierte Fläche der Ausbruchpyramide der Einzelverankerung, nach Gl. (3.21b)

N_{uE} = Betonbruchlast einer Einzelverankerung ohne Rand- und Achsabstandeinfluß

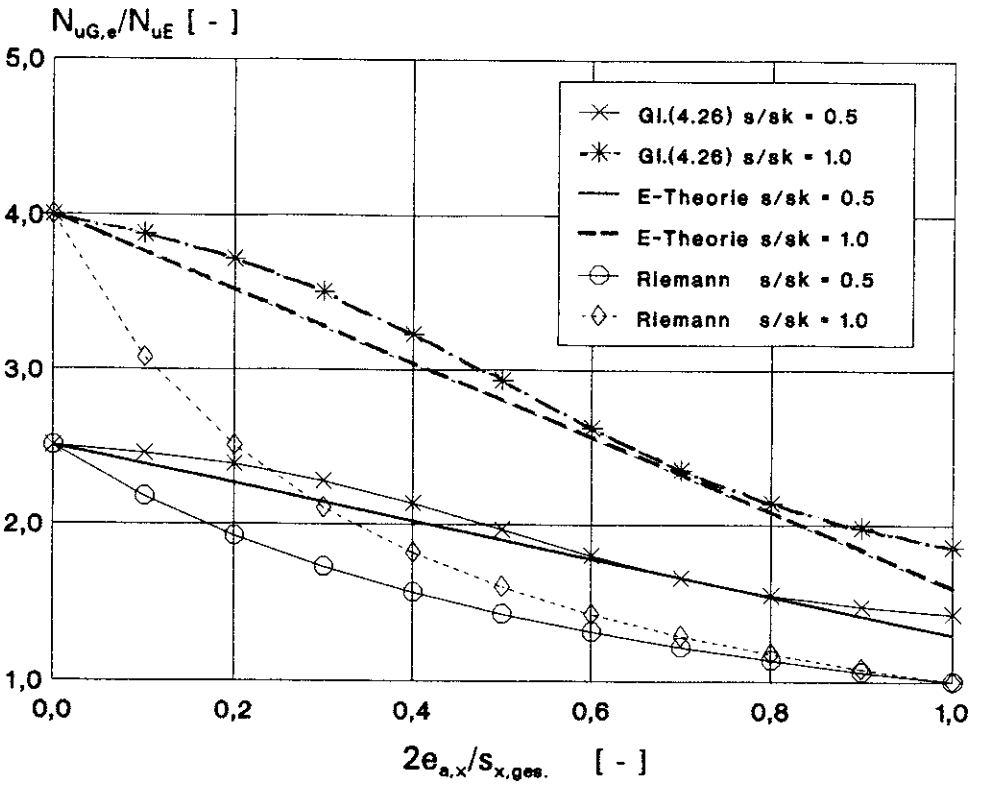


Bild 4.10: Einfluß der äußeren Exzentrizität der Zuglast auf die Betonbruchlast einer Reihenverankerung mit 4 Bolzen

In Bild 4.10 ist die auf die Betonbruchlast von auf zentrischen Zug beanspruchten Einzelverankerungen N_{uE} bezogene Betonbruchlast nach Gl. (4.26) in Abhängigkeit von der bezogenen äußeren Lastexzentrizität $2e_{a,x}/s_{x,ges.}$ aufgetragen. Mit eingetragen ist der rechnerische Kurvenverlauf nach E-Theorie (Mallée & Riemann (1990)) und der hyperbolische Ansatz nach Riemann (1985), bei dem die Aktivierung der Bolzen infolge von Verschiebungen vernachlässigt wird. Es ist ersichtlich, daß die Traglastabminderung nach dem hyperbolischen Ansatz erheblich stärker ist als nach Gl. (4.26). Der Abminderungsfaktor nach E-Theorie liegt zwischen den beiden Werten nach Gl. (4.26) und nach Riemann (1985).

5 Verankerungen unter Querlast

5.1 Allgemeines

In der Befestigungspraxis werden Verankerungen auch häufig zur Übertragung von Querlasten eingesetzt. Bei querzugbeanspruchten randfernen Befestigungen sind im Prinzip drei Versagensarten möglich, Bild 5.1:

a) muschelförmiger Betonausbruchkrater vor dem Bolzenschaft,
b) Abscheren des Bolzenschafts durch Stahlbruch und
c) einseitiger Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite.

Hier wird nur c) behandelt, a) und b) siehe Abschnitt 2.

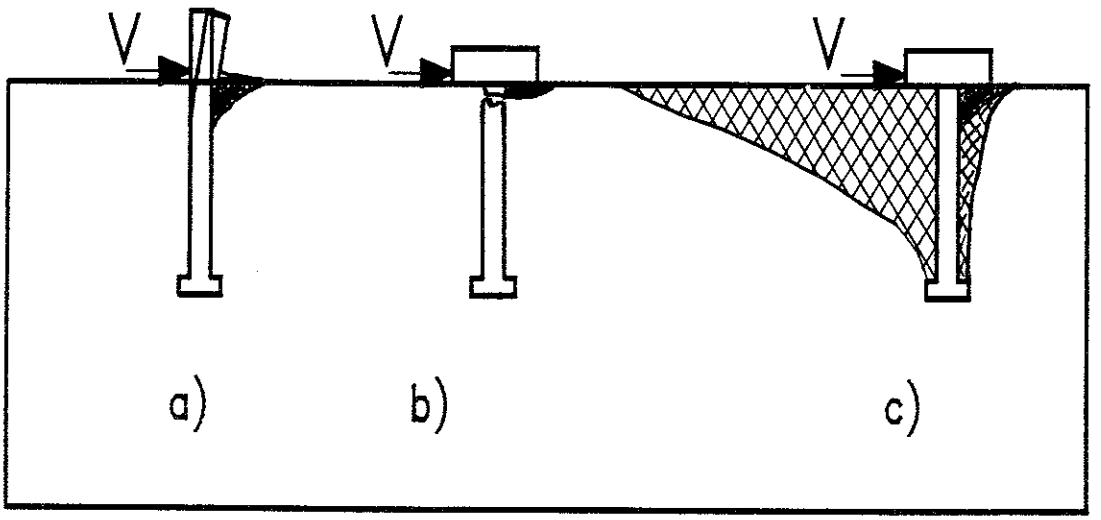


Bild 5.1: Mögliche Versagensarten von querzugbeanspruchten Verankerungen ohne Randeinfluß

Wird eine randferne Verankerung durch eine Querlast beansprucht, leitet der Bolzenschaft diese Querlast in den umgebenden Beton ab. Da der Bolzenschaft in der Regel eine beschränkte Tragfähigkeit in Querrichtung besitzt und der Beton vor dem Bolzenschaft mit zunehmender Laststeigerung infolge der hohen Pressungen geschädigt wird, findet eine Umlagerung der Querkraft in den unteren Bolzenschaft

Bolzen wird der Abstand zwischen der Lastwirkungs- und der Lasteinleitungsebene vergrößert. Der Bolzen wird dann zunehmend auf Biegung beansprucht. Dadurch entsteht eine Zugkraft im Bolzenschaft. Bild 5.2 verdeutlicht dies schematisch.

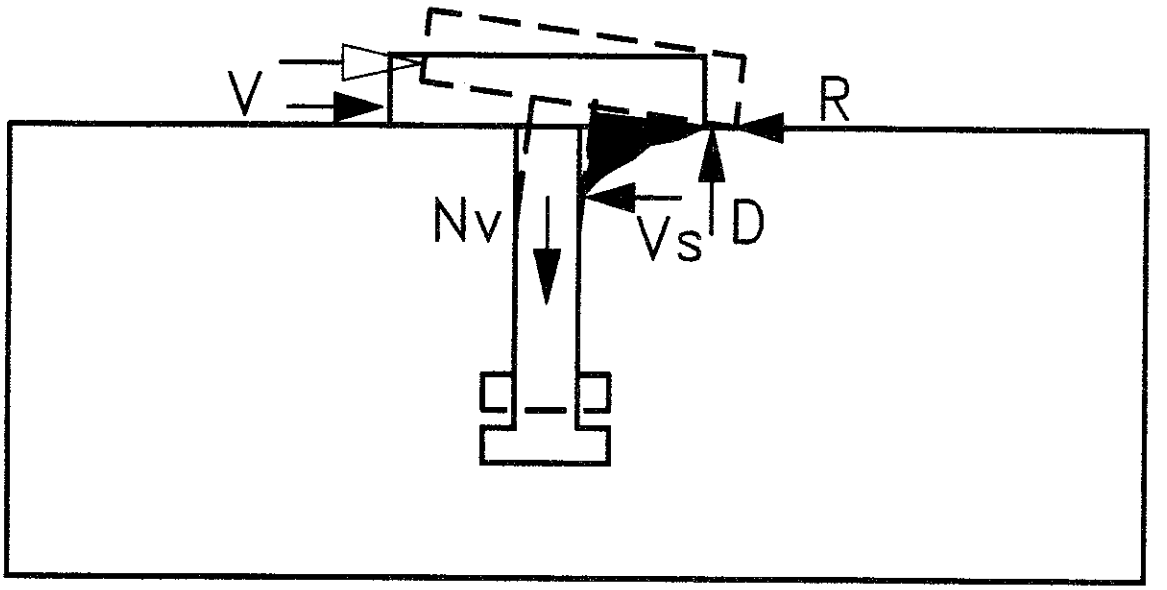


Bild 5.2: Schematische Darstellung des Tragmechanismus

Überschreitet die Zugkraft die Betontragfähigkeit der zur Verfügung stehenden oder der aktivierbaren Betonfläche, bricht die Verankerung aus dem Beton heraus. Ist die Betontragfähigkeit ausreichend hoch, kommt es zu einem Stahlbruch durch Abscheren des Bolzenschafts (auf Querlast). Unabhängig von diesen beiden Versagensarten wird der Beton vor dem Bolzen infolge seiner dreiaxialen Beanspruchung durch Überschreiten der Druckfestigkeit zermürbt. Ab einer bestimmten Belastung tritt dadurch ein sog. muschelförmiges Abplatzen des Betons ein. Wird das Anbauteil mit den Befestigungselementen jedoch starr verbunden - wie es bei Kopfbolzenverankerungen mit angeschweißten Ankerplatten der Regelfall ist - wird dieses Abplatzen behindert. Deshalb wird dieser muschelförmige Betonbruchkrater vor dem Bolzenschaft nicht weiter verfolgt. Nähere Angaben dazu sind z. B. der Dissertation von Fuchs (1990) zu entnehmen.

Nachfolgend wird versucht, die Traglast eines querzugbelasteten Verankerungselementes durch Analogie zu einem entsprechenden zugbeanspruchten Verankerungselement bei der Versagensart "Betonausbruch" analytisch zu bestimmen. Hierbei wird ein ähnlicher Trag- und Bruchmechanismus und eine vergleichbare Ausbildung des Ausbruchkörpers wie bei zugebeanspruchten Verankerungen

vorausgesetzt. Die Berechtigung dieser Annahmen wird durch die durchgeführten, in Kapitel 7 beschriebenen Versuche überprüft und bestätigt.

5.2 Analytische Bestimmung der Betonbruchlast von auf Querlast beanspruchten randfernen Verankerungen

5.2.1 Analogie zu zugbeanspruchten Verankerungen bei Betonbruch

Die Versuche, über die in Kapitel 7 berichtet wird, zeigten, daß die Ausbruchkörper querzugbeanspruchter Verankerungen eine Halbkegelform aufweisen, Bild 5.3. Die Neigung der Mantellinie des Ausbruchkörpers ist flacher als diejenige bei Zugbelastung. Der Trag- und Bruchmechanismus ist trotzdem mit demjenigen unter zentrischer Zugbelastung vergleichbar, da der Bruch durch Überschreiten der maximal ausnutzbaren Betonzugfestigkeit erfolgt.

Nach Abschnitt 3 nimmt die Neigung des Ausbruchkörpers gegen die Horizontale bei sonst gleichen Verhältnissen mit zunehmender Verankerungstiefe ab. Jedoch ist die effektive Betonbruchspannung auf dem Ausbruchkegelmantel in der vertikalen Richtung von der Verankerungstiefe unabhängig. Sie beträgt ca. 30% der Betonzugfestigkeit.

5.2.2 Traglastbestimmung nach dem Ausbruchpyramidenmodell

Da während der Querbelastung der Beton vor dem Bolzenschaft auf Druck beansprucht wird, ist die Herauslösung des Ausbruchkörpers nur hinter dem Bolzenschaft möglich.

Analog zu einer zugbeanspruchten Einzelverankerung wird der Ausbruchkörper einer querzugbelasteten Einzelverankerung zu einer Halbpyramidenform vereinfacht (Bild 5.4). Die Ausdehnung des Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche ist wie bei Zugbelastung von der Verankerungstiefe abhängig:

$$s_{k,V} = h_{ef}/\tan\alpha_V \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (5.1)$$

mit $\tan\alpha_V = k_V \cdot h_{ef}^{0.25}$ $\ldots\ldots\ldots\ldots$ (5.2)

(vergl. $\tan\alpha_N = k_N \cdot h_{ef}^{0.25} = 0.2 \cdot h_{ef}^{0.25}$)

α_V = Neigung der vereinfachten Ausbruchpyramide

k_V = empirisch zu bestimmender Faktor. Nach den Versuchen in Kapitel 7 beträgt $k_V \sim 0.125$.

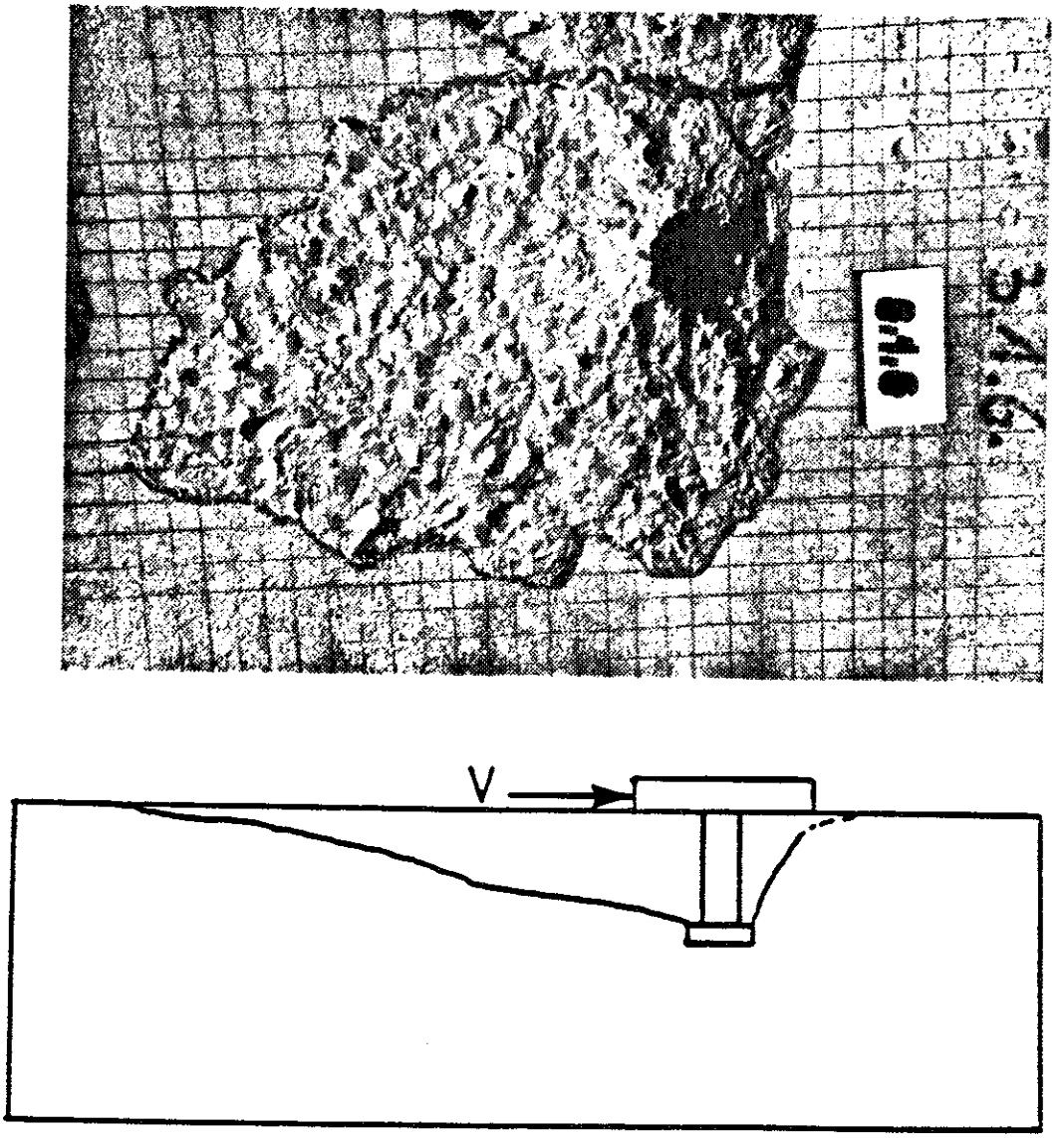


Bild 5.3: Typische Form der Ausbruchkörper querzugbeanspruchter Verankerungen ohne Randeinfluß

Die Projektionsfläche der vereinfachten Ausbruchpyramide auf der lastabgewandten Seite läßt sich mit folgender Gleichung errechnen:

$$A_{pE,V} = (h_{ef}/\tan\alpha_V)^2 = h_{ef}^{1.5}/k_V^2 = 64 h_{ef}^{1.5} \quad . \quad (5.3)$$

mit k_V = 0.125

h_{ef} = Verankerungstiefe, [mm]

Die maximal tragbare Zugkraft im Bolzen einer querzugbeanspruchten Einzelverankerung bei der Versagensart "einseitiger Betonbruch" ergibt sich somit aus der

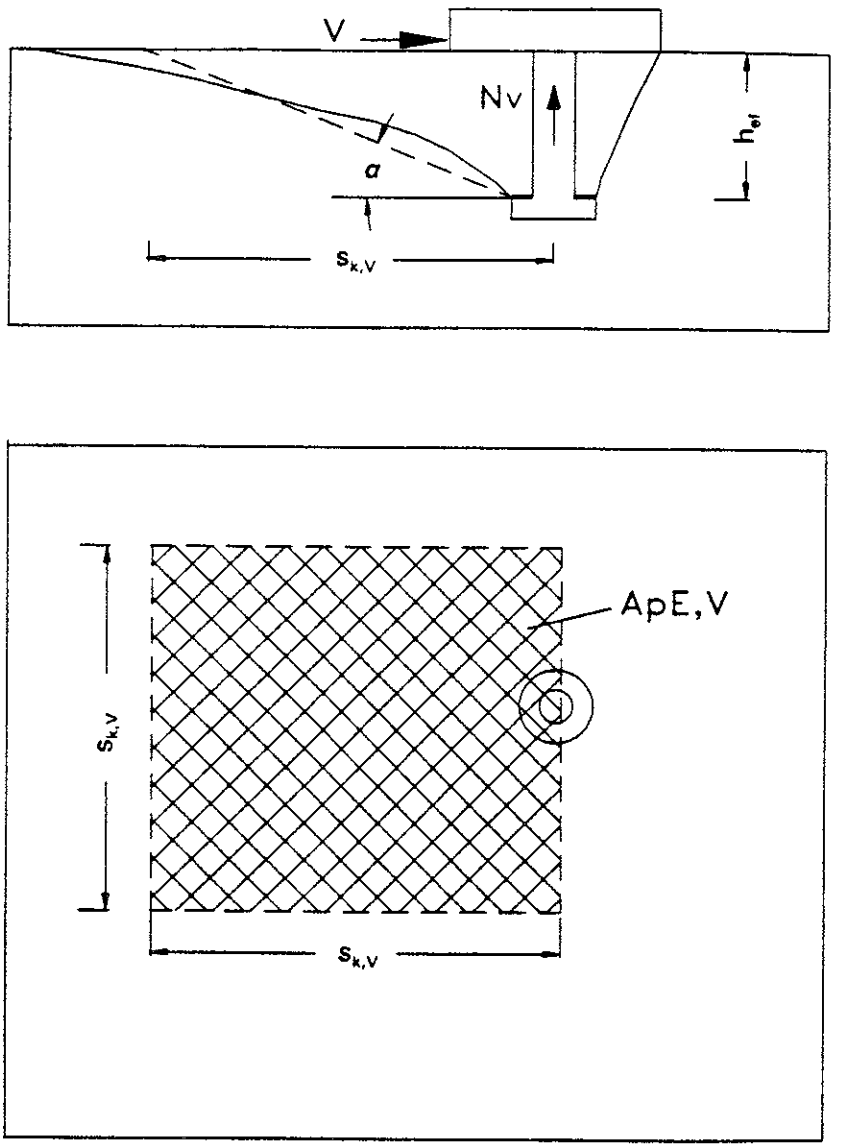


Bild 5.4: Vereinfachung des Ausbruchskörpers

Multiplikation der Projektionsfläche mit der in der vertikalen Richtung wirkenden effektiven Betonbruchspannung σ_{BE} zu:

$$N_V = A_{pE,V} \cdot \sigma_{BE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5.4)$$

Wird σ_{BE} nach Abschnitt 3.1.5 und $A_{pE,V}$ in die obige Gleichung eingesetzt, folgt:

$$N_V = 64 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot 0.15 \cdot \sqrt{ß_w}$$
$$N_V = 9.6 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \sqrt{ß_w} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5.5)$$

Die numerischen Untersuchungen von Fuchs (1990) mit dem nichtlinearen zweidi-

mensionalen FE-Programm "SBETA" zeigten, daß die infolge der Querverschiebung hervorgerufene Zugkraft im Bolzenschaft unabhängig vom Verhältniswert der Verankerungstiefe zum Bolzenschaftdurchmesser h_{ef}/d_s ein Bruchteil der aufgebrachten Querlast ist. Nach seinen Berechnungen, in denen die Last direkt auf den Bolzenschaft aufgebracht wurde, beträgt der Verhältniswert $N_V/V_{uE} \sim 0.35$ bis 0.40. Die Auswertung der Versuchsergebnisse mit Kopfbolzenverankerungen zeigen (vergl. Tab. 8.5), daß dieser Verhältniswert bei Kopfbolzenverankerungen mit angeschweißten Ankerplatten aus Stahl etwas kleiner ist. Er beträgt ca. 0.30 bis 0.35. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Quersteifigkeit der Bolzen durch eine angeschweißte Ankerplatte erhöht und somit der Bolzenschaft weniger verformt wird als bei Belastung des Bolzens ohne Ankerplatte. Diese Übereinstimmung zwischen den Versuchen und FE-Rechnungen erlaubt, die Quertragfähigkeit querzugbeanspruchter Kopfbolzenverankerungen mit Hilfe des oben erläuterten Verhältniswertes wie folgt zu bestimmen.

Einzelverankerungen:

$$N_V/V_{uE} = \eta_{NV} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5.6a)$$

Setzt man den Verhältniswert $\eta_{NV} \approx 0.3 \sim 0.35$ und N_V nach Gl. (5.5) in Gl. (5.6a) ein und schreibt Gl. (5.6a) um, erhält man:

$$\begin{aligned} V_{uE} &= 9.6 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \sqrt{ß_w}/\eta_{NV} \\ V_{uE} &= (27.5 \sim 32) \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \end{aligned} \quad \ldots\ldots \quad (5.6b)$$

Im Mittel ergibt sich die Betonbruchlast V_{uE} zu:

$$V_{uE} \approx 30 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5.7a)$$

Vergleicht man Gl. (5.7a) mit Gl. (3.18), erhält man den Verhältniswert der Betonbruchlasten einer Einzelverankerung bei Querlast und unter zentrischem Zug:

$$V_{uE}/N_{uE} = 2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5.7b)$$

Gruppenverankerungen:

Die Höchstlast einer auf Querzug beanspruchten Gruppenverankerung kann ähnlich wie bei Zugbeanspruchung ermittelt werden. Die Projektionsfläche der vereinfachten Halbausbruchpyramide wie z. B. einer Vierfachverankerung in quadratischer Anordnung (Bild 5.5) wird über Gl. (5.8) bestimmt:

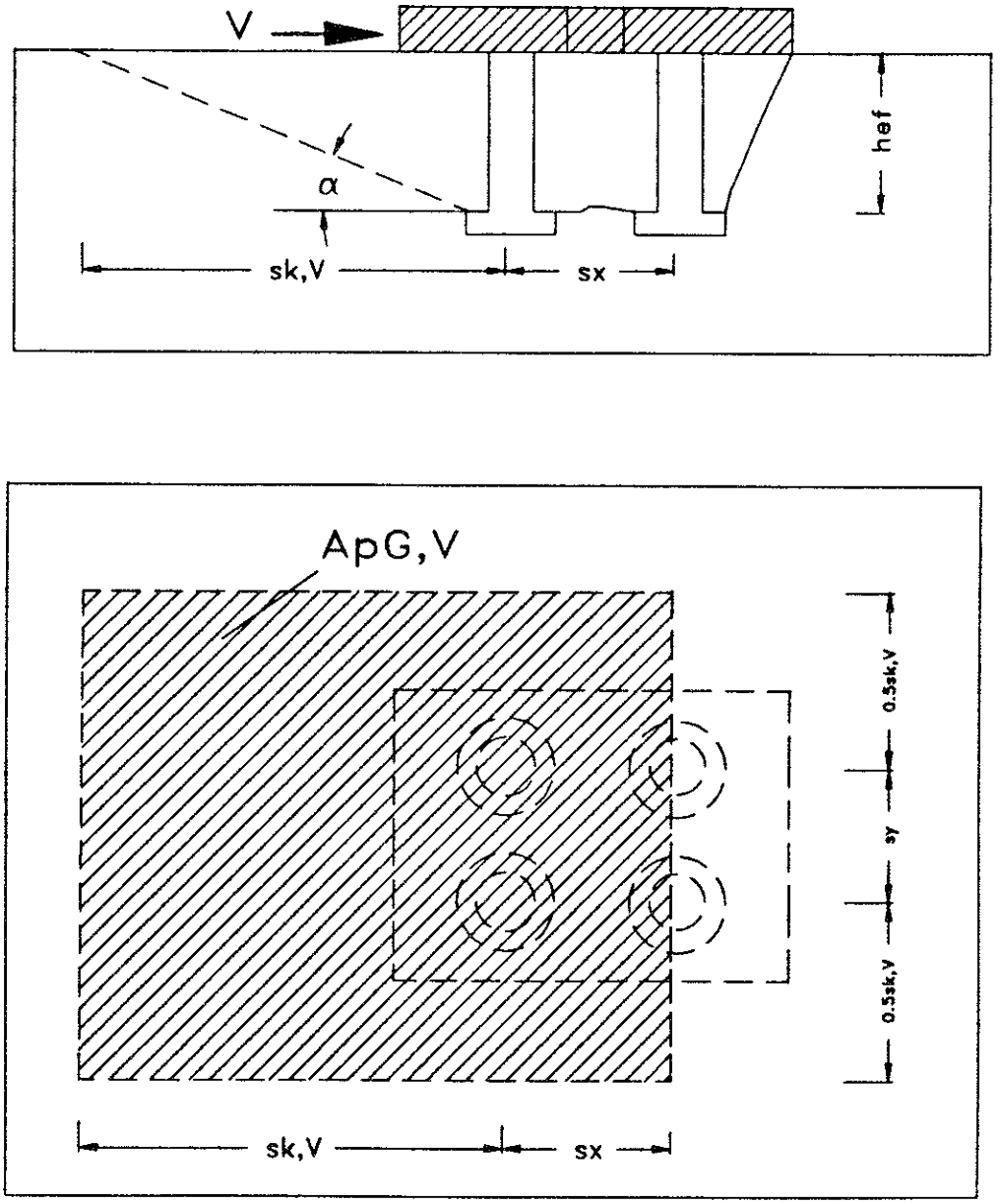


Bild 5.5: Gemeinsame Ausbruchpyramide einer Vierfachverankerung

$$A_{pG,V} = (s_x + h_{ef}/\tan\alpha_V) \cdot (s_y + h_{ef}/\tan\alpha_V) \quad \ldots\ (5.8)$$

Für $s_x = s_y = s$ gilt:

$$A_{pG,V} = (s + h_{ef}/\tan\alpha_V)^2$$
$$A_{pG,V} = (s + 8h_{ef}^{0.75})^2 \quad \ldots\ (5.9)$$

Die Betonbruchlast ergibt sich aus der Multiplikation der projizierten Fläche mit der effektiven Betonbruchspannung σ_{BG} zu:

$$V_{uG} = A_{pG,V} \cdot \sigma_{BG} \qquad \ldots\ldots\ldots (5.10)$$

mit σ_{BG} = effektive Betonbruchspannung bei Gruppenverankerungen
= $\Phi(s/s_k) \cdot \sigma_{BE}$
$\Phi(s/s_{k,V})$ = Funktion zur Berücksichtigung des Einflusses des Achsabstandes auf σ_{BG}, vergl. Gl. (3.41)
= $\Phi(s_x/s_{k,V}) \cdot \Phi(s_y/s_{k,V})$
$\Phi(s_i/s_{k,V})$ = $1 + C_o \cdot \sin[\pi(1+2s_i/s_{k,V})]$
$s_{k,V}$ = Ausdehnungslänge der Halbausbruchpyramide
= $h_{ef}/\tan\alpha_V = 8h_{ef}^{0.75}$ $\ldots\ldots\ldots (5.11)$
i = x, y
C_{Vo} = konstant

Wird der Gruppeneffekt vernachlässigt, d. h. $\Phi(s/s_{k,V}) = 1$, folgt:

$$V_{uG} = A_{pG,V} \cdot \sigma_{BE} \qquad \ldots\ldots\ldots (5.12)$$

mit σ_{BE} = effektive Betonbruchspannung bei Einzelverankerungen

Setzt man die entsprechenden Gleichungen in Gl. (5.10) ein, erhält man unter Berücksichtigung des Verhältniswertes $\eta_{NV} = N_V/V_{uE} = 0.30 \sim 0.35$:

$$V_{uG} = 0.15 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot (s + 8 \cdot h_{ef}^{0.75})^2 \cdot \Phi(s/s_{k,V})/\eta_{NV}$$
$$V_{uG} = 0.15 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot (s + 8 \cdot h_{ef}^{0.75})^2 \cdot \Phi(s/s_{k,V})/(0.30 \sim 0.35)$$
$$V_{uG} = (0.43 \sim 0.5) \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot (s + 8 \cdot h_{ef}^{0.75})^2 \cdot \Phi(s/s_{k,V}) \qquad \ldots (5.13)$$

Im Mittel ergibt sich V_{uG} zu:

$$V_{uG} \approx 0.47 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot (s + 8 \cdot h_{ef}^{0.75})^2 \cdot \Phi(s/s_{k,V}) \qquad \ldots\ldots (5.14)$$

Vergleicht man Gl. (5.14) mit Gl. (3.40), ergibt sich der Verhältniswert der Betonbruchlasten einer Gruppenverankerung bei Querlast und unter zentrischem Zug zu:

$$V_{uG}/N_{uG} \approx 3.0 \cdot (A_{pG,V}/A_{pG,N}) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5.15)$$

Berücksichtigt man die unterschiedliche Größe von $A_{pG,N}$ und $A_{pG,V}$, ergibt sich bei einer Vierfachverankerung in quadratischer Anordnung mit $s/h_{ef} = 1.0$ und $h_{ef} = 100$ mm das Verhältnis V_{uG}/N_{uG} aus Gl. (5.15) zu:

$$V_{uG}/N_{uG} \approx 2.15 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5.16)$$

6 Verankerungen unter Biegebeanspruchung

6.1 Allgemeines

Mit zunehmender Erweiterung der Anwendungsgebiete der Befestigungstechnik werden Befestigungen auch zur Übertragung komplexerer Lastfälle verwendet. Es kommt häufig vor, daß Kombinationsbelastungen wie z. B. Zug- oder/und Querlasten mit Biegebeanspruchung an der Ankerplatte von den Verankerungen in Beton- oder Stahlbetonkonstruktionen einzuleiten sind. Dabei werden die Verankerungselemente innerhalb einer Gruppe sehr unterschiedlich beansprucht. Um die Tragfähigkeit der einzelnen Verankerungselemente innerhalb einer Gruppe optimal auszunutzen und damit eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen, sind eingehende Kenntnisse über das Tragverhalten von Verankerungen unter derartigen kombinierten Beanspruchungsfällen erforderlich.

6.2 Tragmechanismus von auf Querlast und Biegung beanspruchten Verankerungen

Bild 6.1 zeigt ein typisches Anwendungsbeispiel in der Baupraxis. Die Ankerplatte mit angeschweißten Kopfbolzen muß in der Lage sein, die horizontale Last V und die vertikale Druckkraft N aus der angeschlossenen Konstruktion sicher in den Beton einzuleiten. Infolge der Exzentrizität der angreifenden Querlast e_z, e_x und e_y gegenüber dem geometrischen Schwerpunkt der Verankerungselemente wird die Ankerplatte durch kombinierte Lasten V, N und die daraus resultierenden Biegemomente $M_x = N \cdot e_y$ und $M_y = N \cdot e_x + V \cdot e_z$ sowie durch das Torsionsmoment $M_z = V \cdot e_y$ beansprucht.

In speziellen Fällen wie z. B. bei $N = 0$, $e_x = 0$ und $e_y = 0$ wird die Ankerplatte nur durch eine Querlast V und ein Biegemoment $M_y = V \cdot e_z$ belastet. Infolge der Biegebeanspruchung M_y an der Ankerplatte wird ein Teil der Bolzen auf Zug und die restlichen auf Druck beansprucht. Die Verteilung der Querlast V auf die Bolzen kann näherungsweise als gleichmäßig angenommen werden. Das bedeutet, daß die Verankerungselemente auf der gezogenen Seite der Ankerplatte auf Schrägzug und die in der Druckzone auf Schrägdruck beansprucht werden. Zur Untersuchung dieses Belastungsfalles kann daher die bei der Lösung von schrägzugbeanspruchten Befestigungen mit Erfolg verwendete ingenieurmäßige Vorgehensweise (vergl. Zhao & Eligehausen, 1992) herangezogen werden. Demnach sind die beiden Lastfälle V und $M_y = V \cdot e_z$ zunächst getrennt zu behandeln (Bild 6.2).

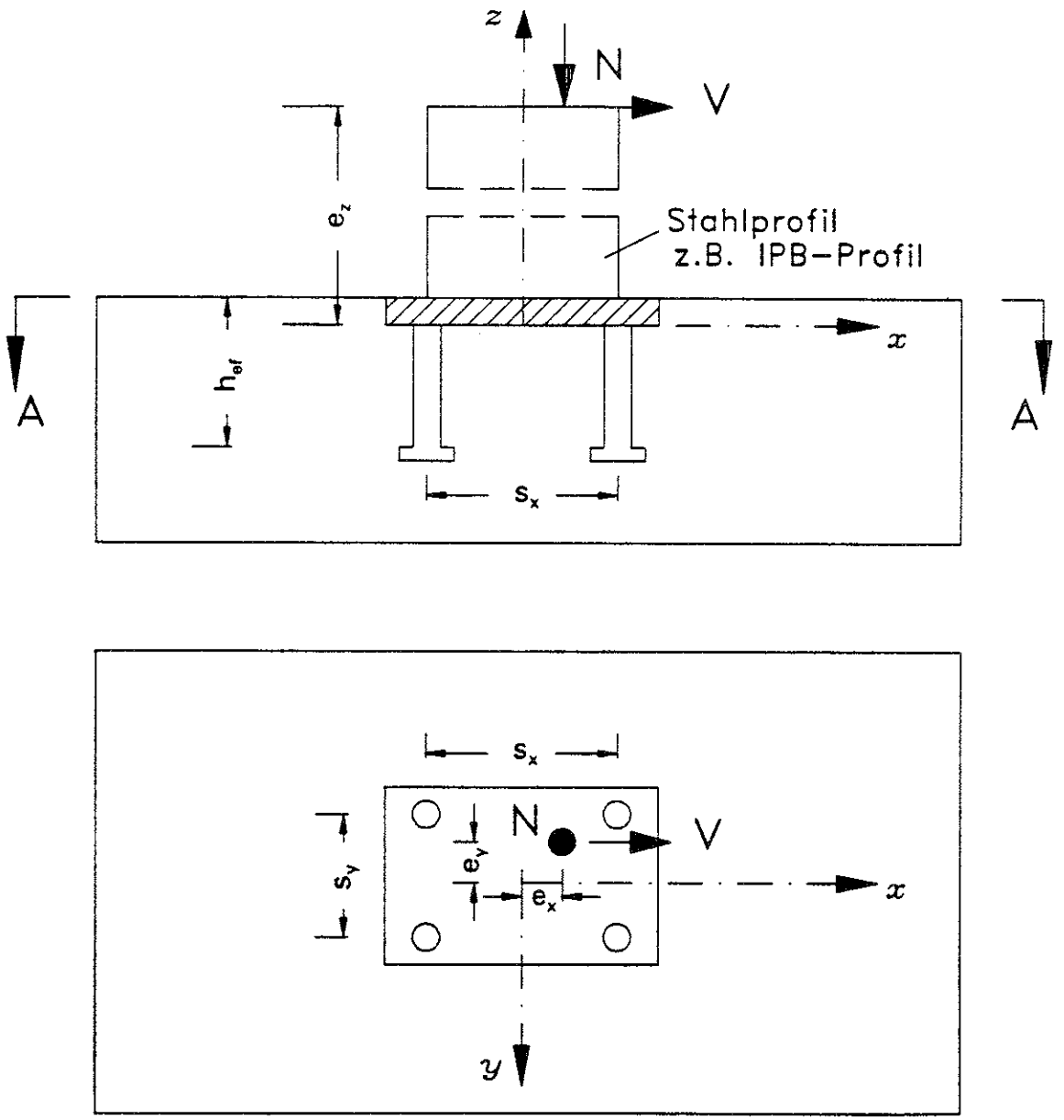


Bild 6.1: Ankerplatten unter allgemeiner Belastung

Das Tragverhalten von auf Querzug beanspruchten Ankerplatten mit Kopfbolzenverankerungen ($e_z = 0$) wurde bereits im letzten Kapitel eingehend untersucht.

Es ist daher zu untersuchen, von welchen geometrischen Faktoren und in welchem Ausmaß die Bruchlast von auf Biegung ($e_y = \infty$) beanspruchten Ankerplatten mit Kopfbolzenverankerungen beeinflußt wird. Darauf aufbauend wird mit Hilfe des Superpositionsprinzips eine allgemeingültige Gleichung zur Beschreibung des Interaktionsverhaltens von auf Querlast V und Biegung M_y beanspruchten Verankerungen aufgestellt. Die Überprüfung dieser Gleichung durch Versuche erfolgt in Kapitel 8.

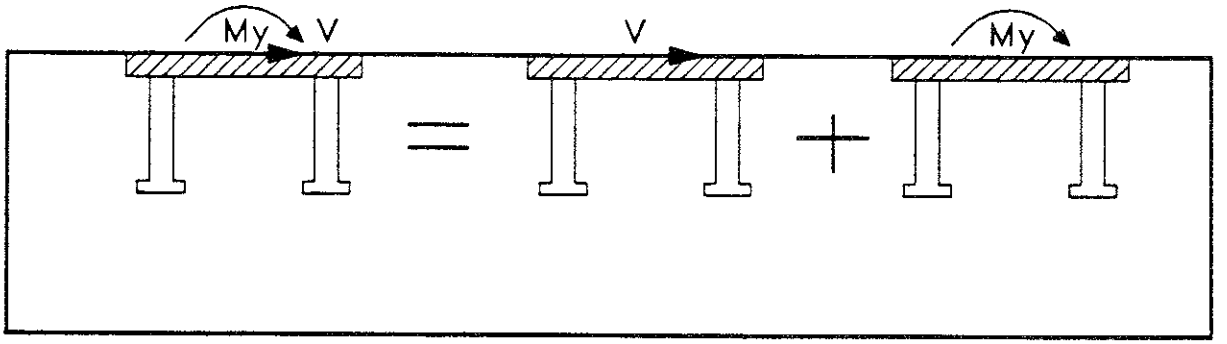


Bild 6.2: Vereinfachung des Problems zu zwei Teilproblemen

6.3 Verankerungen unter reiner Biegebeanspruchung ($e_z = \infty$)

Bei einem an der Ankerplatte angreifenden Biegemoment M_y ergibt sich ein Kräftepaar, nämlich eine resultierende Druckkraft (D), die durch die Ankerplatte direkt in den Beton abgeleitet wird, und eine Zugkraft (N_M), die durch die gezogenen Bolzen mittels mechanischer Verzahnung (Formschluß) mit dem umgebenden Beton in den Ankergrund eingeleitet wird. Überschreitet diese Zugkraft die maximale Betontragfähigkeit der gezogenen Verankerungselemente, kommt es zu einem Betonausbruch. Da der Ausbruchkörper der gezogenen Bolzen bei Betonbruch eine kegelähnliche Form aufweist, kann die Bildung dieses Ausbruchkörpers je nach dem Hebelarm des Kräftepaares D und N_M durch die Druckkraft mehr oder weniger behindert werden. Daher muß zuerst die Lage der resultierenden Druckkraft und damit der innere Hebelarm abgeschätzt werden.

Die Wirkungslinie der Druckkraft D wird in erster Linie von der Höhe der äußeren Belastung und vom Steifigkeitsverhältnis der Ankerplatte zur darauf aufgeschweißten oder aufgeschraubten Konstruktion bestimmt. Dazu existieren in der Literatur zahlreiche Angaben. Nach den systematischen Untersuchungen von Cook & Klingner (1989) mit unterschiedlichen Ankerplattenkonfigurationen und mit verschiedenden Befestigungsmitteln kann bei der Versagensart "Stahlbruch" die Lage der resultierenden Druckkraft D gemäß Bild 6.3 mit einer für die Baupraxis ausreichenden Genauigkeit ermittelt werden. Die Wirkungslinie der resultierenden Druckkraft bei biegeweichen Platten liegt direkt an der Anschlußstelle zwischen Ankerplatte und Anschlußkonstruktion (Bild 6.3a) oder am Fuß der Schweißnähte (Bild 6.3b). Bei biegesteifen Ankerplatten, wie es für Kopfbolzenverankerungen

häufig der Fall ist, wird angenommen, daß die Druckkraft unmittelbar an der Kante der Ankerplatte liegt (Bild 6.3c). Diese Erfahrungen können ohne weiteres auf die Versagensart "Betonbruch" übertragen werden, da die Versagensart kaum Einfluß auf die Lage der Druckkraft hat.

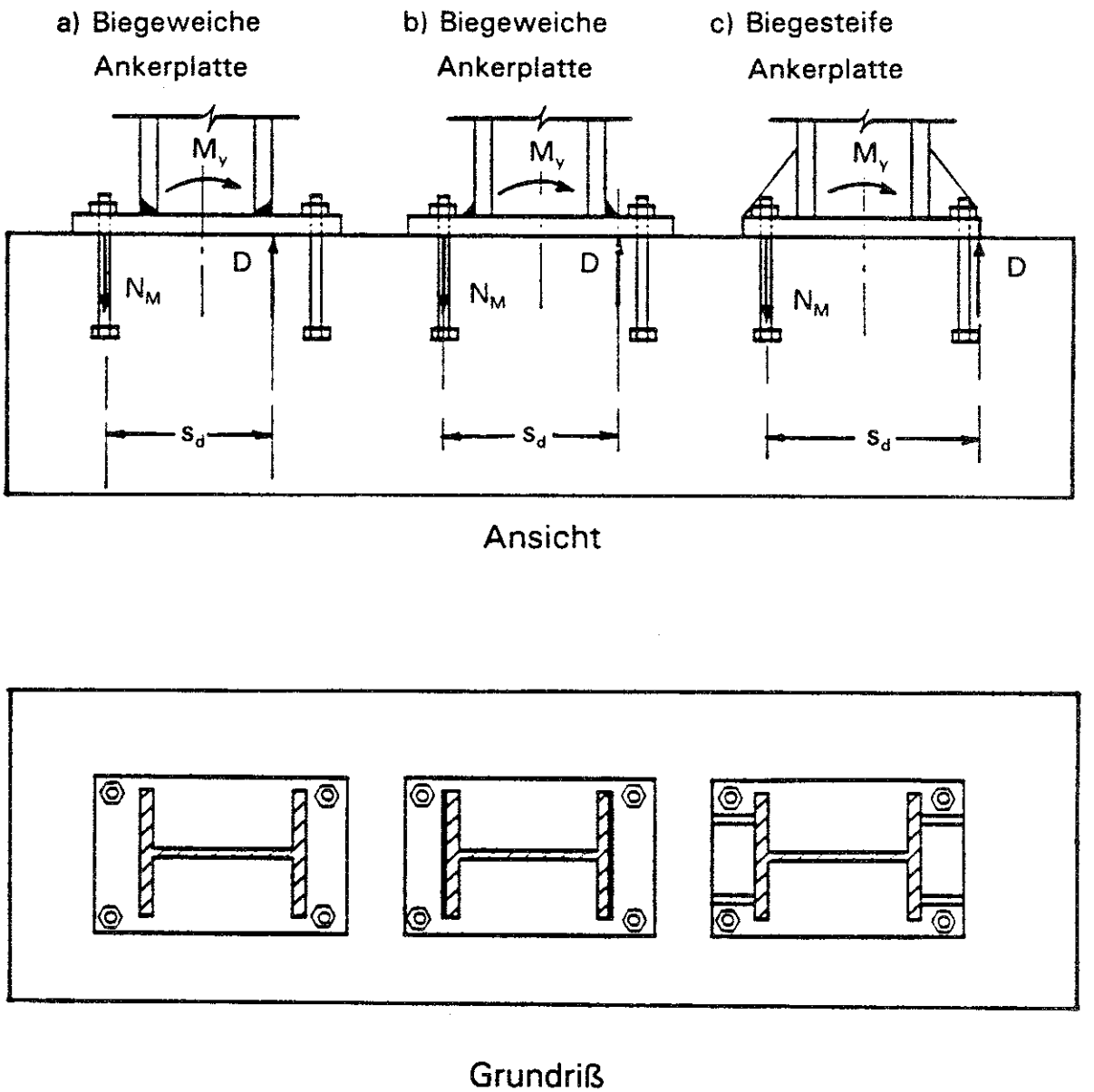


Bild 6.3: Lage der Resultierenden der Druckbeanspruchung, nach Cook & Klingner (1989)

Im folgenden wird der Einfluß des inneren Hebelarms des Kräftepaars D und N_M auf die Betonbruchlast der gezogenen Bolzen am Beispiel einer Vierfachverankerung in

rechteckiger Anordnung (Bild 6.4) untersucht.

Ist der Hebelarm s_d zwischen der gezogenen Verankerungsreihe und der Lage der Druckkraft D kleiner als der Radius des Ausbruchkegels der gezogenen Bolzen bei zentrischem Zug (vergl. Kap. 3), wird die Bildung des Ausbruchkörpers behindert. Das Maß der Behinderung nimmt mit abnehmendem inneren Hebelarm zu. Es stellt sich nunmehr die Frage, wie die Betontragfähigkeit der gezogenen Bolzen von dem inneren Hebelarm beeinflußt wird. Die Antwort auf diese Frage vermittelt Bild 6.4. Zur Vereinfachung wird dabei angenommen, daß die Druckkraft im Schwerpunkt der in der Druckzone liegenden Verankerungsreihe liegt, d. h. $s_d = s_x$, und sich im Betonkörper mit einem Neigungswinkel von 45° gegenüber der Betonoberfläche ausbreitet.

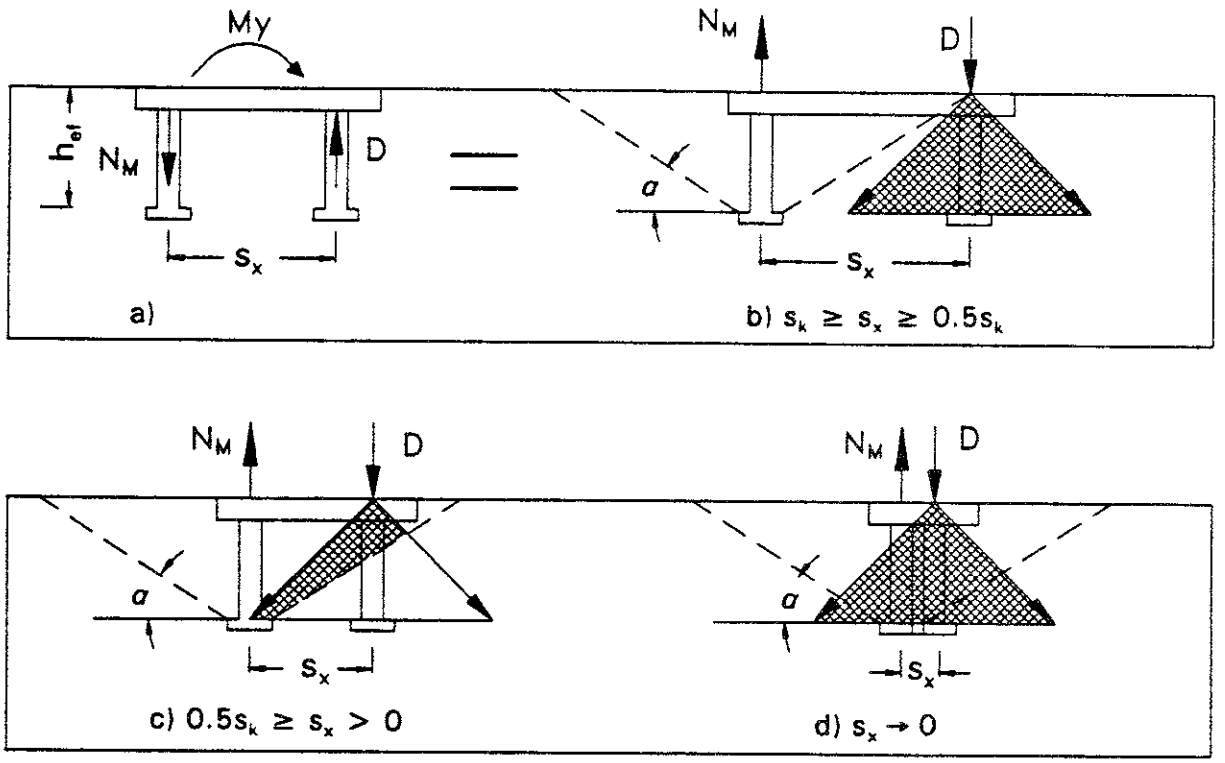


Bild 6.4: Schematische Darstellung des Einflusses von s_x auf die Bildung des Ausbruchkörpers der gezogenen Bolzen

Zur Vereinfachung wird die Betonbruchlast der gezogenen Bolzen von auf Biegung beanspruchten Verankerungen N_{uM} auf die Betonbruchlast derselben Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkegels durch die

Biegedruckkraft $N_{uN,y}$ bezogen. Dieser Verhältniswert wird nachfolgend als Erhöhungsfaktor Ω_M bezeichnet:

$$\Omega_M = N_{uM}/N_{uN,y} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.1)$$

mit Ω_M = Erhöhungsfaktor der Betonbruchlast der gezogenen Bolzen von auf Biegung beanspruchten Verankerungen gegenüber der Höchstlast derselben Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkörpers durch eine Biegedruckkraft

N_{uM} = Höchstlast der gezogenen Bolzen von auf Biegung beanspruchten Verankerungen

Ist der innere Hebelarm gleich oder größer als der Radius des Ausbruchkegels ($s_k \geq s_x \geq 0.5s_k$, Bild 6.4b), wird die Ausbildung des Betonausbruchkörpers der gezogenen Verankerungsreihe durch die Druckkraft nicht beeinflußt. In diesem Fall entspricht die Tragfähigkeit der gezogenen Verankerungsreihe N_{uM} dem Wert bei zentrischem Zug, d. h.:

$$N_{uM} = N_{uN,y} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.2)$$

d. h.:

$$\Omega_M = 1.0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.3)$$

mit $N_{uN,y}$ = Höchstlast der gezogenen Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkörpers durch eine Biegedruckkraft

Mit kleiner werdendem Abstand ($0 \leq s_x/s_k < 0.5$, Bild 6.4c) überlagern sich die Druckspannungen mit der von den gezogenen Bolzen hervorgerufenen Betonzugspannungen. Dadurch wird die Betonbruchlast der gezogenen Bolzen erhöht.

Nähert sich der innere Hebelarm s_x dem Wert Null (Bild 6.4d), steht der Beton zwischen dem Lasteinleitungsbereich am Bolzenkopf und der Wirkungsstelle der Druckkraft auf der Betonoberfläche unter hydrostatischem Druck. Daher kann theoretisch kein Betonausbruch mehr auftreten, d. h. die Betonbruchlast der gezogenen Verankerungsreihe wird unendlich groß:

$$N_{uM} = \infty \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.4)$$

und

$$\Omega_M = N_{uM}/N_{uN,y} = \infty \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (6.5)$$

Im allgemeinen wird der Wert s_x zwischen 0 und s_k liegen. Für $0.5 \leq s_x/s_k \leq 1.0$ gilt Gl. (6.1) oder Gl. (6.2). Für $0 \leq s_x/s_k \leq 0.5$ wird vereinfachend folgende hyperbolische Beziehung zwischen Ω_M und s_x/s_k angenommen:

$$\Omega_M = N_{uM}/N_{uN,y} = 0.5 \cdot (s_k/s_x) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.6)$$

mit s_x = Achsabstand
s_k = Durchmesser des Ausbruchkegels eines Einzelbolzens

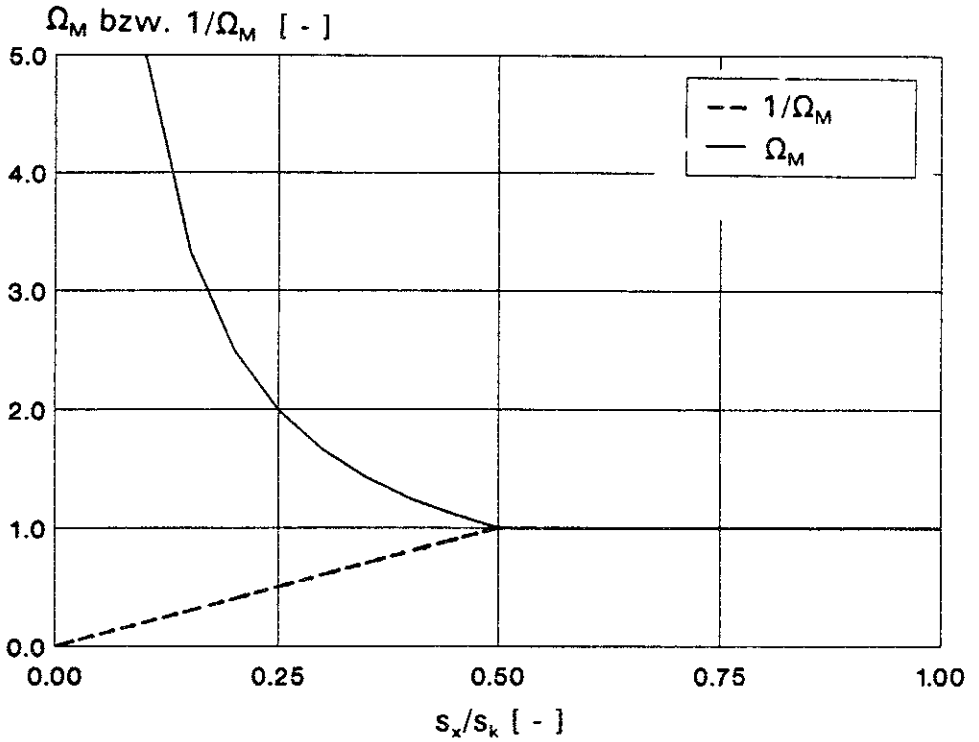


Bild 6.5: Erhöhungsfaktor Ω_M bzw. dessen Kehrwert $1/\Omega_M$ in Abhängigkeit von s_x/s_k

Für $s_x/s_k = 0$ geht Gleichung (6.6) zu Gl. (6.5) und für $s_x/s_k = 0.5$ zu Gl. (6.2) über. Das bedeutet, daß mit Gl. (6.6) die beiden Randbedigungen vollständig erfüllt werden können. In Bild 6.5 ist der Erhöhungsfaktor Ω_M der Betonbruchlast und dessen Kehrwert $1/\Omega_M$ in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s_x/s_k (für das

in Bild 6.4 dargestellte Beispiel: $s_x \approx s_{d,x}$) aufgetragen. Übersichtlichkeitshalber werden die entsprechenden Gleichungen nachfolgend wiedergegeben:

$$\Omega_M = 1.0 \qquad (0.5 \leq s_x/s_k \leq 1.0) \quad . \quad (6.7a)$$

$$\Omega_M = 0.5 \cdot (s_k/s_x) \qquad (0.0 \leq s_x/s_k \leq 0.5) \quad (6.7b)$$

Die Betonbruchlast der gezogenen Bolzen von biegebeanspruchten Verankerungen kann wie folgt ermittelt werden:

$$N_{uM} = N_{uN,y} \qquad (0.5 \leq s_x/s_k \leq 1.0) \quad . \quad (6.8a)$$

$$N_{uM} = 0.5 \cdot (s_k/s_x) \cdot N_{uN,y} \qquad (0.0 \leq s_x/s_k \leq 0.5) \quad . \quad (6.8b)$$

mit $N_{uN,y}$ = Höchstlast der gezogenen Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkörpers durch eine Biegedruckkraft

Das Bruchmoment von auf Biegung beanspruchten Verankerungen $M_{uG,y}$ in Richtung y läßt sich dann aus der Multiplikation der Betonbruchlast der gezogenen Bolzen mit dem inneren Hebelarm $s_{d,x}$ ermitteln:

$$M_{uG,y} = N_{uM} \cdot s_{d,x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.9)$$

mit $M_{uG,y}$ = Bruchmoment von auf Biegung beanspruchten Verankerungen in Richtung y

N_{uM} = Betonbruchlast der gezogenen Bolzen, Gln. (6.8a) und (6.8b)

$s_{d,x}$ = Hebelarm des Kräftepaars N_{uM} und D, gemäß Bild 6.2

$= s_x + \Delta s \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.10)$

s_x = Achsabstand zwischen den gezogenen und den in der Druckzone liegenden Bolzen

Setzt man Gl. (6.8a) und (6.8b) sowie Gl. (6.10) in Gl. (6.9) ein, erhält man:

$$M_{uG,y} = N_{uN,y} \cdot s_{d,x} \qquad (0.5 \leq s_x/s_k \leq 1.0) \quad \ldots\ldots \quad (6.11a)$$

$$M_{uG,y} = 0.5 \cdot (s_k/s_x) \cdot N_{uN,y} \cdot s_{d,x} \qquad (0.0 \leq s_x/s_k \leq 0.5) \quad \ldots \quad (6.11b)$$

Liegt die Druckkraft direkt auf der in der Druckzone liegenden Verankerungsreihe,

d. h. $\Delta s = 0$, folgt aus Gl. (6.11a) und Gl. (6.11b):

$$M_{uG,y} = N_{uN,y} \cdot s_x \qquad (0.5 \leq s_x/s_k \leq 1.0) \quad .. \quad (6.12a)$$

$$M_{uG,y} = 0.5 \cdot (s_k/s_x) \cdot N_{uN,y} \cdot s_x \qquad (0.0 \leq s_x/s_k \leq 0.5) \quad .. \quad (6.12b)$$

6.4 Verankerungen unter Querlast und Biegung

In Kapitel 5 wurde das Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen unter reiner Querlast ($e_z = 0$) und im letzten Abschnitt unter reiner Biegebeanspruchung ($e_z = \infty$) abgeklärt. Das Tragverhalten von Verankerungen unter einer kombinierten Beanspruchung (M + V) ist viel komplizierter und hängt von zahlreichen Einflußgrößen ab. Deshalb wird in der vorliegenden Arbeit bewußt auf theoretische Untersuchungen verzicht. Stattdessen werden die bei der Lösung von schrägzugbeanspruchten Verankerungen gewonnenen Erfahrungen herangezogen. Zur Beschreibung des Interaktionsverhaltens zwischen Querlast und Biegemoment wird folgende elliptische Interaktionsgleichung (Gl. (6.13)) gewählt.

$$(M_{y,e}/M_{uG,y})^{ß} + (V_{uG,e}/V_{uG})^{ß} = 1 \quad .... \quad (6.13)$$

mit $M_{y,e}$ = Bruchmoment der Verankerung in Richtung y bei e_z

$= V_{uG,e} \cdot e_z$ ..... (6.14)

$M_{uG,y}$ = Bruchmoment der Verankerung in Richtung y bei $e_z = \infty$, nach Gl. (11a) und Gl. (6.11b)

$V_{uG,e}$ = Höchstlast der Verankerung bei e_z

V_{uG} = Betonbruchlast der Verankerung bei $e_z = 0$, nach Gl. (5.14)

ß = Faktor, er beschreibt die Stärke der Interaktion. Nach den Untersuchungsergebnissen von Zhao & Eligehausen (1992) an schrägzugbeanspruchten Befestigungen liegt ß für die Versagenskombination Betonbruch bei zentrischem Zug und Betonbruch bei Querlast bei ca. 1.5.

Setzt man Gl. (6.9) in Gl. (6.13), erhält man unter Berücksichtigung

$$M_{y,e} = N_{N,y} \cdot s_{d,x}$$

folgende normale Interaktionsgleichung:

$$(N_{y,e}/N_{uM})^{ß} + (V_{uG,e}/V_{uG})^{ß} = 1 \quad ..... \quad (6.15)$$

mit $N_{y,e}$ = infolge der Biegebeanspruchung $M_{y,e}$ hervorgerufene Zugkraft der gezogenen Bolzen, wegen $M_{y,e} = N_{N,y} \cdot s_{d,x} = V_{uG,e} \cdot e_z$

$$= V_{uG,e} \cdot (e_z / s_{d,x}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6.16)$$

$s_{d,x}$ = Hebelarm des Kräftepaars N_{uM} und D, nach Gl. (6.10)

N_{uM} = Betonbruchlast der gezogenen Bolzen, nach Gl. (6.8a) und (6.8b)

Gl. (6.15) liefert gleiche Ergebnisse wie Gl. (6.13).

Die Tragfähigkeit $V_{uG,e}$ einer auf Querlast beanspruchten Verankerung mit Biegebeanspruchung an der Ankerplatte bei der Versagensart "Betonbruch" kann durch Auflösung von Gleichung (6.13) bzw. (6.15) nach $V_{uG,e}$ ermittelt werden.

Greift die äußere Querlast V parallel zur Ebene x-y mit einer Exzentrizität e_z in Richtung z schräg an der Ankerplatte an (Bild 6.6), ist die Interaktionswirkung durch das Superpositionsprinzip wie folgt durchzuführen:

$$(M_{y,e}/M_{uG,y})^{\beta} + (M_{x,e}/M_{uG,x})^{\beta} + (V_{uG,e}/V_{uG})^{\beta} = 1 \quad . \quad (6.17)$$

bzw.

$$(N_{y,e}/N_{uM,y})^{\beta} + (N_{x,e}/N_{uM,x})^{\beta} + (V_{uG,e}/V_{uG})^{\beta} = 1 \quad . . \quad (6.18)$$

mit $M_{i,e}$ = Bruchmomentsanteil der Verankerung bei e_z in Richtung i, i = x, y

$M_{uG,i}$ = Bruchmomentsanteil der Verankerung bei $e_z = \infty$ in Richtung i, i = x, y , analog zu Gl. (11a) und Gl. (6.11b)

$V_{uG,e}$ = Höchstlast der Verankerung bei e_z

V_{uG} = Betonbruchlast der Verankerung bei $e_z = 0$, nach Gl. (5.14)

$N_{i,e}$ = infolge der Biegebeanspruchung $M_{i,e}$ hervorgerufene Zugkraft der gezogenen Bolzen, analog zu Gl. (6.16)

$N_{uM,i}$ = Betonbruchlast der gezogenen Bolzen in Richtung i, i = x, y, analog zu Gl. (6.8a) und (6.8b)

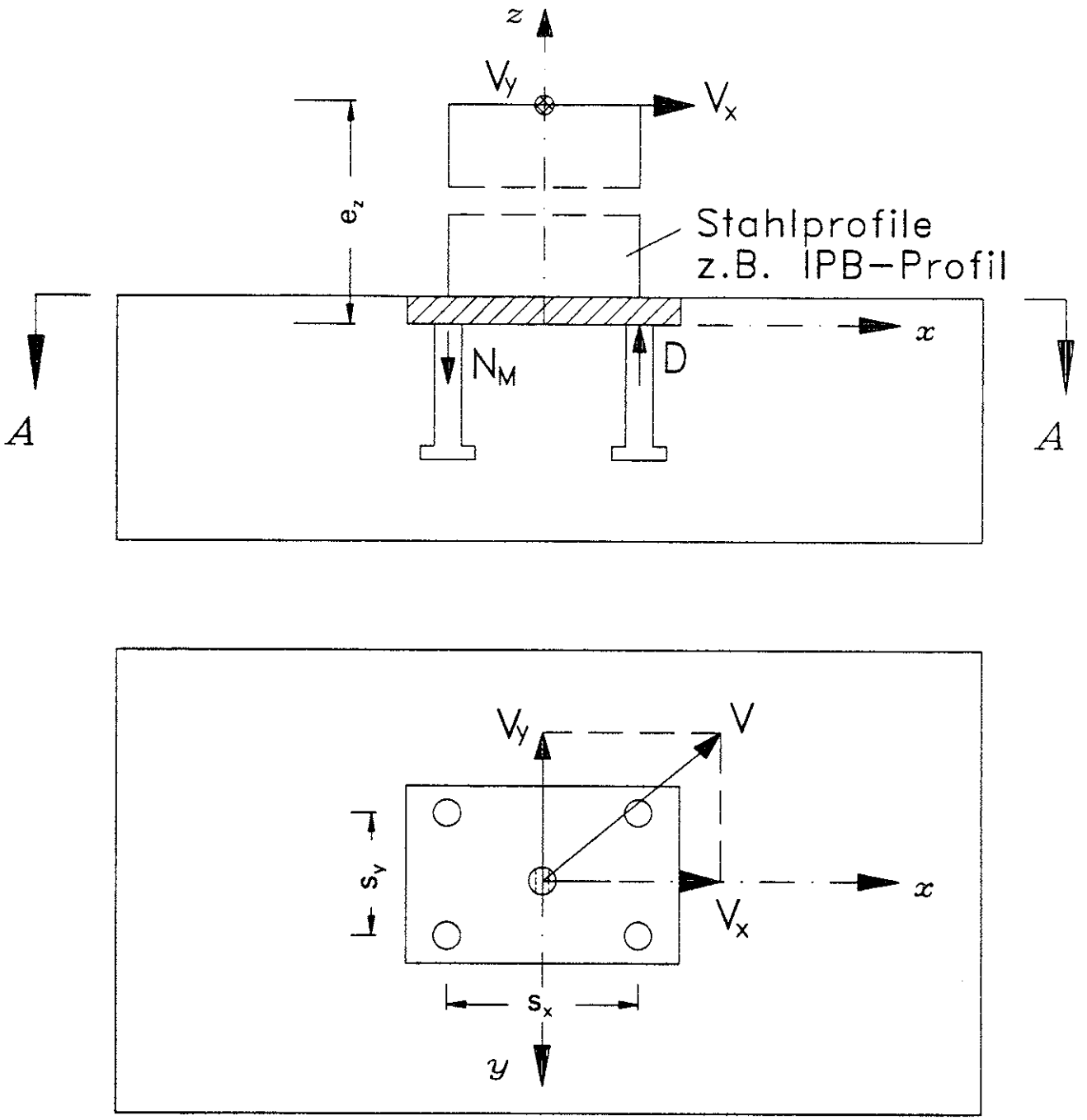


Bild 6.6: Ankerplatte unter Biegebeanspruchung mit Querlast in Schrägrichtung

7 Experimentelle Untersuchungen

7.1 Allgemeines

Zur Überprüfung der Richtigkeit und Brauchbarkeit der in den Kapiteln 3 bis 6 abgeleiteten Rechenbeziehungen zur Abschätzung der Betonbruchlasten von Kopfbolzenverankerungen unter zentrischer und exzentrischer Zugbeanspruchung sowie unter Querlast mit und ohne Biegebeanspruchung an der Ankerplatte wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Um die Anzahl der Versuche zu begrenzen, mußte eine Beschränkung auf die wesentlichen Parameter vorgenommen werden. Insgesamt wurden fünf Reihen mit 83 Einzelversuchen durchgeführt. Diese Versuche sind in den Versuchsberichten von Zhao & Eligehausen (1991) ausführlich beschrieben und dargelegt. Nachfolgend werden deshalb nur die wesentlichen Versuchsdaten wiedergegeben.

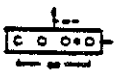
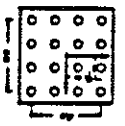
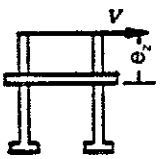
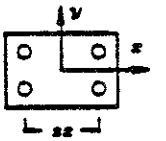
7.2 Übersicht über die durchgeführten Versuche

In Tabelle 7.1 ist das gesamte Versuchsprogramm zusammengestellt.

Die zentrischen Zugversuche (Reihe I) dienten in erster Linie zur besseren Deutung der Versuchsergebnisse der nachfolgenden Versuchsreihen und zur Überprüfung der im Kapitel 3 erzielten analytischen Lösungsansätze. Dabei wurden neben Einzelverankerungen mit unterschiedlichen Verankerungstiefen auch Gruppenverankerungen mit unterschiedlichen Achsabständen in quadratischer Anordnung geprüft.

In Reihe II wurde der Einfluß der Exzentrizität der Zuglast auf die Tragfähigkeit von Gruppenverankerungen systematisch untersucht. Die Verankerungstiefe und der Achsabstand wurden konstant gehalten. Es wurden Ausziehversuche an Reihenverankerungen mit vier Verankerungselementen und Flächenverankerungen mit 16 Bolzen in quadratischer Anordnung durchgeführt.

Das Tragverhalten von den in der Bauteilfläche (ohne Randeinfluß) eingelegten Verankerungen unter Querlasten wurde in Reihe III studiert. Um den Einfluß der Verankerungstiefe auf den Wechsel der Versagensart, nämlich vom einseitigen Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite zum Stahlbruch des Bolzenschafts, zu untersuchen, wurde die Verankerungstiefe systematisch von h_{ef} = 50 mm bis

Versuchsreihe [-]	Belastungsart [-]	Geometrie [-]	Versuchsparameter h_{ef} [mm]	s_x [mm] 1)	s_y [mm] 1)	e_x [mm] 2)	e_y [mm]	e_z [mm] 3)	Anzahl [-]
Reihe I	Zentrischer Zug		90	-	-	-	-	-	5
			160	-	-	-	-	-	3
			190	-	-	-	-	-	3
			90	100	100	-	-	-	6
			160	100	100	-	-	-	2
				200	200	-	-	-	2
				300	300	-	-	-	2
				400	400	-	-	-	2
			190	175	175	-	-	-	2
Reihe II	Exzentrischer Zug		160	300	-	0	-	-	3
						50	-	-	3
						100	-	-	3
						150	-	-	3
			160	300	300	0	0	-	3
						50	50	-	3
						100	100	-	3
						150	150	-	3
Reihe III	Querzug		50	-	-	-	-	-	3
			65	-	-	-	-	-	3
			90	-	-	-	-	-	3
			115	-	-	-	-	-	2
			50	100	100	-	-	-	3
			65	100	100	-	-	-	3
			90	100	100	-	-	-	3
Reihe IV	Querzug mit Biegung		160	100	100	-	-	820	3
				140	100	-	-	820	3
				210	100	-	-	820	3
				280	100	-	-	820	3
Reihe V			160	140	100	-	-	620	2
				140	100	-	-	420	2
				140	100	-	-	220	2
				140	100	-	-	170	2
				140	100	-	-	120	2
				140	100	-	-	70	2
								Σ =	95

1) s_x bzw. s_y = Gesamtachsabstand in Richtung x bzw. y
2) e_x bzw. e_y = Exzentrizität der Zuglast in Richtung x bzw. y
3) e_z = Exzentrizität der Querlast in Richtung z
= Abstand der Lastangriffsebene zur Unterkante der Ankerplatte

Tabelle 7.1: Versuchsprogramm

zu h_{ef} = 115 mm variiert. Zur Untersuchung möglicher gegenseitiger Beeinflussungen bei Gruppenverankerung wurden neun Vierfachverankerungen mit einem konstanten Achsabstand von 100 mm geprüft.

Das Tragverhalten von Gruppenverankerungen bei Belastung durch eine Querlast und ein Biegemoment wurde in den Reihen IV und V studiert. In Reihe IV wurde der Abstand zwischen der gezogenen Bolzen und der resultierenden Druckkraft variiert ($\approx s_x/h_{ef} = 0.625$ bis 1.75). Demgegenüber wurde in Reihe V der Einfluß der Exzentrizität der angreifenden Querlast auf die Betontragfähigkeit der Gruppe systematisch untersucht.

7.3 Verankerungen

Es wurden Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen verwendet. Die Fertigung der Kopfbolzen sowie das Aufschweißen an die Stahlplatten wurden nach den z. Z. geltenden Zulassungen und entsprechenden Richtlinien durchgeführt.

Die Kopfbolzen wurden aus Stahl St 37, kaltverformt, hergestellt. Es wurden ausschließlich Kopfbolzen mit einem Schaftdurchmesser 22 mm und mit einem Unterkopfdurchmesser 35 mm verwendet. Die Schaftlänge wurde je nach Zielsetzung der Versuche unterschiedlich groß gewählt.

Die Ankerplatten wurden aus St 52 angefertigt. Die Dicke der Ankerplatte wurde in Anlehnung an die Baupraxis zu 20 mm gewählt. In den Reihen I, II, IV und V waren auf der Außenseite der Ankerplatte senkrecht stehende Stahlprofile (IPB oder Rechteck) aufgeschweißt, durch die die Verbindung zwischen den zu prüfenden Ankerplatten und der Belastungseinrichtung herstellt wurde. Die aufgeschweißten Stahlprofile dienten zusätzlich zur Versteifung der Ankerplatte.

7.4 Versuchskörper und deren Herstellung

Als Versuchskörper wurden Betonplatten verwendet. Für die Abmessungen der Betonkörper waren die Verankerungstiefe der zu prüfenden Verankerungen, die Größe der zu erwartenden Ausbruchkörper und die durch das Lastaufbringen an Verankerungen in Platten hervorgerufene Biegebeanspruchung maßgebend. Weiterhin wurde die Tragkraft der vorhandenen Hebegeräte berücksichtigt. Mit diesen Überlegungen waren insgesamt 24 Betonplatten erforderlich. Die Länge der Versuchsplatten betrug 2200 mm bis 4000 mm. Die Breite reichte von 1000 mm bis 1500 mm, die Dicke von 200 mm bis 400 mm.

Die Betonplatten waren nur konstruktiv bewehrt. Diese Bewehrung wurde so

angeordnet, daß ein möglicher Einfluß auf das Tragverhalten der zu prüfenden Verankerung ausgeschlossen blieb.

Die Ausbildung der Platten sowie die Anordnung der zu prüfenden Verankerungen sind den Versuchsberichten von Zhao & Eligehausen (1991) zu entnehmen.

Die Herstellung der Versuchsplatten erfolgte im Betonfertigteilwerk Fa. Rau in Ebhausen. Auf speziellen Schaltischen wurde eine stabile Außenschalung aus Stahlelementen angefertigt. Anschließend wurde die konstruktive Transportbewehrung mit Abstandhaltern versehen und in die Schalung eingelegt. Um die Kopfbolzenverankerungen während des Betonierens genau zu fixieren, wurden sie auf der Bauteiloberseite an quer über die Schalung gespannten Kanthölzern nach unten stehend eingebaut und mit Schraubzwingen festgeklemmt. Demnach waren die Verankerungen auf der Betonieroberseite angeordnet und wurden stehend gegen die Betonierrichtung gezogen.

Die Versuchsplatten wurden an Winter- bzw. Frühlingstagen betoniert. Vor dem Betonieren wurden die Kopfbolzen mit Schalöl eingefettet, um einen Verbund mit dem anliegenden Beton über Haftung weitgehend auszuschließen. Dabei wurde dafür Sorge getragen, daß im Bereich des Bolzenkopfes keine Ansammlung von Schalöl auftrat. Der Frischbeton wurde mit einem Betonierbehälter in die Schalung eingebracht.

Beim Betoniervorgang wurde speziell auf gute Verdichtung im Bereich des Bolzenkopfes geachtet, um einen optimalen Kontakt zu gewährleisten. Zur Verdichtung wurden Innenrüttler verwendet.

Nach dem Betonieren wurden die Betonplatten 7 Tage lang in der Herstellungshalle mit feuchten Tüchern abgedeckt. Anschließend wurden sie im Freien zwischengelagert und etwa eine Woche vor Beginn der Versuche in eine Prüfhalle der FMPA Baden-Württemberg gebracht.

Für die Bestimmung der Betonfestigkeitswerte wurden bei jeder Betonierserie jeweils 6 oder 9 Würfel mit 20 cm Kantenlänge und 6 Zylinder, d = 15 cm, h = 30 cm, gefertigt. Die Probekörper erhärteten zusammen mit den Versuchsplatten unter den gleichen Nachbehandlungsbedingungen. Damit geben die an den Probekörpern ermittelten Festigkeitswerte die Eigenschaften des Betons der Versuchsplatten wirklichweitsnah wieder. Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung betrug der Betonalter der Versuchsplatten 42 bis 168 Tage (vergl. Tabelle 7.4).

7.5 Beton und Bewehrung der Versuchskörper

Als Beton wurde ein Beton mit einer 28 - Tage - Druckfestigkeit von etwa 25 N/mm² angestrebt. Wegen der erforderlich großen Betonmenge wurde Fertigbeton verwendet. Dem Betonwerk wurde die Betonzusammensetzung nach Tabelle 7.2 vorgegeben. Der Größtkorndurchmesser betrug 16 mm. Die Ist-Sieblinie lag im Bereich A16/B16. Bei den Zuschlägen handelte es sich um Rheinsand und Rheinkies. Als Zement wurde PZ 35F verwendet. Der Fertigbeton wurde unter Berücksichtigung der schwankenden Eigenfeuchte der Zuschläge mit einem etwas geringeren Wassergehalt als angegeben und mit der vergleichsweise steifen Konsistenz K2 angeliefert. Vor dem Einbringen des Betons wurde durch Wasserzugabe das bei der Eignungsprüfung ermittelte Ausbreitmaß von 47 cm hergestellt.

Zement		Zuschlag			Wasser	w/z
Art [-]	Menge [kg/m³]	0-2 mm [kg/m³]	2-8 mm [kg/m³]	8-16 mm [kg/m³]	Menge [kg/m³]	[-]
PZ 35F	240	770	192	965	175	0.73

Tabelle 7.2: Betonzusammensetzung

Für die konstruktive Bewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl der Sorte BSt 420/500 R verwendet. Dessen Festigkeitswerte wurden nicht ermittelt, da sie keinen Einfluß auf das Versuchsergebnis hatten.

7.6 Werkstoffkennwerte

Die Materialeigenschaften der verwendeten Kopfbolzen sind in Tabelle 7.3 zusammengestellt.

Die Würfeldruck- und Spaltzugfestigkeiten, ermittelt nach DIN 1048, sind in Tabelle 7.4 aufgeführt. Zusätzlich wurde die Zylinderdruckfestigkeit geprüft und ebenfalls in der Tabelle angegeben. Die unterschiedlichen Festigkeitswerte zwischen den einzelnen Reihen sind darauf zurückzuführen, daß die Versuchskörper nicht am gleichen Tage betoniert wurden.

Versuch	Verankerung	Streckgrenze $R_{p0.2}$		Streckgrenze $R_{p0.2}$		Bruchdehnung A_5
[-]	[-]	[N/mm²]		[N/mm²]		[%]
		Einzelwerte	Mittelwerte	Einzelwerte	. Mittelwerte	
Reihe I	Einzel	375	365	570	530	27.4
		368		540		
		363		506		
		355		502		
	Gruppen	360	360	495	492	19
		360		490		
Reihe II	Gruppen	360	360	495	492	19
		360		490		
Reihe III	Einzel und Gruppen	400	397	515	516	21
		400		519		
		390		514		
Reihe IV Reihe V	Gruppen	464	448	517	513	17.5
		432		489		

Tabelle 7.3: Werkstoffkennwerte der verwendeten Kopfbolzen

7.7 Prinzipieller Versuchsaufbau und Durchführung der Versuche

7.7.1 Belastungseinrichtungen

Zugversuche (Reihen I und II):

Die Ausziehversuche an den Kopfbolzenverankerungen wurden mit einer servo-hydraulischen 200 kN-Presse für Einzelverankerungen bzw. 1000 kN-Presse für Gruppenverankerungen, die auf einem Abstützbock montiert war, durchgeführt. Der Abstützbock stützte sich über einen Trägerrost aus IPB 200 auf einen quadratischen Belastungsrahmen ab, der auf der Versuchsplatte für die zentrischen Zugversuche mittig zur jeweiligen Verankerung (Bild 7.1a) oder bei den exzentrischen Zugversuchen mittig in Bezug auf den Soll-Lastangriffspunkt der Verankerungen aufgelagert war (Bild 7.1b). Die Innenabmessungen der Belastungsrahmen wurden so gewählt, daß sich der Ausbruchkörper im Beton unbeeinflußt ausbilden konnte.

Reihe	Beton-alter	Rohe-dichte	β_w Einzelw.	β_w Mittelw.	β_c Einzelw.	β_c Mittelw.	β_{sz} Einzelw.	β_{sz} Mittelw.	$\beta_{sz}/\beta_w^{2/3}$	β_c/β_w
[-]	[d]	[kg/m³]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[-]	[-]
I	42	2.28	23.2	24.8	14.2	15.6	1.90	2.00	0.24	0.61
	42	2.28	24.4		15.9		2.00		0.24	0.65
	42	2.28	26.8		16.6		2.10		0.24	0.62
	132	2.30	38.0	38.2	29.7	29.7	2.31	2.61	0.20	0.78
	132	2.30	38.4		29.8		2.50		0.22	0.78
	132	2.30	38.2		28.7		3.03		0.26	0.75
II	134	2.10	28.5	30.5	24.8	25.3	2.10	2.25	0.225	0.87
	134	2.05	30.5		25.0		2.26		0.232	0.82
	134	2.11	32.6		26.2		2.38		0.233	0.83
III Einzel	113	2.33	25.0	27.0	22.6	22.0	2.40	2.21	0.281	0.90
	113	2.31	26.0		21.3		2.08		0.237	0.82
	113	2.31	30.0		22.0		2.15		0.222	0.73
III Gruppen	120	2.25	29.0	29.0	24.8	25.0	-	-	-	0.86
	120	2.32	30.0		25.1		-		-	0.84
	120	2.30	27.0		-		-		-	-
	120	2.31	31.0		-		-		-	-
IV	165	2.30	34.3	35.4	21.3	23.2	2.50	2.50	0.24	0.62
	165	2.30	36.5		26.8		2.40		0.22	0.74
	165	2.30	35.3		21.5		2.60		0.24	0.61
V	168	2.28	34.4	28.9	21.8	22.3	1.92	2.10	0.18	0.63
	168	2.29	27.1		23.4		1.98		0.22	0.86
	168	2.31	25.3		21.6		2.12		0.25	0.85

Tabelle 7.4: Betonfestigkeitswerte

Der Anschluß der Belastungseinrichtung an die zu prüfende Verankerung erfolgte über eine zweiteilige Zuglasche aus St 52, die durch eine Bolzenverbindung mit der an die Ankerplatte angeschweißten Anschlußkonstruktion angeschlossen wurde. Am Kolben der Prüfpresse war eine Konstruktion aus Verbindungsbolzen und Axial-Gelenklager vorhanden. Das Zwischenschalten des Axial-Gelenklagers gewährleistete eine weitgehend zwangsfreie Einleitung der Zugkraft in die zu prüfende Verankerung.

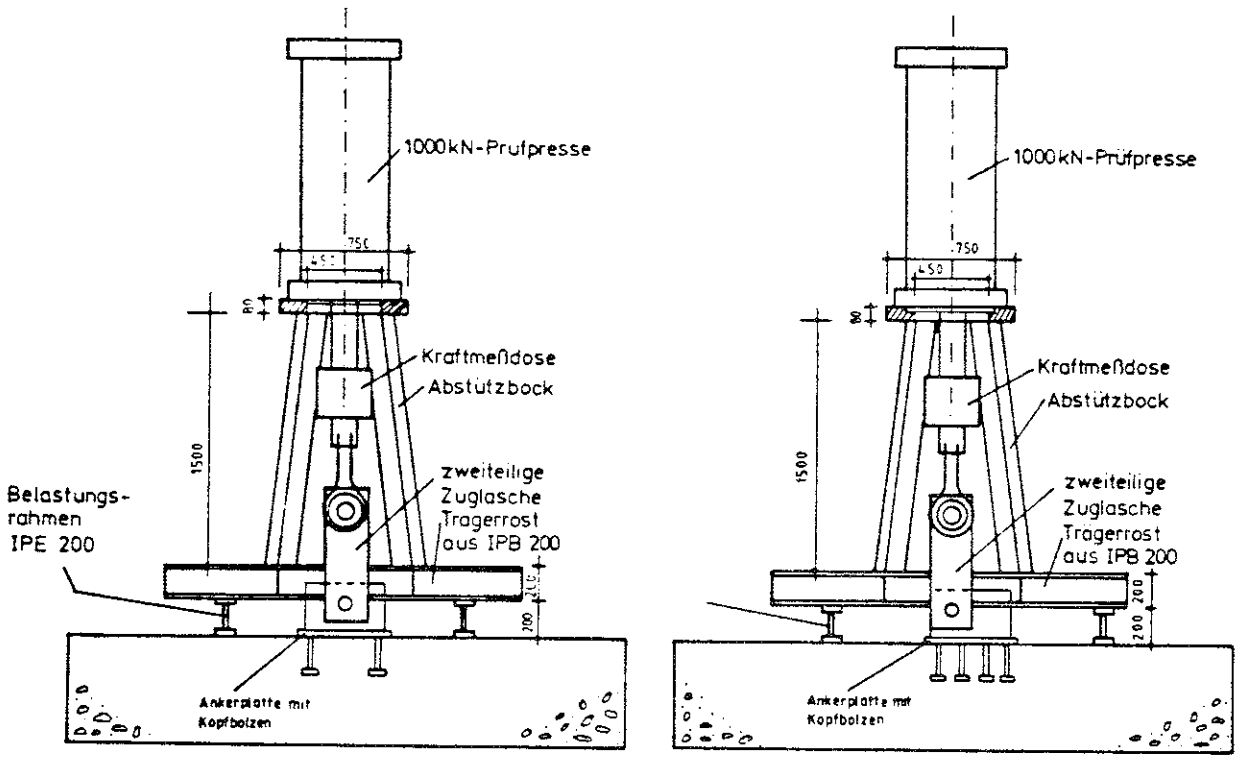


Bild 7.1: Belastungseinrichtung für Versuche mit zentrisch und exzentrisch beanspruchten Kopfbolzenverankerungen

Querzugversuche (Reihe III):

Die Querzugbelastung wurde über einen liegend angeordneten servohydraulischen Zylinder (600 kN) auf die Verankerung aufgebracht (Bild 7.2). Der Zylinder war in einen geschweißten Rahmen aus Stahlprofilen IPB 100 eingebaut, dessen Stützen mit Gewindespindeln zur Höhenregulierung in den Hallenboden eingespannt waren. Die Pressenkraft wurde über eine Zuglasche aus St 52, die auf der Oberfläche des Versuchskörpers auflag, auf die zu prüfende Verankerung übertragen. Die Zuglasche war gelenkig an die Presse angeschlossen.

Zur Verminderung der Reibung wurde zwischen der Zuglasche und der Betonoberfläche des Versuchskörpers eine 1 mm dicke Teflonfolie eingelegt. Um die Exzentrizität der Lasteinleitung gegenüber der Betonoberfläche möglichst gering zu halten, wurde die Kontaktfläche zwischen der Zuglasche und der Seitenfläche der Ankerplatte durch schräges Abfräßen der Angriffsfläche der Zuglasche von 20mm auf ca. 6mm reduziert (siehe Detail A).

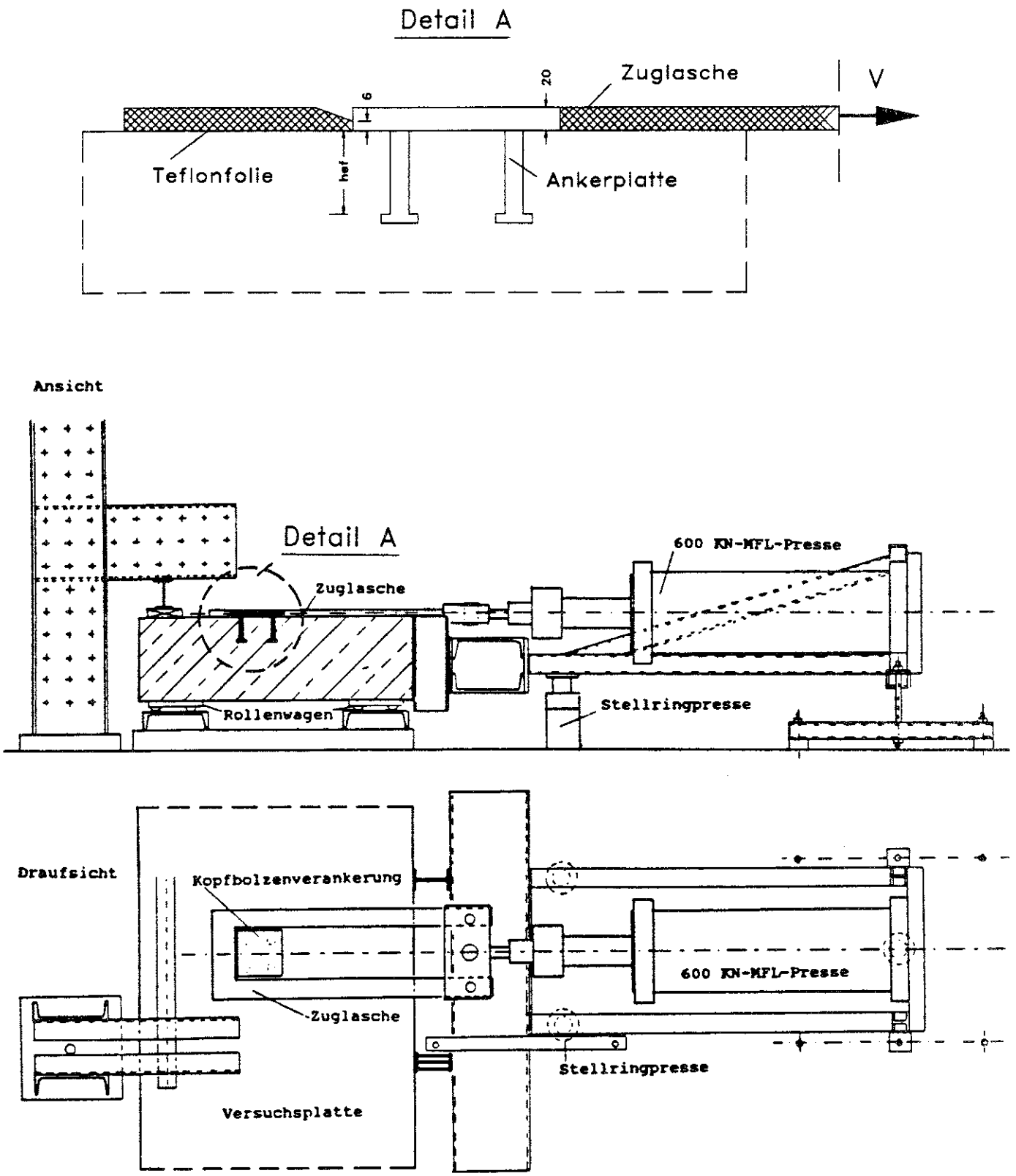


Bild 7.2: Versuchsaufbau für Querzugversuche an Kopfbolzen

Kopfbolzen unter Querlasten mit Biegung (Reihen IV und V):

Den Versuchsaufbau zeigt Bild 7.3. Die Querlast wurde auf das Anschlußprofil im Abstand e_z aufgebracht. Das Anschlußprofil (IPB-Profil bei Reihe IV und Rechteckprofil bei Reihe V) war auf die Ankerplatte angeschweißt. Zur besseren Krafteinleitung wurden auf der lastabgewandten Seite in der Längsrichtung der Versuchsplatte zwei senkrecht stehende Stahlstützen aus Doppel-U-Profilen in den Hallenboden eingespannt (Bild 7.3). Um die Steifigkeit der gesamten Lasteinleitungskonstruktionen zu erhöhen, wurden die zwei sich gegenüberstehenden Stahlstützen durch zwei querliegende Stahlträger verbunden.

Es wurde dieselbe Zuglasche wie bei den reinen Querzugversuchen verwendet. Die Zylinderkraft wurde über die Zuglasche durch die an der Ankerplatte angeschweißten Stahlträger (IPB- oder Rechteckprofil) auf die zu prüfende Verankerung übertragen. Um ein Verrutschen der Zuglasche zu vermeiden und um die gewählte Lastexzentrizität zu gewährleisten, wurde die Lage der Lastangriffsebene durch zwei Flacheisen genau fixiert, die mit zwei Schraubzwingen am lasteinleitenden Stahlträger befestigt wurden.

7.7.2 Messungen

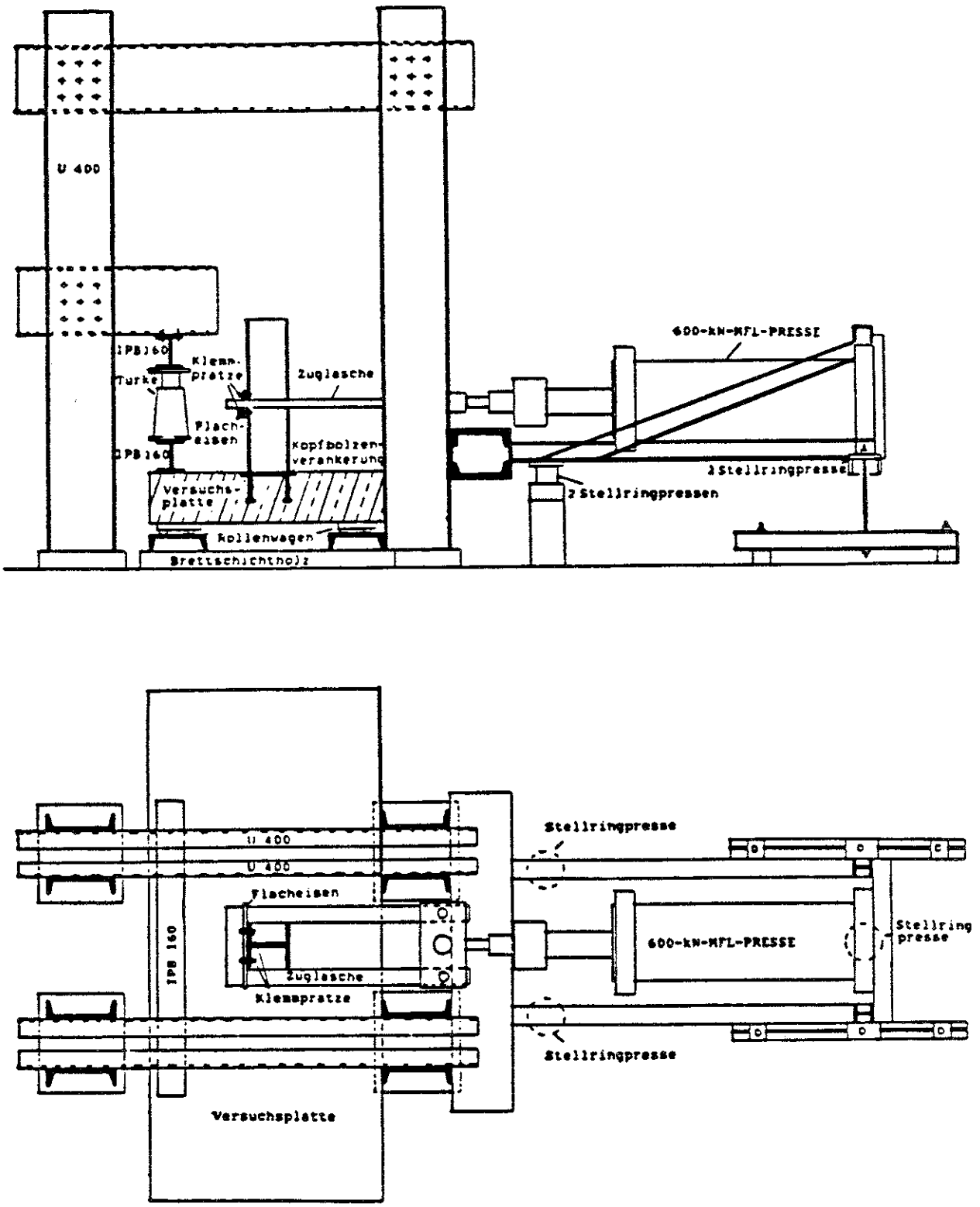
Während des Versuchs wurde die an der Verankerung wirkende Kraft über eine Kraftmeßdose am Prüfzylinder gemessen. Die Messung der Verschiebungen der Ankerplatte und des umgebenden Betons erfolgte durch Ohmsche Wegaufnehmer.

Die Meßstellenanordungen der einzelnen Versuchsreihen sind in Bild 7.4 schematisch dargestellt.

Alle Meßwerte wurden über eine Vielstellenmeßanlage in einem Zeitabstand von 3 ~ 5 Sekunden aufgenommen, gespeichert und gleichzeitig als Datenausdruck ausgegeben.

7.8 Belastungsablauf

Die Versuche wurden weggeregelt gefahren. Steuergröße war der Verschiebungsweg des Zylinders. Bei allen Versuchen wurde eine konstante Verschiebungsgeschwindigkeit von $ds/dt \approx 0.25$mm/min gehalten, so daß Einflüsse aus unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeit auf das Versuchsergebnis weitgehend entfielen.



Draufsicht M 1:30

Bild 7.3: Versuchsaufbau für Versuche an auf Biegung und Querlast beanspruchten Kopfbolzenverankerungen

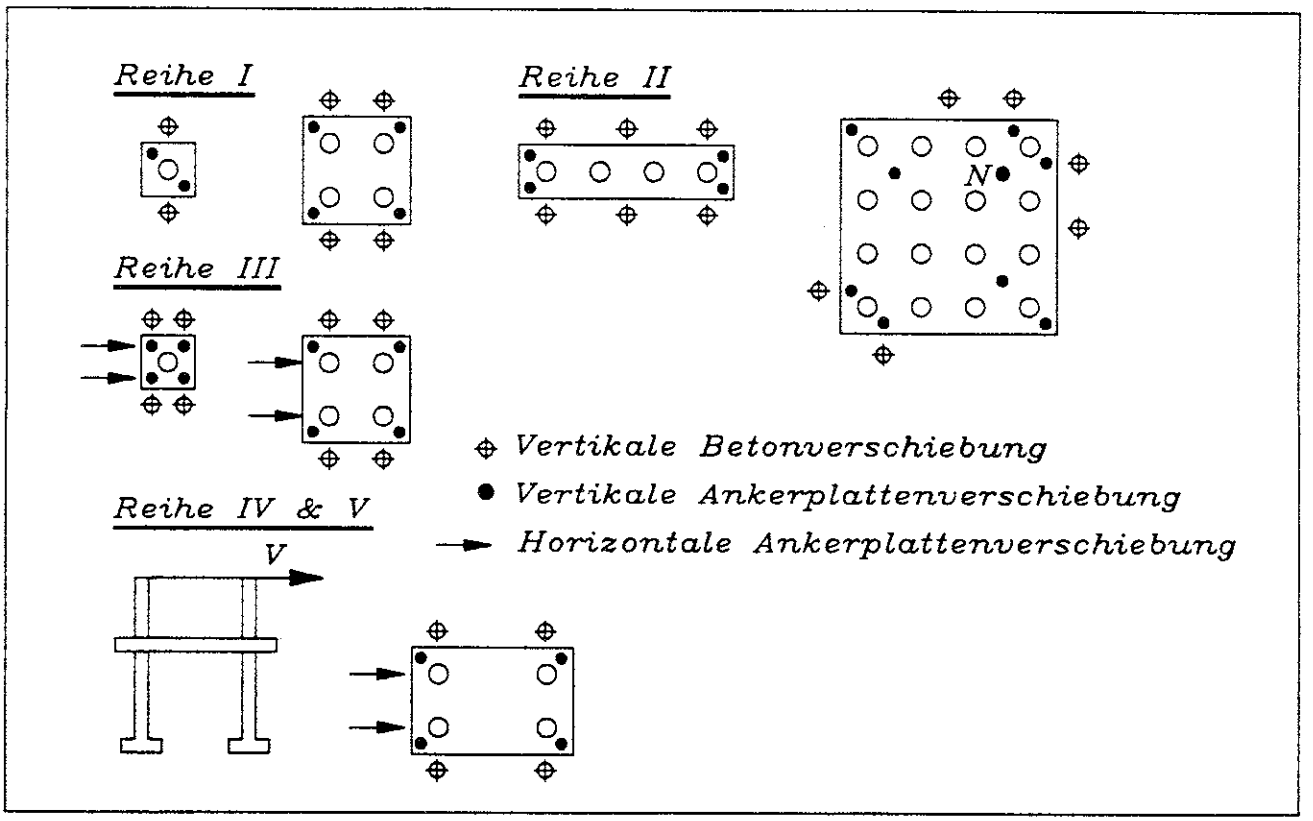


Bild 7.4: Schematische Darstellung der Meßstellenanordnung

Die Wegregelung ermöglichte auch, den abfallenden Ast der Lastverschiebungskurve zu ermitteln und damit das Nachbruchverhalten der geprüften Verankerung zu untersuchen.

Die Versuche wurden mit monoton anwachsender Kolbenverschiebung ohne Zwischenentlastung durchgeführt. Sie wurden erst dann abgebrochen, wenn die Höchstlast deutlich überschritten war.

7.9 Versuchsergebnisse

7.9.1 Allgemeines

Die einzelnen Versuchsergebnisse sind in Anhang A aufgelistet. Angegeben sind die im Versuch erzielten Höchstlasten und die geometrischen Größen der Ver-

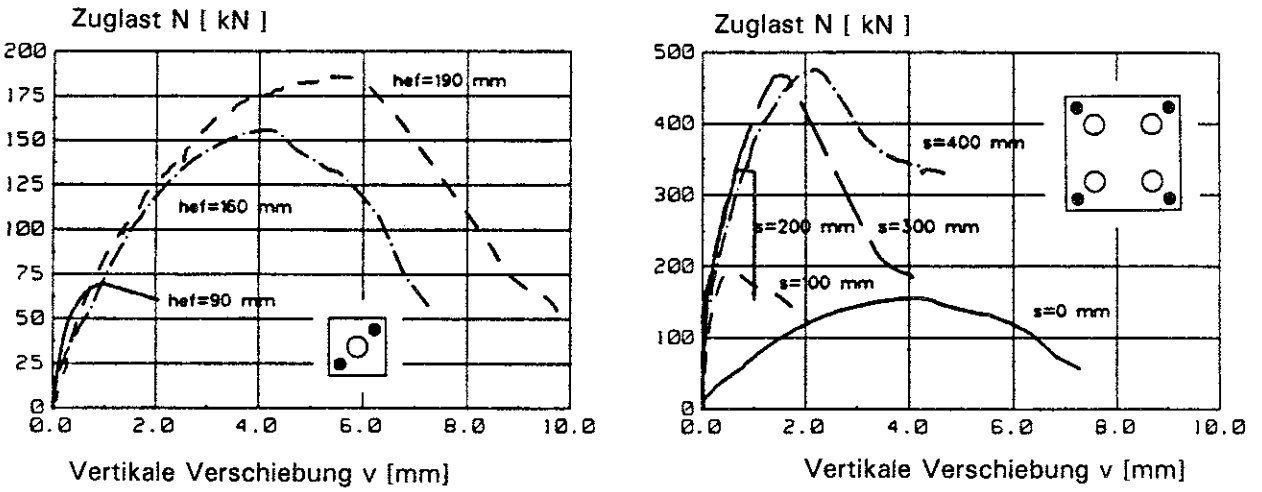
ankerung wie z. B. Schaftdurchmesser d_s, Unterkopfdurchmesser d_h, Verankerungstiefe h_{ef}, Achsabstände s_x und s_y, Lastexzentrizitäten e_x, e_y und e_z. Die jeweils zugehörige Betonwürfeldruckfestigkeit $ß_w$ ist ebenfalls angegeben.

Bei allen Versuchen der Reihen I, II, IV und V sowie III bei einer Verankerungstiefe $h_{ef} \leq 90$ mm wurde das Versagen der Verankerungen durch den Bruch des Betons ausgelöst. Bei der Verankerungstiefe $h_{ef} = 115$ mm der Reihe III konnte eine gemischte Versagensart (sowohl Beton- als auch Stahlbruch) beobachtet werden.

Die nachfolgenden Aufführungen konzentrieren sich auf die Beschreibung des Lastverschiebungsverhaltens und auf die Erläuterung der typischen Bruch- und Rißbilder sowie der Querschnitte von ausgewählten Ausbruchkörpern.

7.9.2 Zentrische Zugversuche (Reihe I)

Bild 7.5a zeigt typische Last-Verschiebungskurven der geprüften Einzelverankerungen (Mittelwerte aus zwei Messungen) mit drei unterschiedlichen Verankerungstiefen. Die aufgetragenen Verschiebungen stellen die direkt an der Ankerplatten



a) Einzelverankerung

b) Vierfachverankerung, $h_{ef} = 160$ mm

Bild 7.5: Typische Lastverschiebungskurven von axialzugbeanspruchten Kopfbolzenverankerungen, $ß_w = 24.8$ N/mm²

gemessenen Verschiebungen dar. Daher sind darin die Stahlverformungen der Kopfbolzen mit enthalten. Am Anfang ist der Kurvenverlauf praktisch unabhängig von h_{ef}. Mit steigender Belastung nimmt die Verschiebung schneller zu. Die Verschiebung bei Höchstlast nimmt mit zunehmender Verankerungstiefe zu. Dies ist

darauf zurückzuführen, daß bei konstanter Unterkopffläche die Kopfpressung mit steigender Last zunimmt.

Die Lastverschiebungskurven der geprüften Vierfachverankerungen ($h_{ef} = 160$ mm) sind in Bild 7.5b wiedergegeben. Die Kurve für s = 0 gilt für eine Einzelverankerung mit gleicher Verankerungstiefe. Es ist ersichtlich, daß sich eine Vierfachverankerung insgesamt steifer verhält als eine Einzelverankerung.

Da alle Versuche weggesteuert gefahren wurden, konnte das Nachbruchverhalten ebenfalls erfaßt werden.

7.9.3 Exzentrische Zugversuche (Reihe II)

Typische Lastverschiebungskurven sind in Bild 7.6 für Vierfachreihenverankerungen und in Bild 7.7 für 16fachflächenverankerungen eingetragen. Es zeigt sich, daß beim Bruch die Verschiebung des am höchst beanspruchten Bolzens der Gruppe (rechtes Diagramm) mit zunehmender Lastexzentrizität ebenfalls zunimmt. Die Verschiebung des am geringsten belasteten Bolzens der Gruppe (linkes Dia-

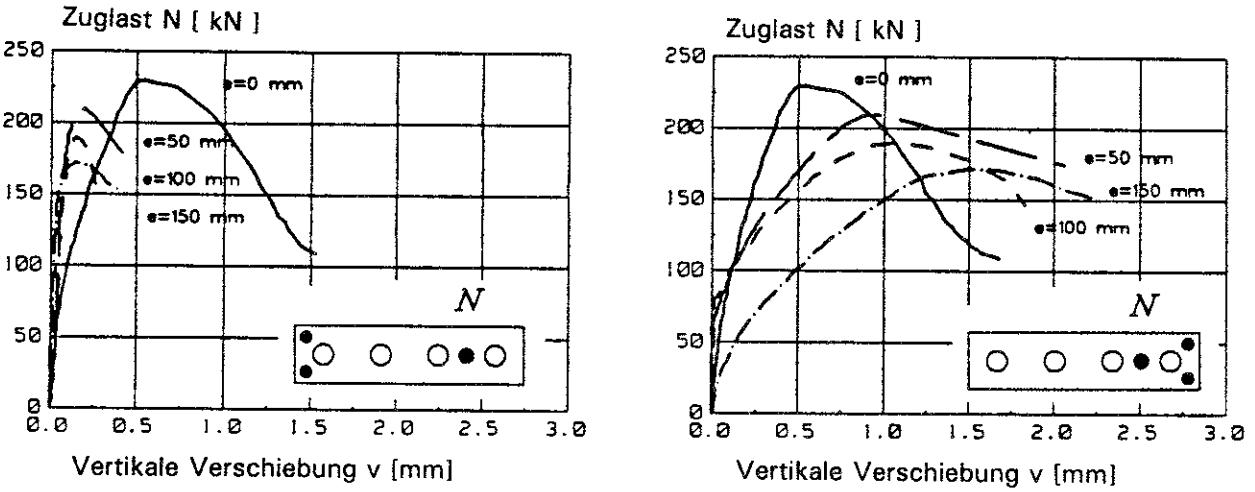


Bild 7.6: Typische Lastverschiebungskurven von auf exzentrischen Zug beanspruchten Vierfachreihenverankerungen, $\beta_w = 30.5$ N/mm², $h_{ef} = 160$ mm, $s_{ges.} = 300$ mm

gramm) sinkt dagegen ab. Es ist zu erkennen, daß die Verschiebung des am geringsten beanspruchten Bolzen bei der bezogenen Lastexzentrizität $2e_x/s_{x,ges.} = 1.0$ nicht gleich Null ist. Dies deutet darauf hin, daß bei einer derartigen Lastexzentrizität der äußere Bolzen ebenfalls zur Lastübertragung herangezogen wurde.

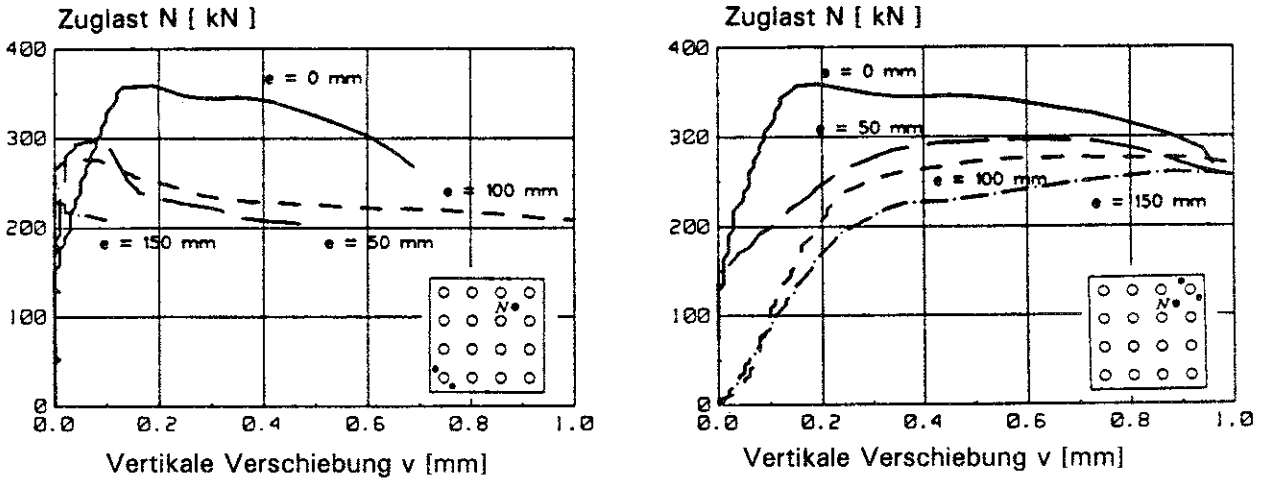


Bild 7.7: Typische Lastverschiebungskurven von auf exzentrischen Zug beanspruchten 16fachflächenverankerungen, β_w = 30.5 N/mm², h_{ef} = 160 mm, $s_{ges.}$ = 300 mm

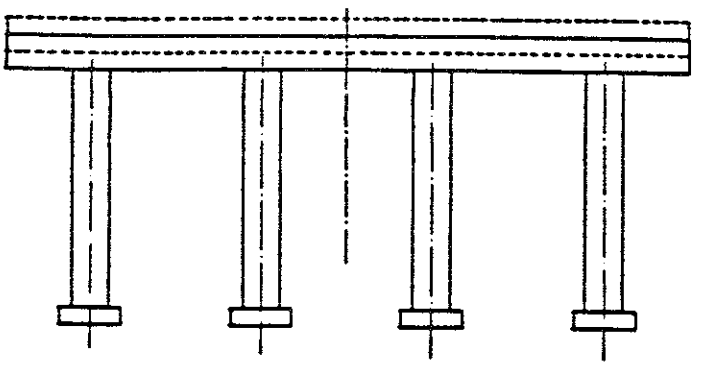
Der Verformungszustand der Ankerplatte bei Erreichen der Höchstlast ist für die geprüften Vierfachreihenverankerungen in Bild 7.8 dargestellt. Die Mitwirkung des am geringsten beanspruchten Bolzens zur Lastübertragung ist daraus noch deutlicher zu erkennen.

Bild 7.9 zeigt typische Bruchbilder der geprüften 16fachflächenverankerungen. Bei einer Lastexzentrizität $2e_x/s_{x,ges.} = 2e_y/s_{y,ges.} = 0.33$ bildete sich noch ein gemeinsamer Ausbruchkörper aus. Bei $2e_x/s_{x,ges.} = 2e_x/s_{x,ges.} = 1.0$ ist der Ausbruchkörper in der o. g. Form allerdings nicht mehr zu erkennen. Die Zunahme der Lastexzentrizität hat eine Verschiebung der Konzentration der Bruchrisse zur Folge.

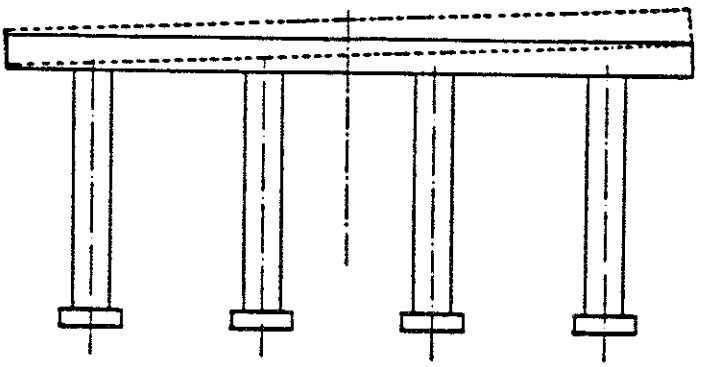
7.9.4 Querzugversuche (Reihe III)

Typische Lastverschiebungskurven der geprüften Einzelverankerungen sind in Bild 7.10 wiedergegeben. Aufgetragen ist die jeweils aufgebrachte Querlast in Abhängigkeit von der jeweiligen Verschiebung in horizontaler Richtung (linkes Diagramm) und in vertikaler Richtung (rechtes Diagramm). Es zeigt sich, daß das Lastverschiebungsverhalten querzugbeanspruchter Einzelverankerungen in Belastungsrichtung ähnlich ist wie bei zentrischem Zug. Das Verschiebungsverhalten in vertikaler Richtung verdeutlicht, daß die Ankerplattenebene gegen die Betonoberfläche verdreht wurde (negative Verschiebung = Anhebung der Ankerplatte; positive Verschiebung = Ankerplatte in den Beton gedrückt).

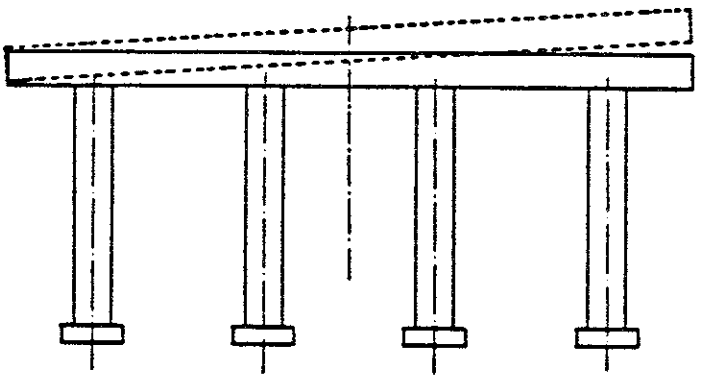
a) $e_x = 0$



b) $e_x = 50$ mm



c) $e_x = 100$ mm



d) $e_x = 150$ mm

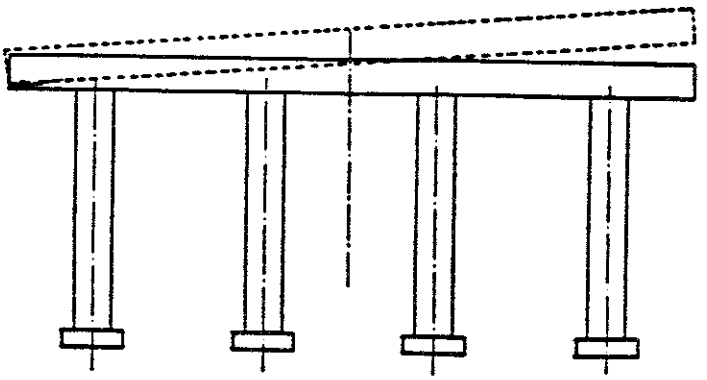
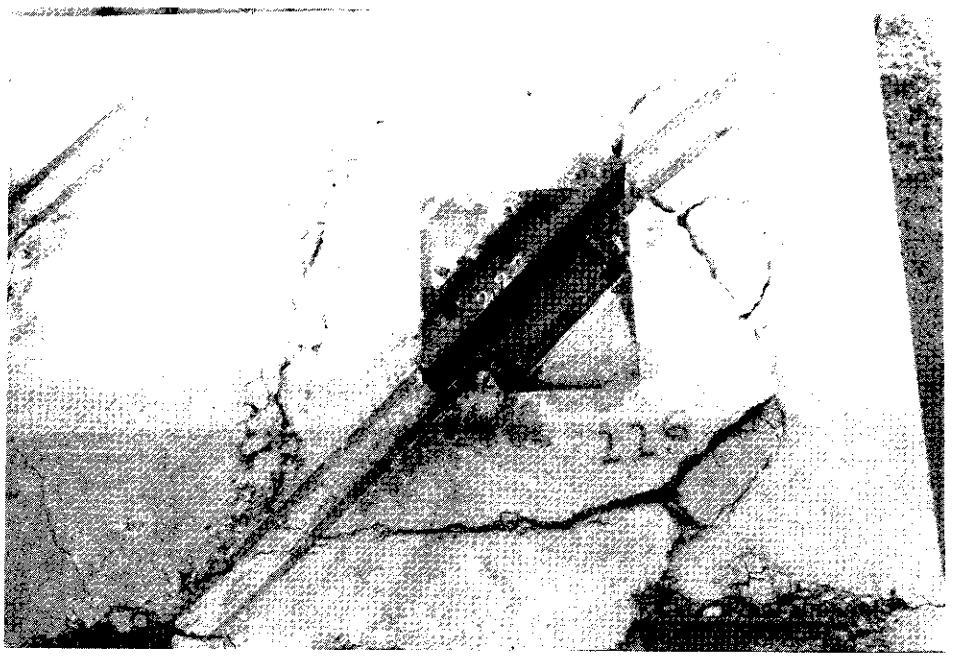
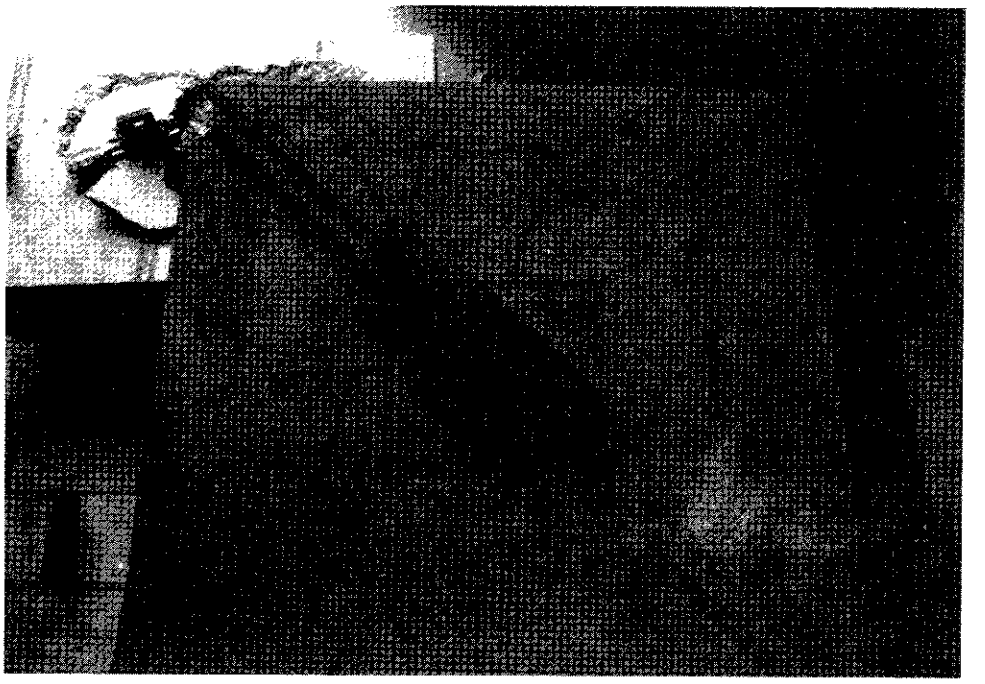


Bild 7.8: Verformungszustand der Ankerplatten bei Erreichen der Höchstlast unter unterschiedlichen Lastexzentrizitäten



a) $2e_x/s_{x,ges.} = 2e_y/s_{y,ges.} = 0.33$



b) $2e_x/s_{x,ges.} = 2e_y/s_{y,ges.} = 1.00$

Bild 7.9: Typische Bruchbilder von auf exzentrischen Zug beanspruchten 16fachflächenverankerungen

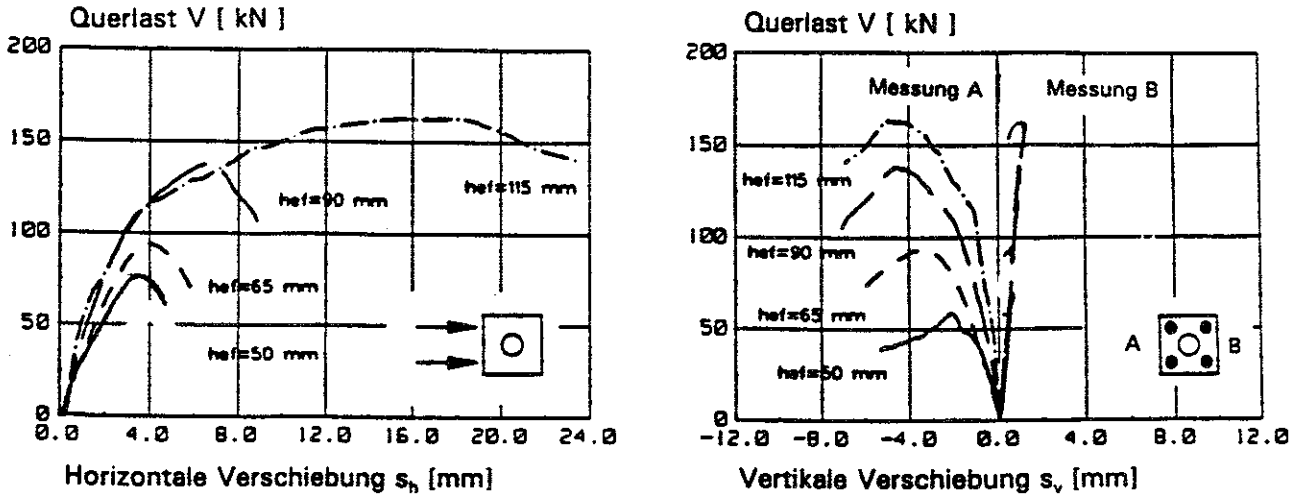


Bild 7.10: Typische Lastverschiebungskurven von querzugbeanspruchten Einzelverankerungen, β_w = 27 N/mm²

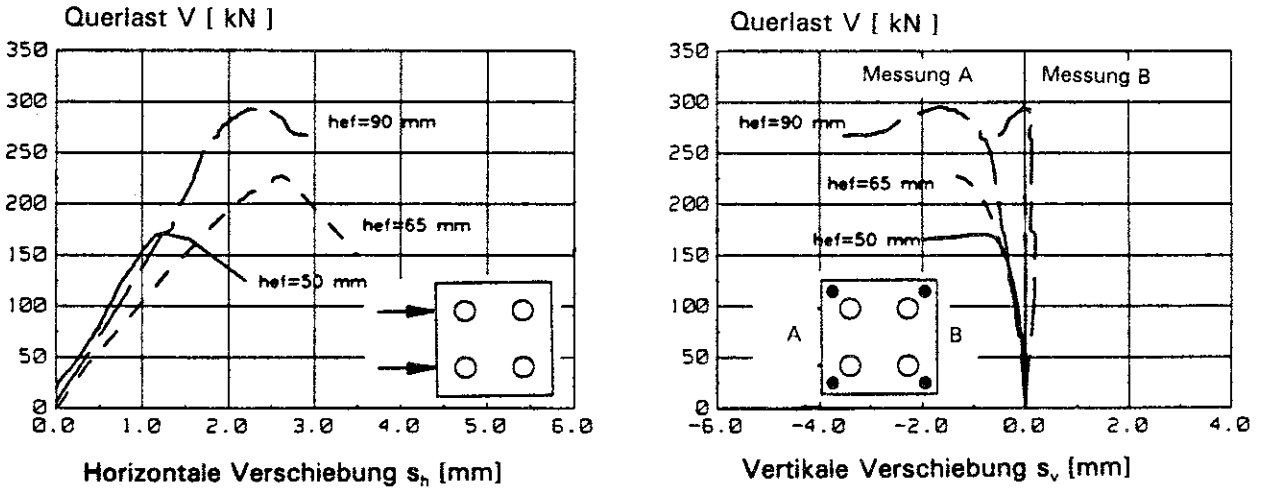
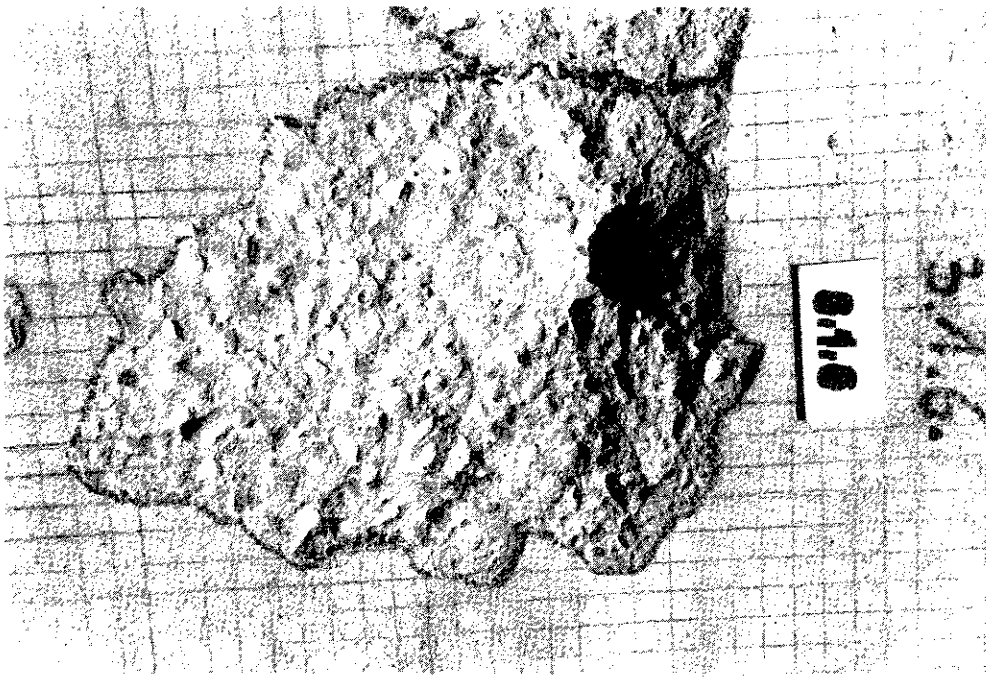


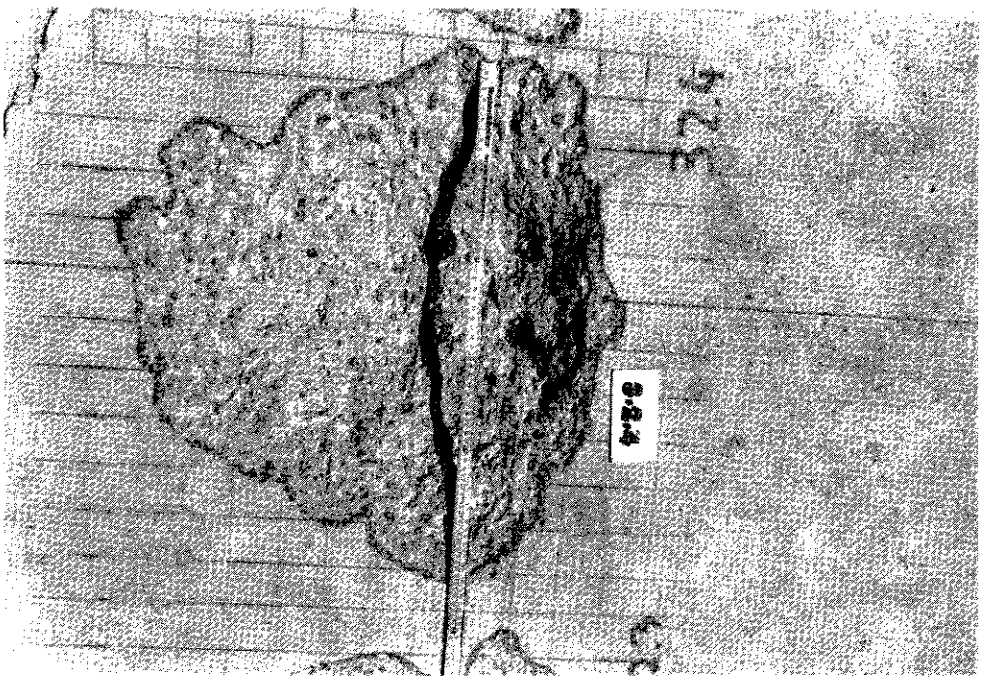
Bild 7.11: Typische Lastverschiebungskurven von querzugbeanspruchten Vierfachverankerungen, $s_x = s_y$ = 100 mm, β_w = 29 N/mm²

Das Lastverschiebungsverhalten der geprüften Vierfachverankerungen (Bild 7.11) ist mit demjenigen der o. a. Einzelverankerungen vergleichbar. Allerdings sind hierbei die Bruchverschiebungen erheblich kleiner.

Typische Ausbruchkörper zeigt Bild 7.12. Die Form der Ausbruchkörper ist mit denjenigen bei zentrischem Zug vergleichbar und kann als Halbausbruchpyramide



a) Einzelverankerung, h_{ef} = 65 mm



b) Vierfachverankerung, h_{ef} = 65 mm, s = 100 mm

Bild 7.12: Typische Ausbruchkörper von querzugbeanspruchten Verankerungen beim Betonausbruch auf der lastgewandten Seite

idealisiert werden. Wegen des einseitigen Ausbruchs ist die projizierte Fläche kleiner als diejenige bei zentrischem Zug.

7.9.5 Querzugversuche mit Biegebeanspruchung an der Ankerplatte

Experimentell untersucht wurden sowohl der Einfluß des Achsabstandes s_x ($\approx$ innerer Hebelarm) als auch der Einfluß der Lastexzentrizität e_z auf das Tragverhalten von Ankerplatten mit Vierfachverankerungen in rechteckiger Anordnung.

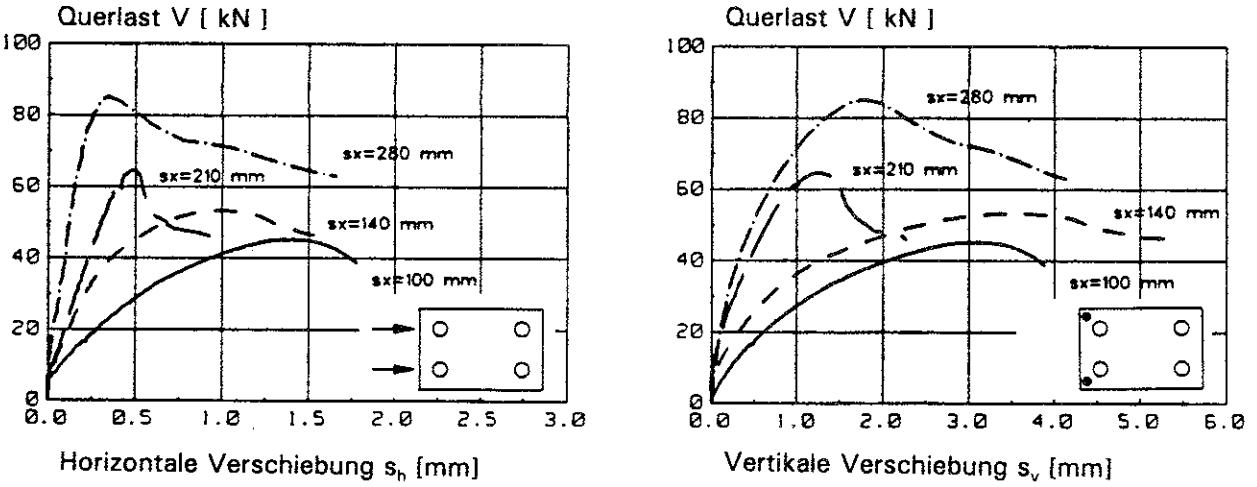


Bild 7.13: Typische Lastverschiebungskurven von auf Querlast und Biegung beanspruchten Vierfachverankerungen, h_{ef} = 160 mm, e_z = konstant = 820 mm, β_w = 35.4 N/mm²

In den Bildern 7.13 und 7.14 sind typische Lastverschiebungskurven der geprüften Verankerungen dargestellt. Das linke Diagramm im jeweiligen Bild zeigt das Verschiebungsverhalten der gezogenen Kopfbolzen in Richtung der Querlast und das rechte in vertikaler Richtung. Bei den Versuchen mit einer konstanten Lastexzentrizität e_z = 820 mm nimmt die Betonbruchlast mit zunehmendem Achsabstand s_x zu. Die zugehörigen Bruchverschiebungen sinken dagegen ab. Bild 7.14 verdeutlicht, daß die Betonbruchlast einer auf Biegung beanspruchten Verankerung deutlich von der Lastexzentrizität abhängt. Bei Vergrößerung der Lastexzentrizität e_z um das 3fache muß mit einer Traglastabminderung auf die Hälfte gerechnet werden. Die zugehörigen Bruchverschiebungen der gezogenenen Verankerungselemente sind dagegen nur unwesentlich verändert.

In den Bildern 7.15 und 7.16 ist der vertikale Verformungszustand der Anker-

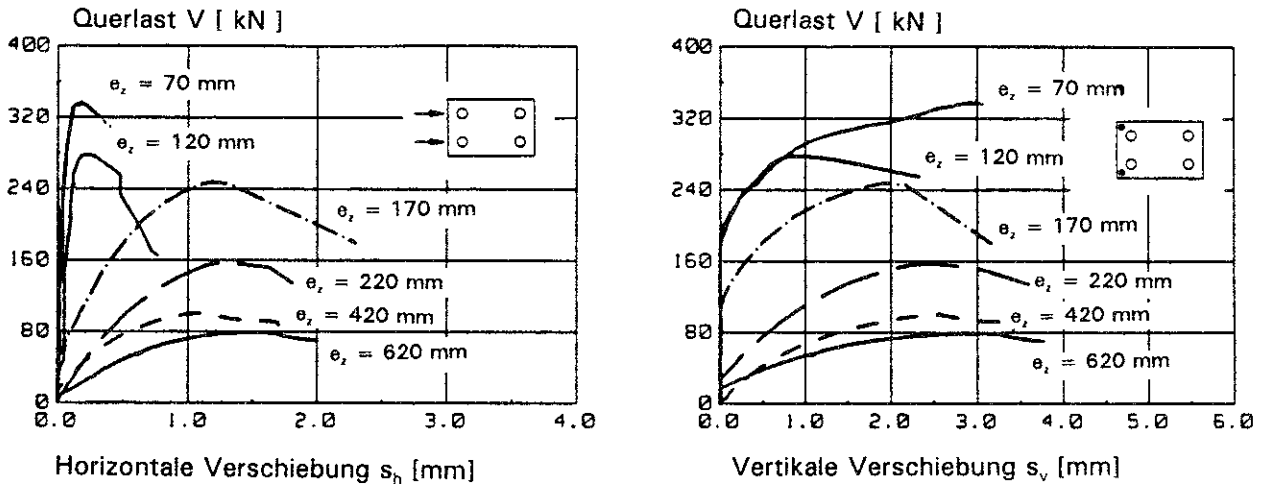


Bild 7.14: Typische Lastverschiebungskurven von auf Querlast und Biegung beanspruchten Vierfachverankerungen, h_{ef} = 160 mm, s_x = 140 mm, s_y = 100 mm, $ß_w$ = 28.9 N/mm²

platten unter Höchstlast graphisch dargestellt. Es zeigt sich, daß bei Erreichen der Höchstlast die in der Druckzone liegenden Verankerungselemente kaum gezogen sind, weil sie zum Teil negative Verschiebungen erfahren. Dies deutet darauf hin, daß die infolge der Biegebeanspruchung hervorgerufene Zugkraft fast nur von den in der Zugzone liegenden Verankerungselementen aufgenommen wird.

In den Bildern 7.17 und 7.18 sind typische geometrische Formen der Ausbruchkörper dargestellt. Es ist zu erkennen, daß die Neigung des Ausbruchkegelmantels eines gezogenen Verankerungselementes gegen die Horizontale einen sehr flachen Verlauf aufweist.

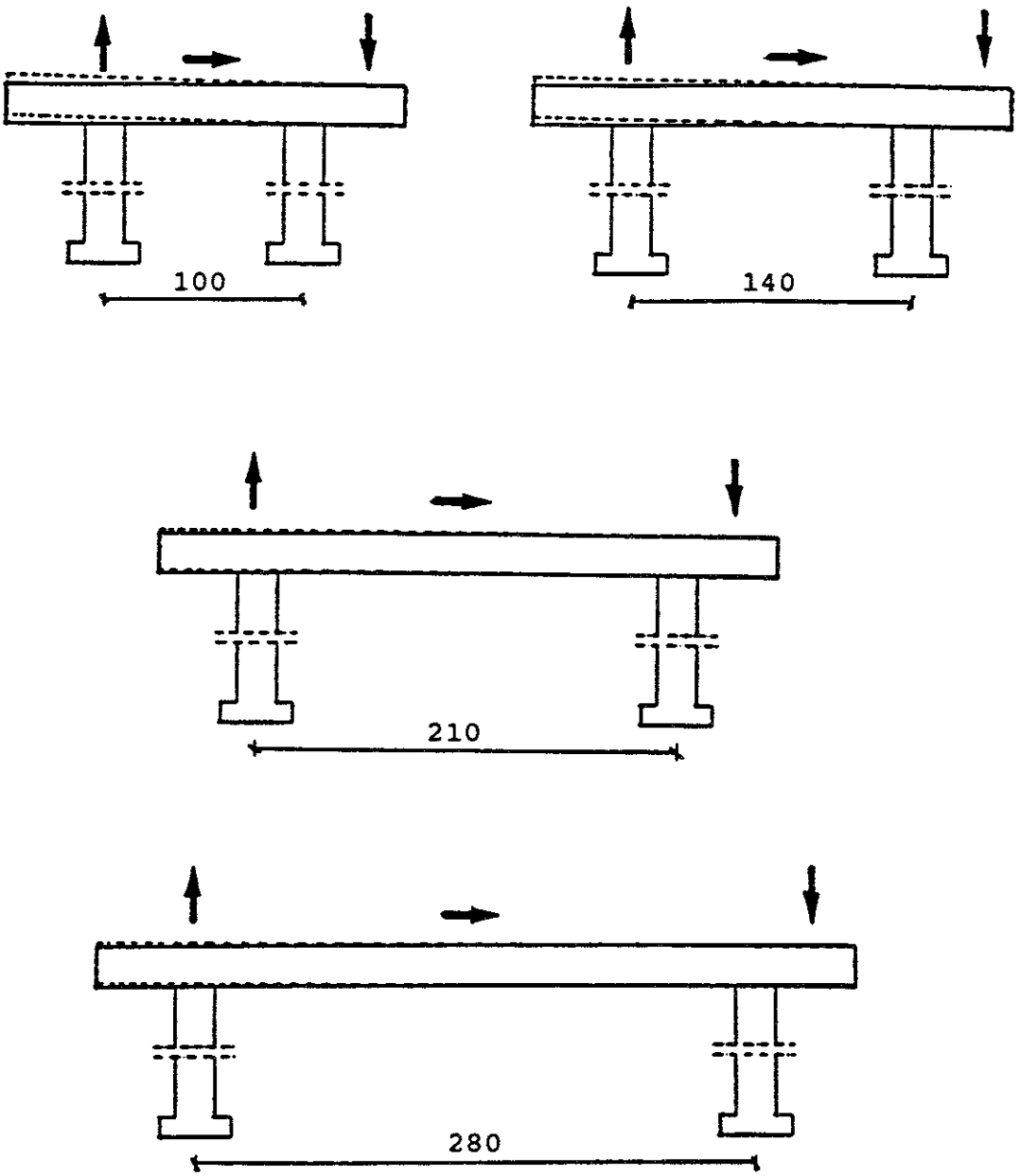
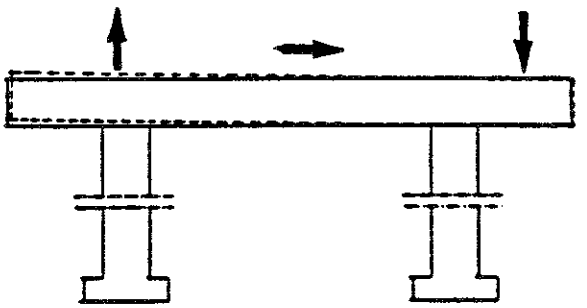
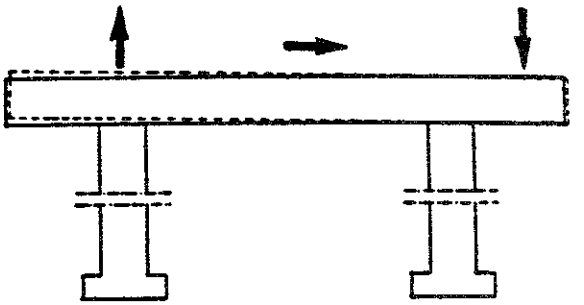


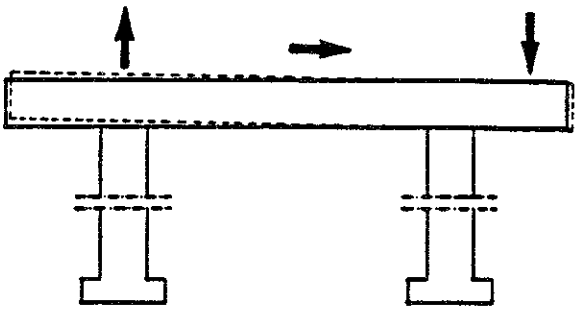
Bild 7.15: Verformungszustand der Ankerplatten bei Erreichen der Höchstlast, e_z = 820 mm = konstant, $ß_w$ = 35.4 N/mm²



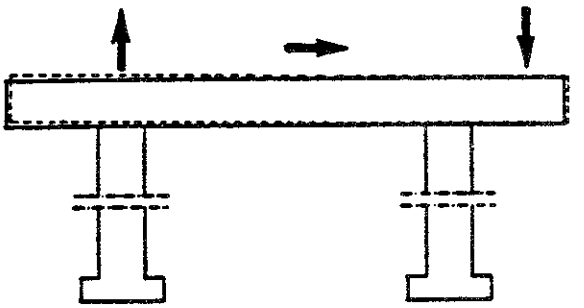
a) e_z = 620 mm



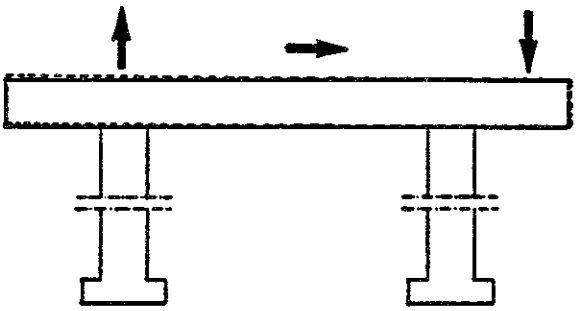
b) e_z = 420 mm



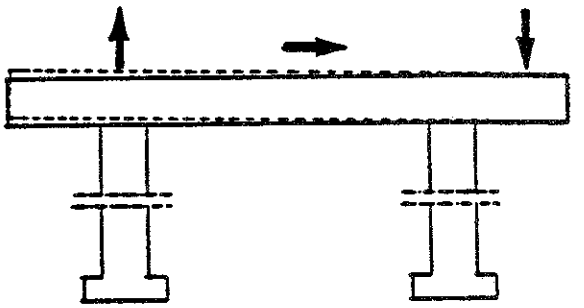
c) e_z = 220 mm



d) e_z = 170 mm



e) e_z = 120 mm



f) e_z = 70 mm

Bild 7.16: Verformungszustand der Ankerplatten bei Erreichen der Höchstlast, s_x = 100 mm, s_y = 140 mm, β_w = 28.9 N/mm²

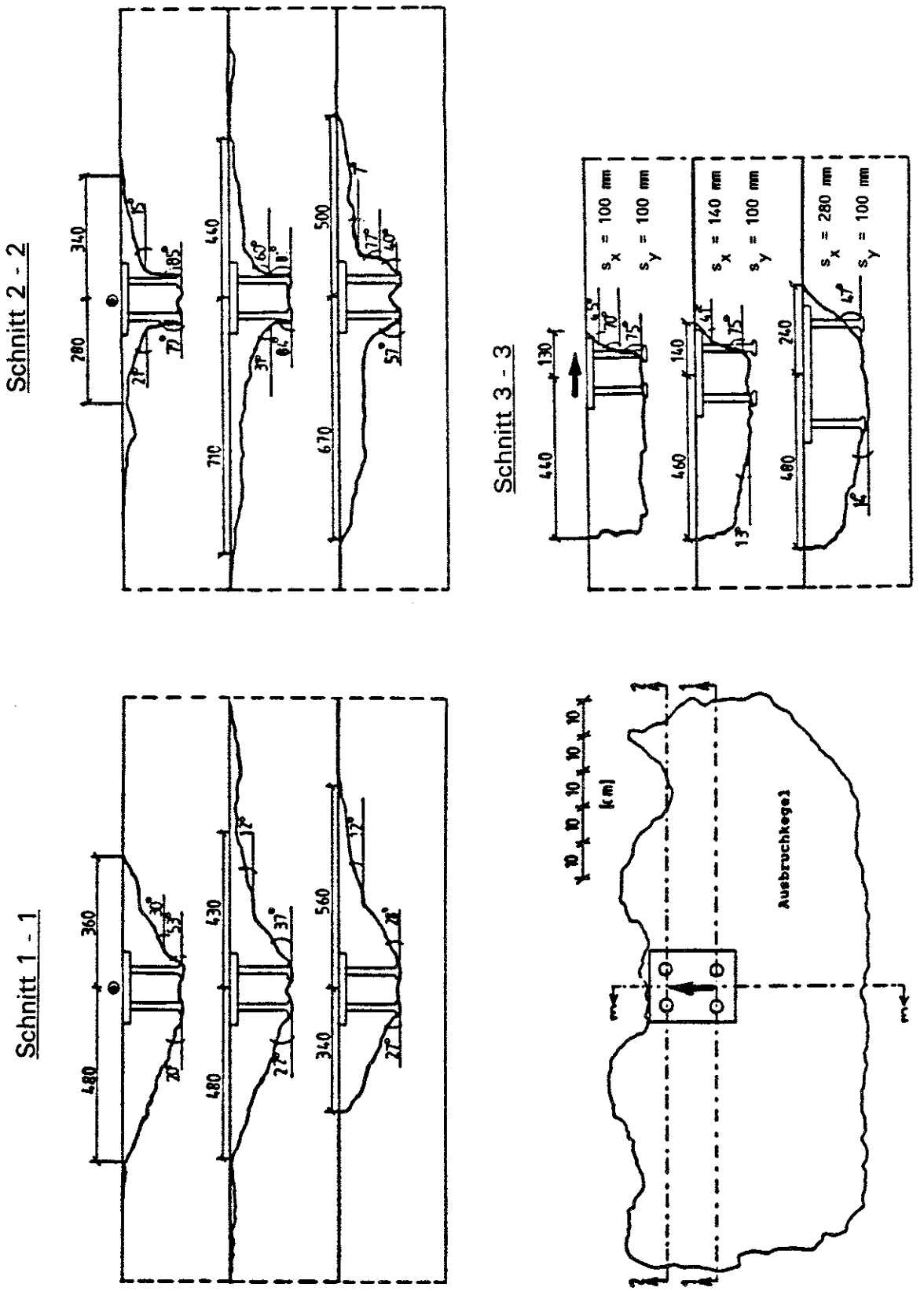


Bild 7.17: Typische Ausbruchkegel und Querschnitte der Ausbruchkegel, e_z = 820 mm, h_{ef} = 160 mm

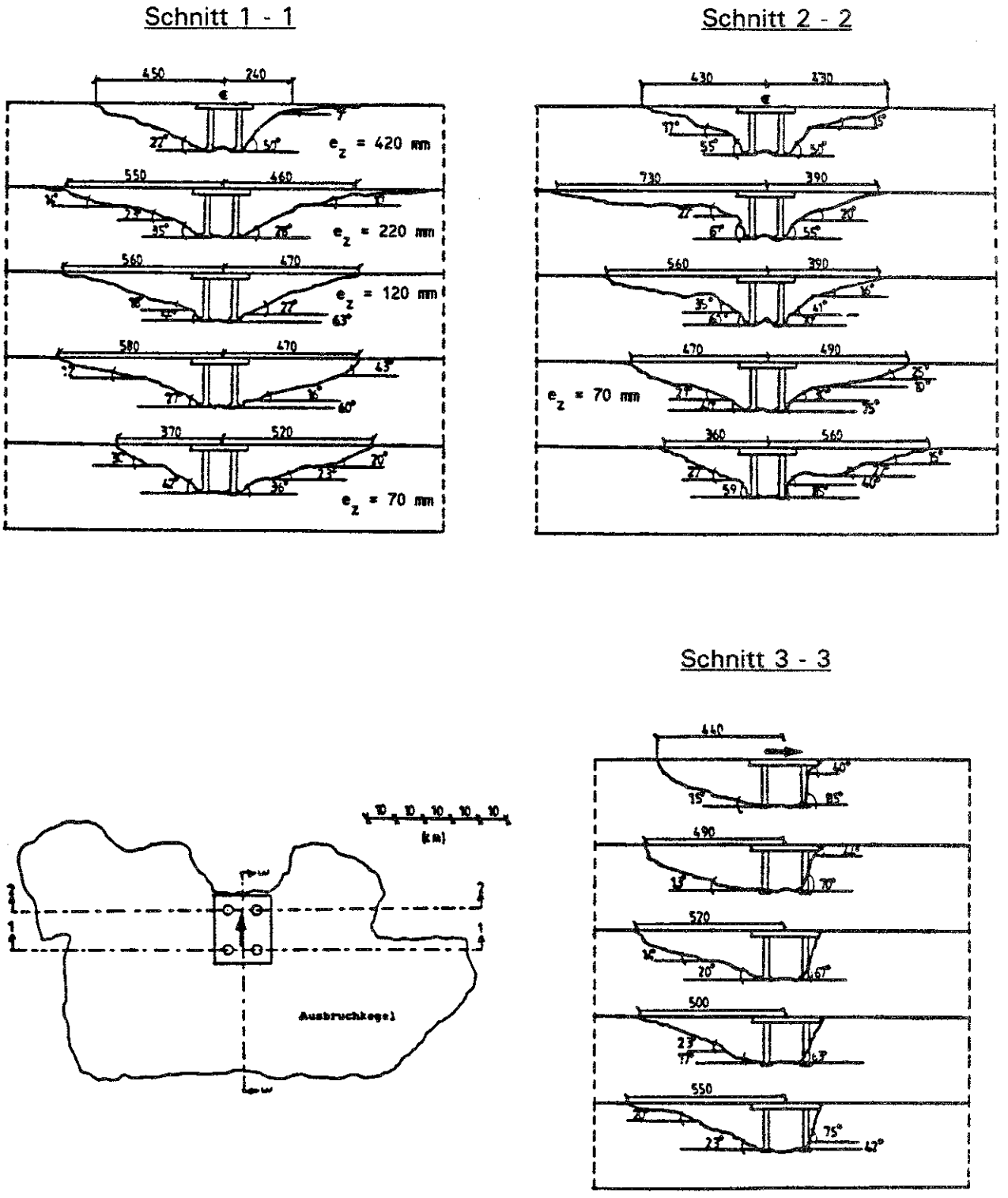


Bild 7.18: Typische Ausbruchkegel und Querschnitte der Ausbruchkegel, s_x = 140 mm, s_y = 100 mm, h_{ef} = 160 mm

8 Verifizierung der analytischen Lösungsansätze durch Nachrechungen von Versuchsergebnissen

8.1 Allgemeines

Die Überprüfung der in Kapiteln 3 bis 6 abgeleiteten Rechenbeziehungen erfolgte durch Nachrechnungen von Versuchsergebnissen. Dazu wurden außer den im letzten Kapitel beschriebenen eigenen Versuchen auch relevante fremde Versuche herangezogen. Bei den fremden Versuchen wurde auf eine am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, vorhandene Datenbank (Fuchs, Eligehausen & Breen (1991)) zurückgegriffen, wobei teilweise auch weitere Versuche aufgenommen werden. Im folgenden werden rechnerische Höchstlasten mit den in den Versuchen gemessenen Bruchlasten verglichen. Weiterhin werden die Ansätze für die effektiven Betonbruchspannungen σ_{BE} und σ_{BG} überprüft.

8.2 Verankerungen unter zentrischer Zugbelastung

8.2.1 Einzelverankerungen

8.2.1.1 Vergleich von rechnerischen Höchstlasten mit Versuchen

Eigene Versuche:

Die theoretischen Traglasten der geprüften Einzelverankerungen werden nach Gl. (3.18) ermittelt und mit den Versuchswerten verglichen. Der Verhältniswert $N_{uE,Versuch}/N_{uE,Rechnung}$ liegt im Mittel bei 1.00 mit einem Variationskoeffizient v = 5.9%.

Fremde Versuche:

Um die Allgemeingültigkeit der analytischen Rechenbeziehung (Gl. (3.18)) zu überprüfen, wurden bekannte fremde Versuche nachgerechnet. Es wurden insgesamt Ergebnisse von 244 Versuchen mit Kopfbolzenverankerungen aus der Literatur entnommen. Einen kurzen Überblick über die in der Datenbank zusammengestellten Versuchsergebnisse (vergl. Anhang A4 bis A10) gibt Tabelle 8.1. Angegeben sind der erste Autor, die Anzahl der Versuche und die Minimal-, Mittel- und Maximalwerte der für das Tragverhalten maßgebenden Parameter.

Autor	n [-]	β_w N/mm²			h_{ef} [mm]		
		min	m	max	min	m	max
Sattler	4	20.6	34.0	47.3	68	68	68
Bode	126	11.4	28.9	46.4	43	92	140
Klingner	27	24.3	33.7	43.1	64	110	251
Hochtief	11	34.0	53.0	71.9	250	250	250
KWU(B)[1)]	21	15.6	24.4	33.1	185	185	185
KWU(F)[2)]	43	19.1	23.4	27.7	130	328	525
Keuser	9	31.3	31.3	31.3	50	100	150
Σ	241	11.4	33.5	71.9	43	159	525

1) B = an der Universität Bochum durchgeführte Versuche
2) F = an der FMPA Baden-Württemberg durchgeführte Versuche

Tabelle 8.1: Einzelkopfbolzen unter zentrischer Zugbelastung ohne Randeinfluß

In Tabelle 8.2 werden die Ergebnisse der Nachrechnungen (Anzahl der Versuche n, Mittelwert $x = N_{uE,Versuch}/N_{u,Rechnung}$ und zughöriger Variationskoeffizient v) aufgeführt. Die Übereinstimmung zwischen den Versuchen und Rechnungen sind gut.

Autor	Sattler	Bode	Klingner	Hochtief	KWU(B)	KWU(F)	Keuser
n [-]	4	126	27	11	21	43	9
x [-]	1.06	1.02	0.93	1.14	1.06	0.95	0.92
v [%]	9.1	10.6	32.7	7.7	10.9	7.8	12.1

Tabelle 8.2: Zusammenstellung der Nachrechnungsergebnisse

Zusammenfassende Auswertung von eigenen und fremden Versuchen:

In Bild 8.1 sind die in Versuchen gemessenen Bruchlasten (umgerechnet über $\sqrt{\beta_w}$ auf $\beta_w = 25$ N/mm²) in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe aufgetragen. Mit eingetragen ist der Kurvenverlauf nach Gl. (3.18) mit dem zugehörigen Streuungs-

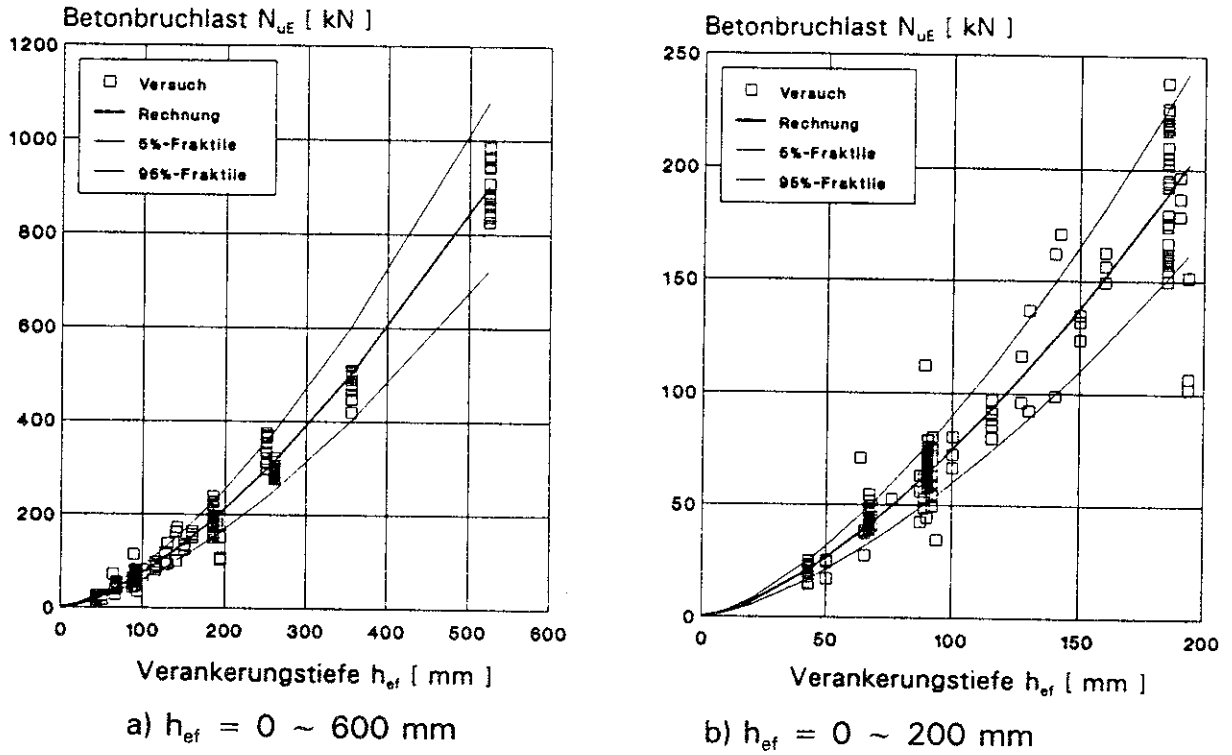


Bild 8.1: Betonausbruchlast von Kopfbolzen in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}

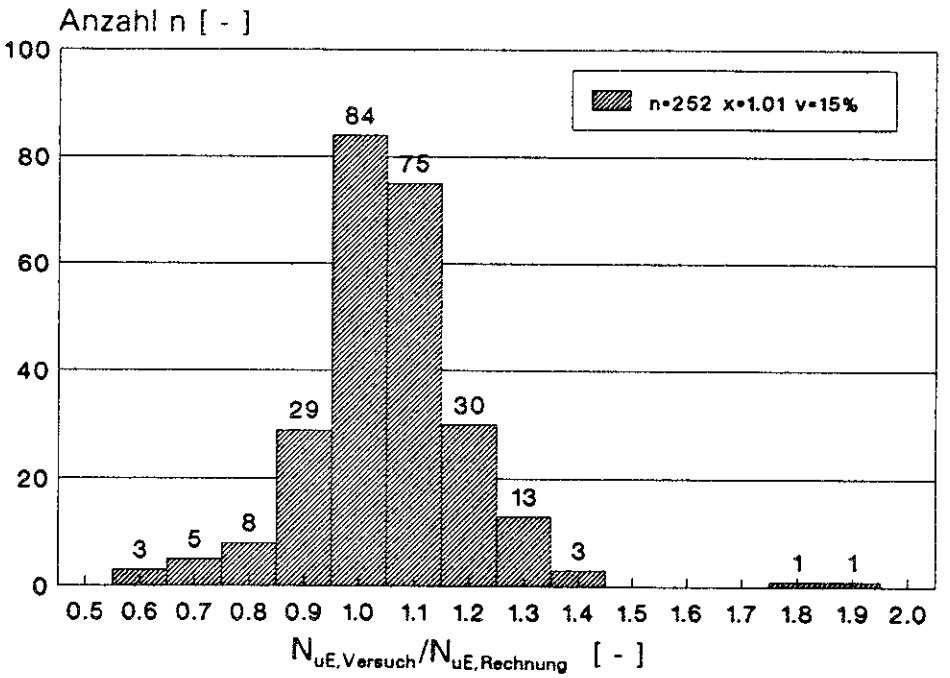


Bild 8.2: Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast

bereich. Das Histogramm der Verhältniswerte $N_{uE,Versuch}/N_{uE,Rechnung}$ aller Versuche zeigt Bild 8.2. Es ist durch eine Normalverteilung gekennzeichnet. Der Mittelwert beträgt $x = 1.01$ mit einem Variationskoeffizient $v = 15\%$.

Zur Überprüfung des Einflusses der Verankerungstiefe und der Betondruckfestigkeit auf die Höchstlast wurden weiterhin die Verhältniswerte $N_{uE,Versuch}/N_{uE,Rechnung}$ über der Verankerungstiefe und der Betondruckfestigkeit aufgetragen (Bilder 8.3 und 8.4). Alle Versuchswerte liegen im Streuungsbereich (5%- und 95%-Fraktilwert) bzw. um den Mittelwert 1.0. Dies deutet darauf hin, daß sowohl der Einfluß der Verankerungstiefe als auch der Betonfestigkeit durch Gl. (3.18) zutreffend erfaßt wird.

Bekanntlich werden die Betonzugfestigkeit und das Nachbruchverhalten u. a. vom Größtkorndurchmesser und der Sieblinie beeinflußt. Daher ist zu überprüfen, ob der

Vorfaktor 15 in Gl. (3.18) von der Zusammensetzung der für die Versuchskörper verwendeten Betone abhängig ist. Hierzu wurden die o. a. Versuchsergebnisse getrennt ausgewertet. Zunächst wurde der Vorfaktor k der jeweiligen Versuchsergebnisse so ermittelt, daß der Mittelwert der gemessenen Bruchlasten mit dem Rechenwert (ohne den Vorfaktor $k = 15$ in Gleichung (3.18)) übereinstimmt.

Die Ergebnisse sind in Bild 8.5 graphisch dargestellt. Daraus ist zu entnehmen, daß der Faktor k bei allen Versuchen um 15.0 liegt. Das bedeutet, daß der Einfluß der Betonzusammensetzung auf die Betonausbruchlast im Bereich der Streuung der Betonzugfestigkeit liegt (vergl. Heilmann (1969)) und daher in erster Nährung vernachlässigt werden kann. Wertet man alle 252 verfügbaren Versuche aus, erhält man im Mittel $k = 15.15$ mit einem Variationskoeffizient 15.0%.

Zur Vereinfachung der Rechnung wird daher vorgeschlagen, daß als Vorfaktor in Gleichung (3.18) mit 15.0 statt bisher 15.5 nach Eligehausen, Fuchs et al (1992) angesetzt werden soll.

Daraus ergibt sich:

$$N_{uE} = 15 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad [\,N\,] \qquad \ldots\ldots\ (8.1)$$

Die Fraktile ergeben sich zu:

$$N_{uE,5\%} \approx 11 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \qquad \ldots\ldots\ (8.2a)$$

$$N_{uE,95\%} \approx 19 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \qquad \ldots\ldots\ (8.2b)$$

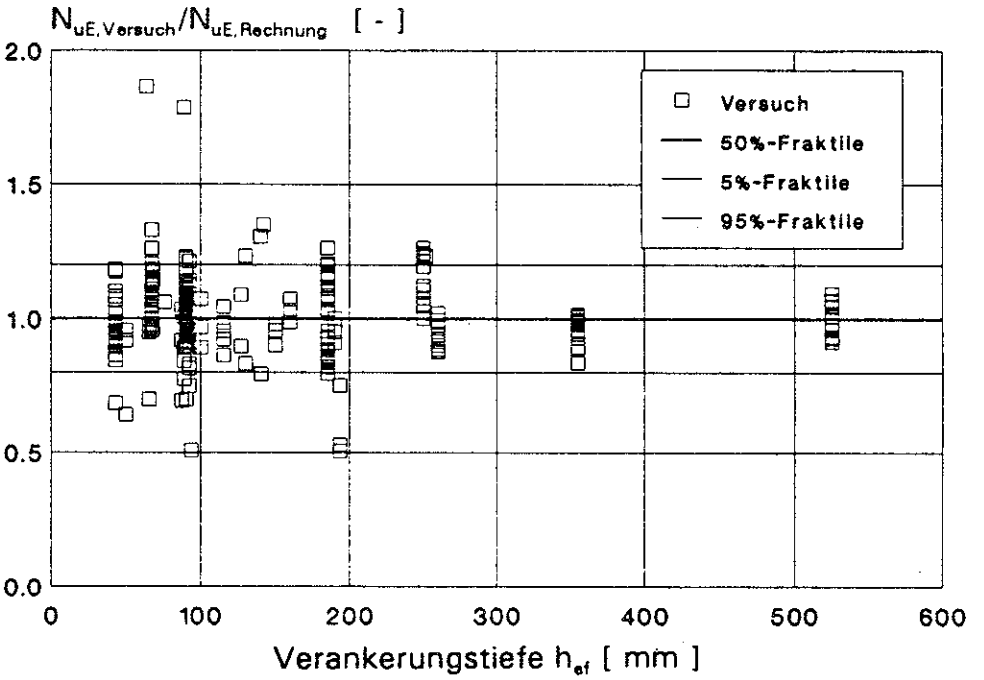


Bild 8.3: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

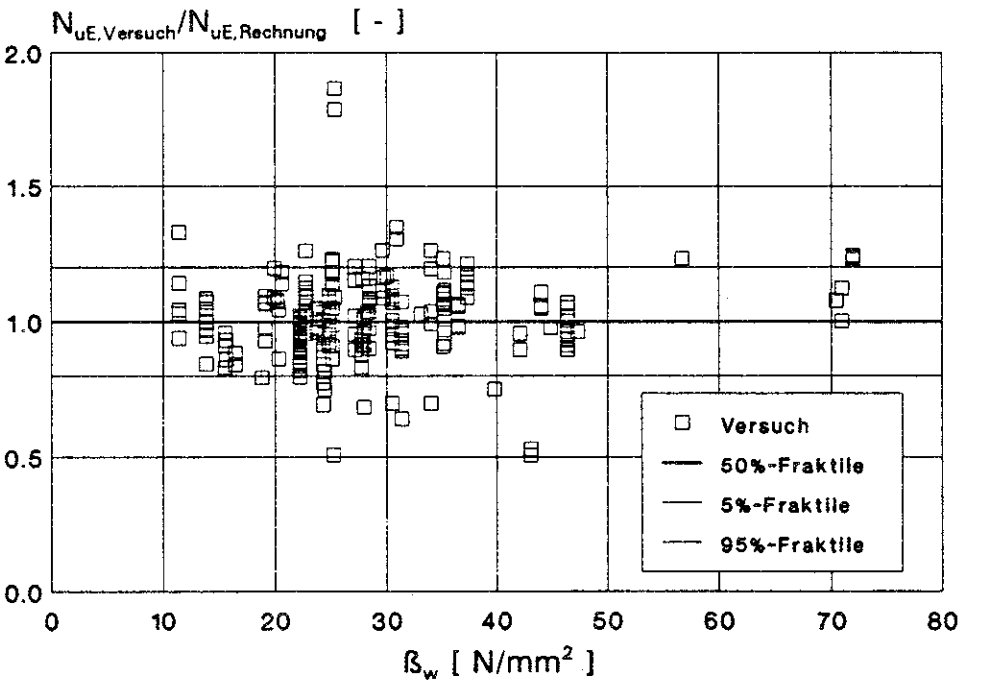


Bild 8.4: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

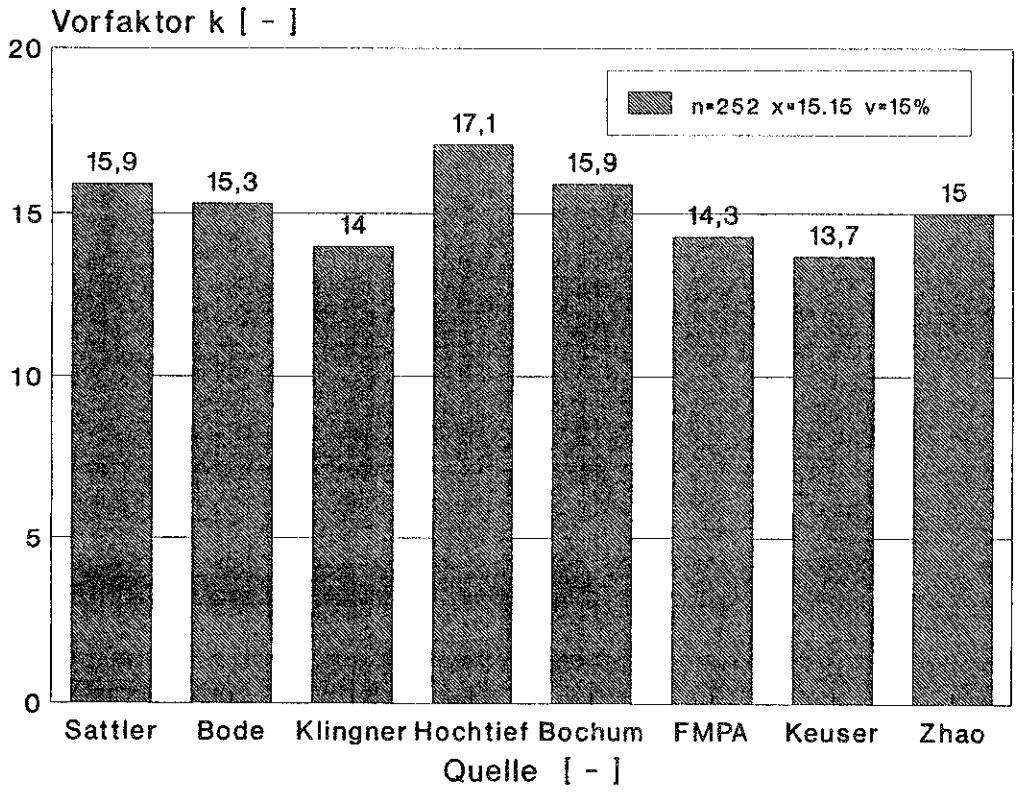


Bild 8.5: Vorfaktor k in Gl. (3.18) in Abhängigkeit von der Herkunft der Versuchsergebnisse

8.2.1.2 Effektive Betonbruchspannung σ_{BE}

Zur Überprüfung der Gleichung (3.23) werden die Traglastwerte aus Versuchen auf die Projektionsfläche der idealisierten Pyramide des Ausbruchkörpers (Gl. (3.21) bezogen. Bild 8.6 zeigt die auf $\sqrt{ß_w}$ bezogene effektive Betonbruchspannung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe. Daraus ist zu erkennen, daß alle Versuche um den Mittelwert 0.15 streuen. Somit wird die Richtigkeit der im Kapitel 3 durchgeführten Analyse im Hinblick auf die Vereinfachungen der Zugspannungsverteilung auf der Mantelfläche des Ausbruchkörpers bestätigt. Beim Erreichen der Höchstlast kann daher der Wert

$$\sigma_{BE} = 0.15 \cdot \sqrt{ß_w} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (8.3)$$

als effektive Betonbruchspannung auf der projizierten Fläche des Mantels der vereinfachten Ausbruchpyramide angesetzt werden.

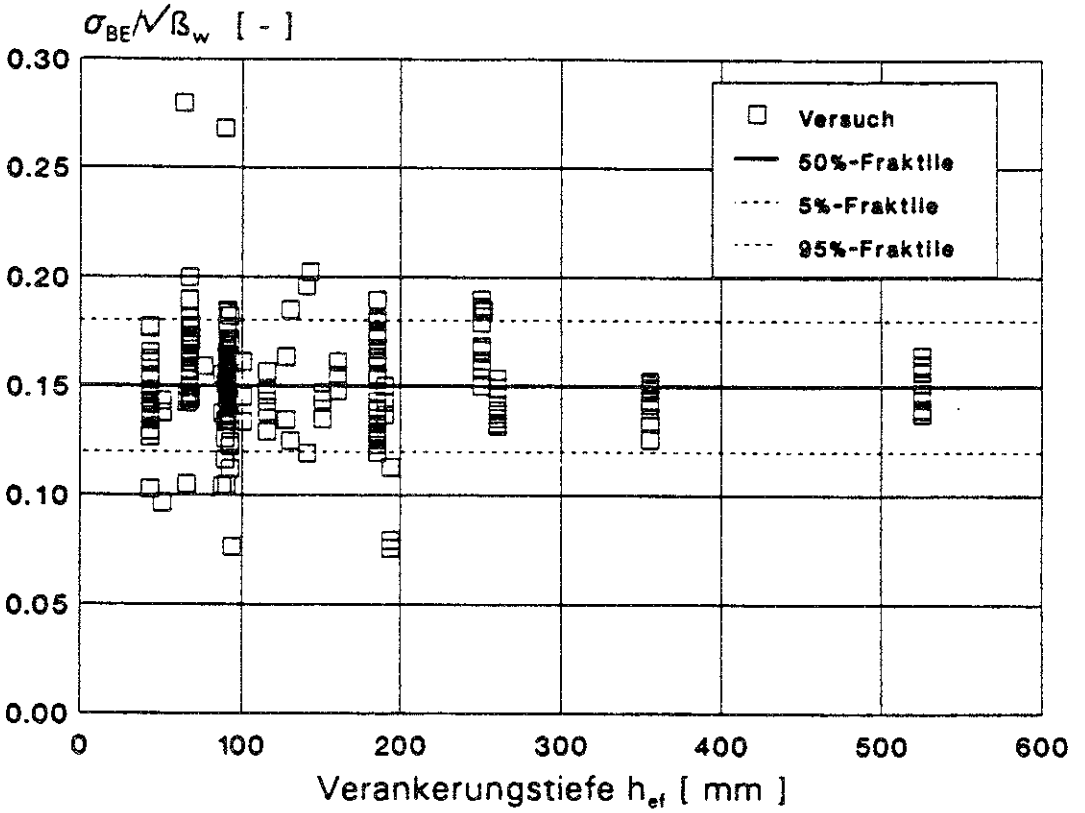


Bild 8.6: Verhältnis $\sigma_{BE}/\sqrt{ß_w}$ in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}

8.2.2 Gruppenverankerungen

8.2.2.1 Vergleich von rechnerischen Höchstlasten mit Versuchen

Eigene Versuche:

Quadratische Verankerungen mit 4 Kopfbolzen

Im Rahmen des Versuchsprogramms konnte der Einfluß des Achsabstandes auf die Höchstlast bei konstanter Verankerungstiefe systematisch untersucht werden. Es wurden insgesamt 8 Versuche an quadratischen Vierfachverankerungen geprüft. Ein Versuch mit dem Achsabstand s = 400 mm wurde nicht ausgewertet, weil vor Erreichen der Höchstlast die Betonplatte gerissen war. Mit ausgewertet sind die im Rahmen des Forschungsvorhabens "Tragfähigkeit von Kopfbolzen unter Schrägzugbeanspruchung" durchgeführten Versuche (siehe untere Tabelle in Anhang A1). Somit ergeben sich insgesamt 16 auswertbare Versuchsergebnisse.

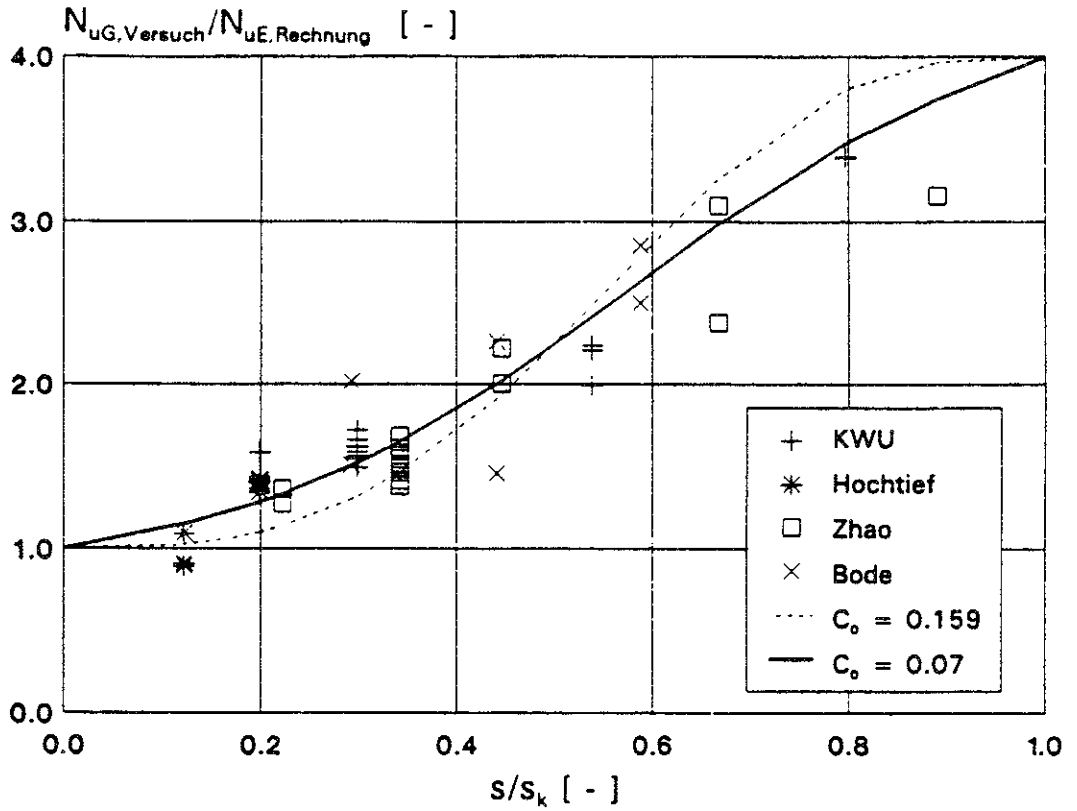


Bild 8.7: Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast von quadratischen Verankerungen mit Kopfbolzen

In Bild 8.7 sind die auf $N_{uE,Rechnung}$ bezogenen Traglastwerte von den o. a. Versuchen in Abhängigkeit vom relativen Achsabstand s/s_k (vergl. Gl. (3.6)) aufgetragen. Mit eingetragen ist der theoretische Kurvenverlauf nach Gl. (3.40) mit dem theoretischen Amplitudenwert $C_o = 0.159$ (gestrichelte Linie). Es zeigt sich, daß Gl. (3.40) im Bereich von kleinen Verhältniswerten s/s_k zu sichere und im Bereich von großen Werten s/s_k zu optimistische Bruchlasten liefert. Daher wurde mit Hilfe der Versuchsergebnisse der Wert C_o modifiziert. Die Nachrechnungen ergaben, daß für $C_o = 0.07$ die beste Übereinstimmung zwischen Versuchen und Rechnung erzielt wird. Die mit dem modifizierten C_o-Wert errechnete Kurve (durchgezogene Linie) ist ebenfalls in Bild 8.7 eingetragen. Die Versuche streuen um diese Kurve. Der Verhältniswert $N_{uG,Versuch}$ zu $N_{uG,Rechnung}$ beträgt im Mittel $x \approx 1.00$ mit einem Variationskoeffizient $v = 8.7\%$.

Reihenverankerungen mit 2 Kopfbolzen:

Randferne Reihenverankerungen mit zwei Kopfbolzen wurden bisher wenig geprüft. Es liegen 3 Versuche (Anhang A8) vor. Die theoretischen Bruchlasten wurden nach Gl. (3.40) mit C_o = 0.07 ermittelt und mit den gemessenen Betonbruchlasten verglichen. Die Übereinstimmung ist zufriedenstellend. Der Verhältniswert $N_{uG,Versuch}/N_{uG,Rechnung}$ beträgt im Mittel x = 0.97 mit einem Variationskoeffizient v = 4.8%. In Bild 8.8 sind die bezogenen Traglasten $N_{uG,Versuch}/N_{uE,Rechnung}$ in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s/s_k aufgetragen.

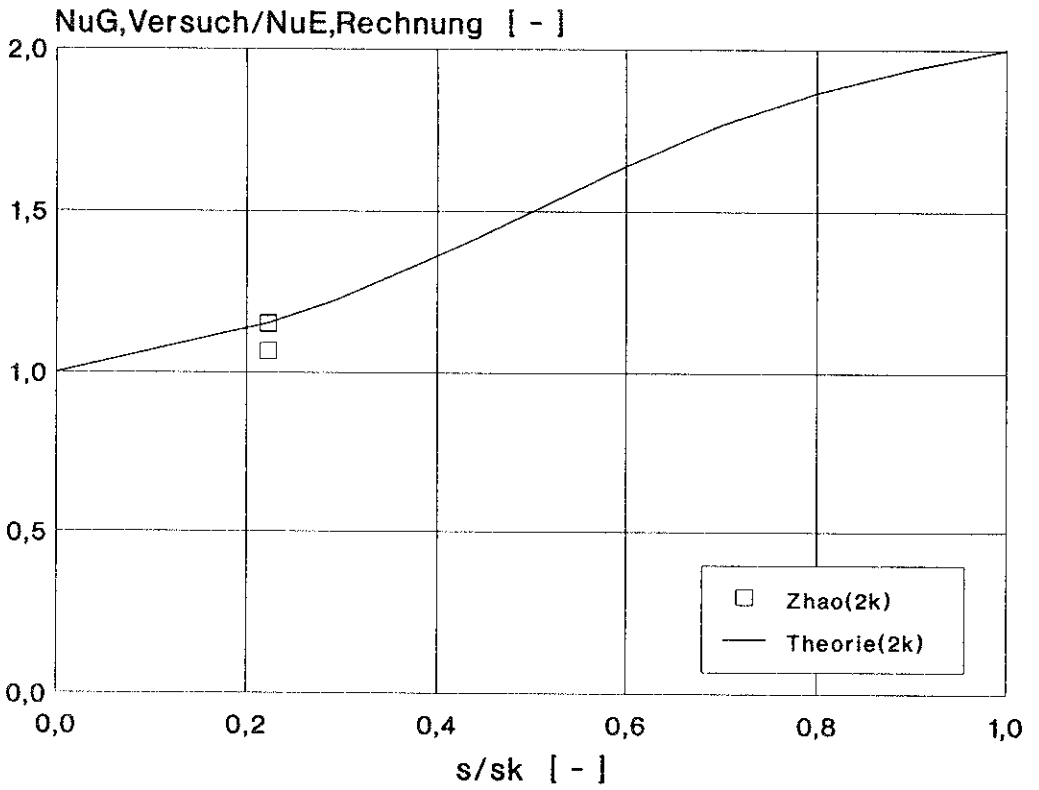


Bild 8.8: Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast von Reihenverankerungen mit 2 Kopfbolzen

Fremde Versuche:

Im Vergleich zu Versuchen an Einzelverankerungen liegen verhältnismäßig wenige Versuchsergebnisse mit Gruppenverankerungen vor. Insgesamt wurden 51 fremde Versuche an quadratischen Verankerungen mit 4, 16 und 36 Kopfbolzen aus der

Literatur entnommen. Einen Überblick über die in der Datenbank zusammengestellten Versuchsergebnisse (vergl. Anhang A4 bis A10) gibt Tabelle 8.3. Angegeben sind der erste Autor, die Anzahl der Versuche und die Minimal-, Mittel- und Maximalwerte der für das Tragverhalten maßgebenden Parameter.

Autor	n [-]	β_w N/mm²			$s_{ges.}$ [3] mm			h_{ef} [mm]		
		min	m	max	max	m	min	min	m	max
Bode(4k)[1]	6	17.9	28.4	38.9	80	120	160	82	82	82
Hochtief(4k)	9	22.2	26.5	30.8	100	100	100	180	270	360
Bochum(4k)[2]	17	24.0	28.6	33.2	100	100	400	185	185	185
Cannon(4k)	3	32.5	34.2	35.8	51	250	102	162	162	162
Bochum(16k)[2]	12	23.1	26.0	26.0	400	76	810	185	185	185
Bochum(36k)[2]	4	21.5	22.5	22.5	700	785	870	185	185	185
Σ	51	17.9	27.8	47.7	80	282	870	82	177	360

1) 4k = Quadratische Verankerungen mit 4 Kopfbolzen
2) Bochum = an der Universität Bochum durchgeführte Versuche
3) $s_{ges.}$ = Gesamtachsabstand = $\Sigma s_x = \Sigma s_y$

Tabelle 8.3: Bolzengruppen unter zentrischer Zugbelastung ohne Randeinfluß

Aus Tabelle 8.3 ist zu entnehmen, daß die meisten Versuche mit quadratischen Vierfachverankerungen durchgeführt wurden.

Quadratische Verankerungen mit 4 Kopfbolzen:

Es liegen 35 Versuche mit vier Kopfbolzen in quadratischer Anordnung vor. In Tabelle 8.4 sind die Nachrechnungsergebnisse aufgeführt. Angegeben sind die Anzahl der Versuche, der Mittelwert $N_{uG,Versuch}$ zu $N_{uG,Rechnung}$ und der zugehörige Variationskoeffizient. Es zeigt sich, daß Gleichung (3.40) die Versuchswerte wirklichkeitsnah wiedergibt. Der relative hohe Mittelwert $N_{uG,Versuch}/N_{uG,Rechnung}$ bei den Versuchen von Cannon (1975) ist möglicherweise auf dessen Versuchsdurchführung (mit enger Abstützung $\approx 2h_{ef}$) zurückzuführen. Zum Vergleich sind die Versuchswerte (ohne Ergebnisse von Cannon) in Bild 8.7 mit eingetragen.

Autor	Bode	Hochtief	Bochum	Cannon
n [-]	6	9	17	3
x [-]	1.04	1.00	1.03	1.25
v [%]	17.9	12.5	8.9	6.5

Tabelle 8.4 Zusammenstellung der Nachrechnungsergebnisse mit 4 Kopfbolzen

Verankerungen mit 16 Kopfbolzen in quadratischer Anordnung:

Im Rahmen eines Versuchsprogramms wurden 12 Versuche an quadratischen Verankerungen mit 16 Kopfbolzen an der Universität Bochum (1985) durchgeführt. Die Nachrechnung der Versuchsergebnisse zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechung (x = 0.96, v = 13.3%, Bild 8.9).

Verankerungen mit 36 Kopfbolzen in quadratischer Anordnung:

Im Rahmen eines Versuchsprogramms wurden 4 quadratische Verankerungen mit 16 Kopfbolzen an der Universität Bochum (1985) geprüft. Die Nachrechung der Versuchsergebnisse ergab, daß der Verhältniswert gemessene zu rechnerische Betonbruchlast im Mittel x = 1.01 mit einem Variationskoeffizient v = 10% beträgt.

Zusammenfassende Auswertung von eigenen und fremden Versuchen:

Es werden alle verfügbaren Versuche mit Gruppenverankerungen nachgerechnet.

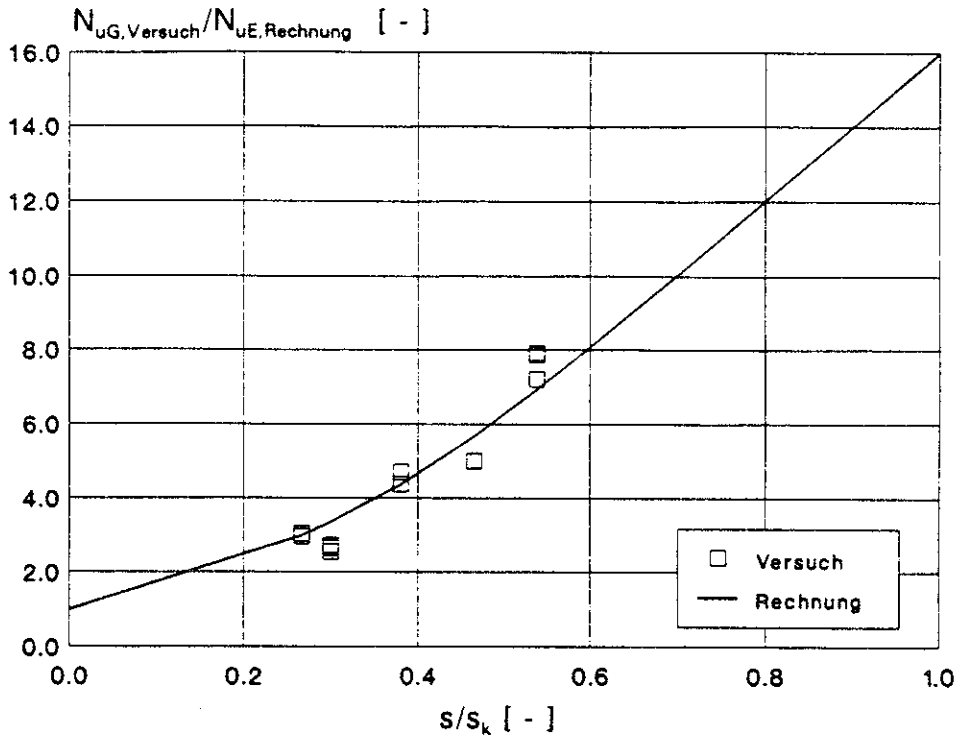


Bild 8.9: Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast von quadratischen 16fachverankerungen mit Kopfbolzen

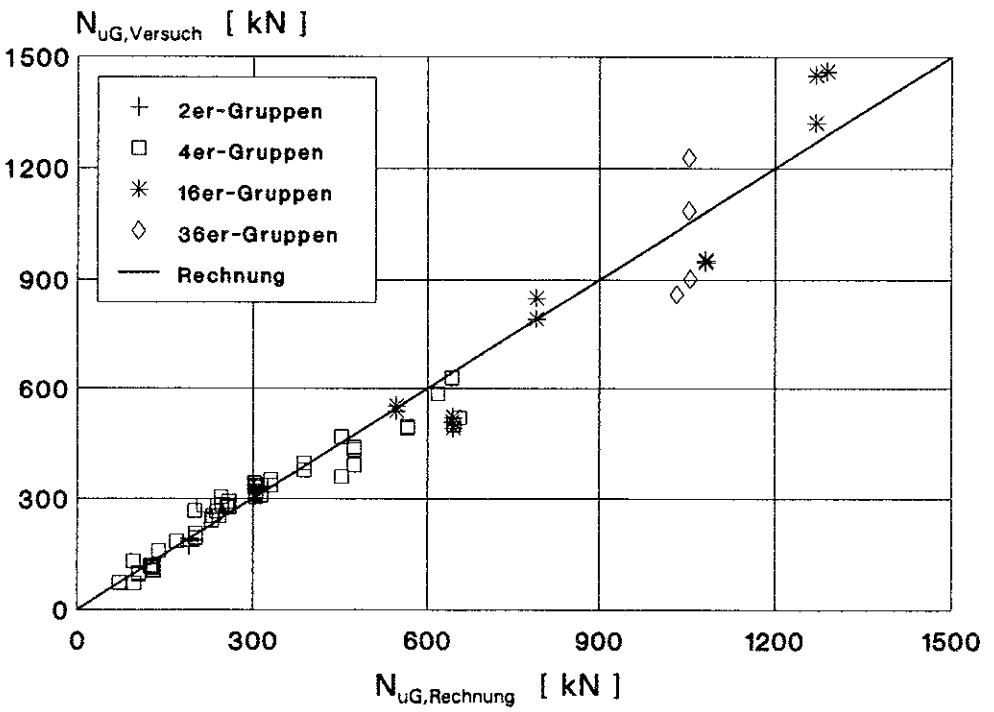


Bild 8.10: Gegenüberstellung gemessener und rechnerischer Betonbruchlasten

In Bild 8.10 sind die rechnerischen Bruchlasten und die in den Versuchen gemessenen Bruchlasten gegenübergestellt. Alle Versuchsergebnisse liegen im Streuungsbereich der theoretischen Kurve. Bild 8.11 zeigt das Histogramm der Nachrechnungen aller 70 Versuchsergebnisse. Es ist normal verteilt.

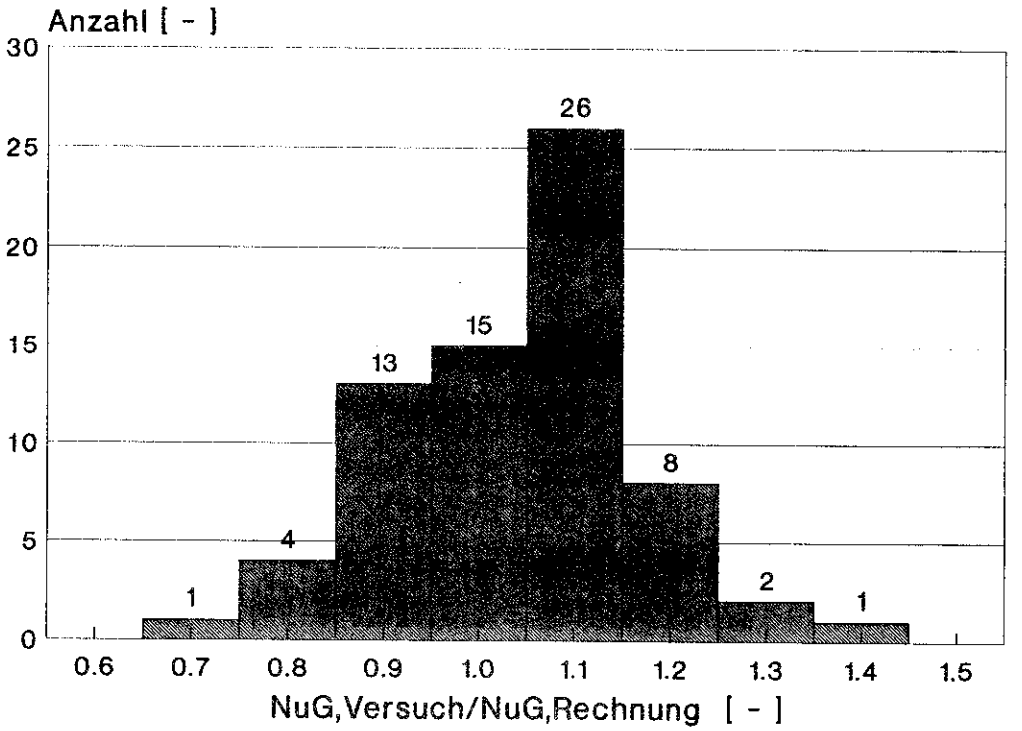
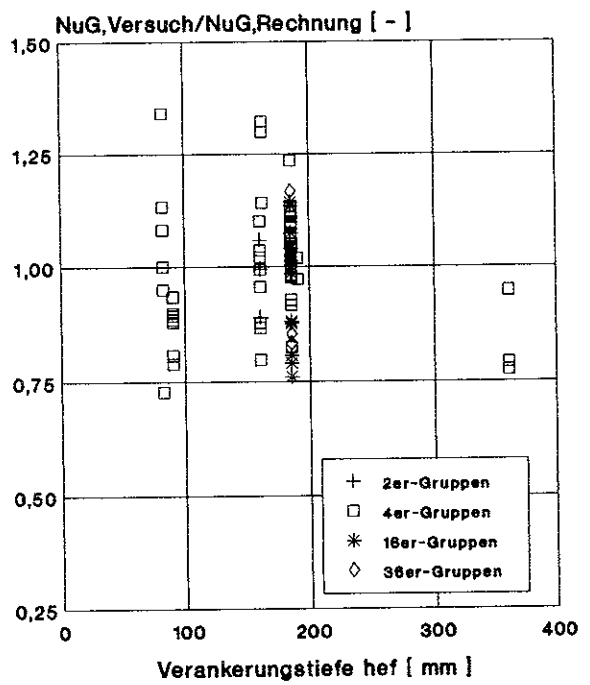


Bild 8.11: Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast für Gruppenverankerungen

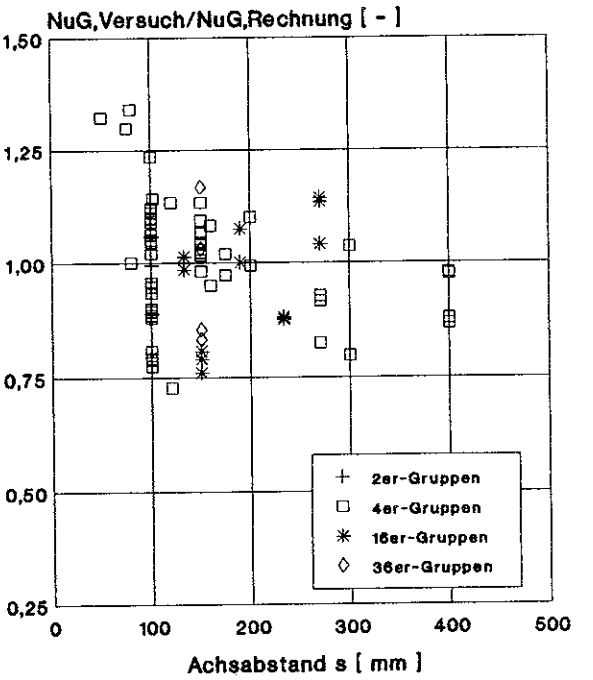
Der Verhältniswert $N_{uG,Versuch}/N_{uG,Rechnung}$ beträgt im Mittel x = 0.99 mit einem Variationskoeffizient v = 13.5%. Um zu überprüfen, ob Gleichung (3.40) den Einfluß der wesentlichen Parameter richtig erfaßt, wurden die Verhältniswerte $N_{uG,Versuch}$ zu $N_{uG,Rechnung}$ in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}, dem Achsabstand s und der Betondruckfestigkeit $ß_w$ sowie dem Verhältniswert s/h_{ef} aufgetragen (Bild 8.12a bis 8.12d). Es ist ersichtlich, daß die wesentlichen Einflußparameter ($ß_w$, h_{ef} und s sowie s/h_{ef}) in Gl. (3.40) zutreffend erfaßt werden.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden die Rechenbeziehungen zur Abschätzung der Bruchlast von zugbeanspruchten Gruppenverankerungen bei der Versagenart "Betonbruch" nachfolgend zusammengestellt.

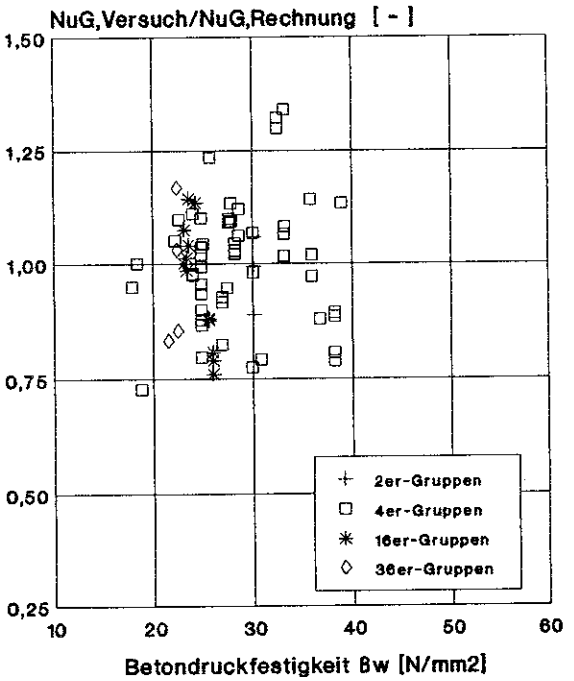
$$N_{uG} = \sigma_{BG} \cdot A_{pG} \qquad \ldots\ldots\ldots (8.4)$$



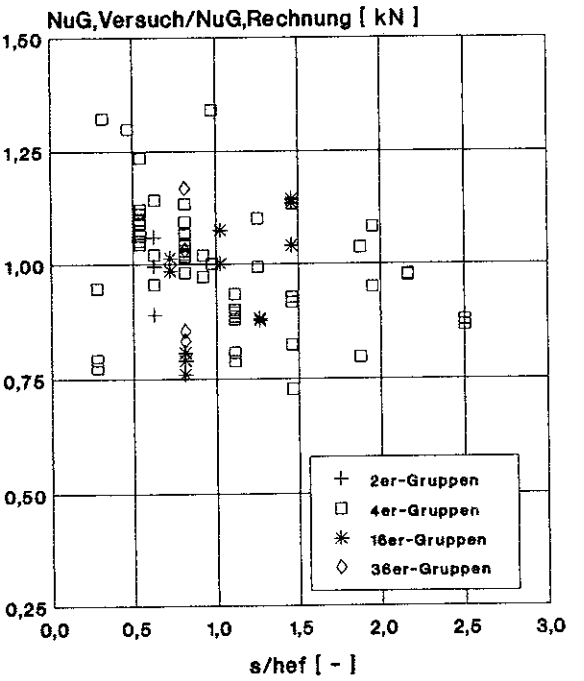
a) von h_{ef}



b) von s



c) von $ß_w$



d) von s/h_{ef}

Bild 8.12: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast in Abhängigkeit von h_{ef}, s, $ß_w$ und s/h_{ef}

$$\sigma_{BG} = \Phi(s_x/s_k) \cdot \Phi(s_y/s_k) \cdot \sigma_{BE} \quad \ldots\ldots (8.5)$$

$$A_{pG} = (\Sigma s_x + s_k) \cdot (\Sigma s_y + s_k) \quad \ldots\ldots (8.6)$$

mit $s_k = 10 \cdot h_{ef}^{0.75}$ ..... (8.7)

$\sigma_{BE} = 0.15 \cdot \sqrt{\beta_w}$ ..... (8.3)

$\Phi(s_x/s_k) = 1 + C_o \cdot \sin(\pi(1 + 2 \cdot s_x/s_k))$ ..... (8.8)

$\Phi(s_y/s_k) = 1 + C_o \cdot \sin(\pi(1 + 2 \cdot s_y/s_k))$ ..... (8.9)

C_o = 0.07
s_i = Achsabstand in Richtung i
i = x, y
Σs_i = Gesamtachsabstand in Richtung i

8.2.2.2 Einfluß des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung σ_{BG}

Wird der Einfluß des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung bei Gruppenverankerungen nicht berücksichtigt, folgt aus Gl. (8.5)

$$\sigma_{BG} = \sigma_{BE} = 0.15 \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \ldots\ldots (8.10)$$

Setzt man diesen Wert in Gl. (8.4) ein und rechnet die o. a. Versuchsergebnisse nach, erhält man für die Verhältniswerte Versuch zu Rechnung im Mittel x = 0.94 mit v = 13.5%. Das bedeutet, daß ohne Berücksichtigung des Einflusses des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung die tatsächliche Betonbruchlast überschätzt wird. In Bild 8.13 sind die Verhältniswerte σ_{BG}/σ_{BE} in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s/s_k aufgetragen. Mit eingezeichnet ist die theoretische Kurve. Daraus ist die auf der unsicheren Seite liegende Abschätzung der Betonbruchlast nach Gl. (8.4) und Gl. (8.10) für den Bereich $s/s_k \leq 0.5$ zu erkennen.

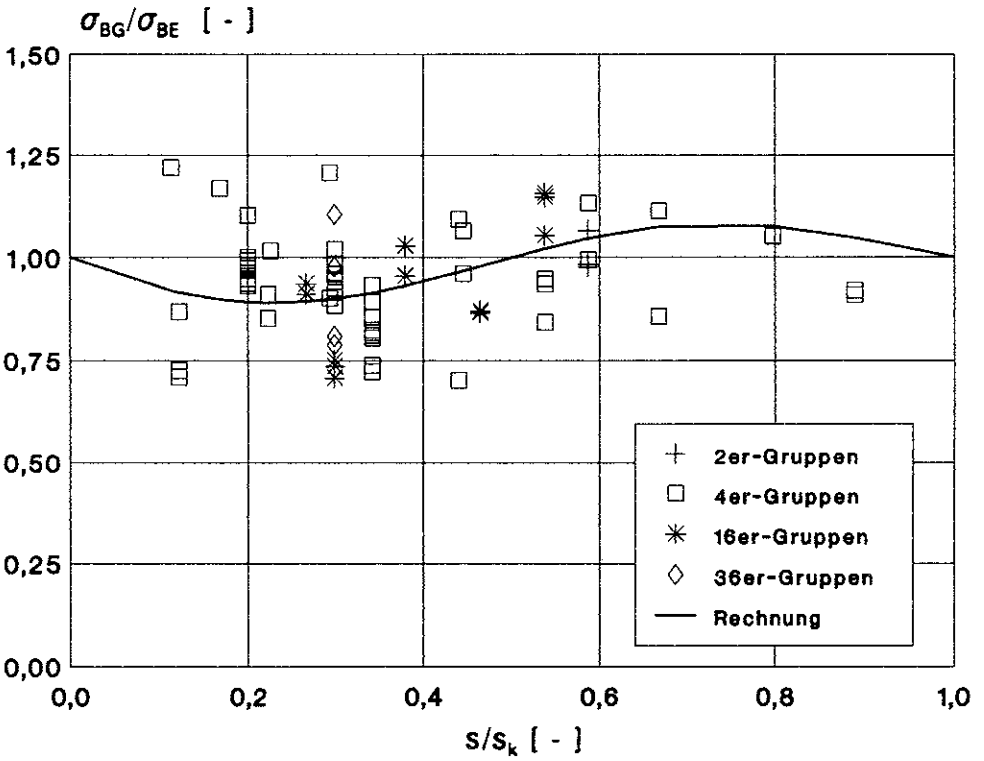


Bild 8.13: Verhältnis σ_{BG}/σ_{BE} in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s/s_k

8.3 Verankerungen unter exzentrischer Zugbelastung

8.3.1 Reihenverankerungen mit vier Kopfbolzen

Maximaler Aktivierungsgrad λ_{Nmax}:

Setzt man für die geprüften Verankerungen $b/s_k = 0.11$ in Gl. (4.15) ein, erhält man den maximalen Aktivierungsgrad:

$$\lambda_{Nmax} = 1.82$$

Aktivierungsgrad λ_{Nx}:

Für $n_x = 4$, $s_x/s_k = 0.22$, $2e_{a,x}/s_{ges.} = 1.0$ und C_λ ergibt sich aus Gl. (4.19a):

$$\begin{aligned}\lambda_{Nx,Rechnung} &= 1 + (\lambda_{Nmax} - 1)\cdot s_x/s_k + C_\lambda \cdot \sin[\pi(1+2\cdot s_x/s_k)] \\ &= 1 + (1.862\text{-}1)\cdot 0.222 + 0.07\cdot\sin[\pi(1+2\cdot 0.222)] = 1.12\end{aligned}$$

Der Mittelwert der in den Versuchen gemessenen Aktivierungsgrade beträgt $\lambda_{Nx,Versuch} = 1.11$ und stimmt somit gut mit dem rechnerischen Wert überein. Das bedeutet, daß der Einfluß des Achsabstandes auf den Aktivierungsgrad λ_{Nx} bei $2e_{a,x}/s_{ges.} = 1.0$ mit Gl. (4.19a) zutreffend erfaßt wird.

Einfluß der äußeren Lastexzentrizität $e_{a,x}$ auf die Betonbruchlast der Gruppe:

In Bild 8.14 sind die auf die Betonbruchlast bei zentrischer Zugbelastung bezogenen in den Versuchen gemessenen Betonbruchlasten $N_{uG,e}/N_{uG}$ in Abhängigkeit von der bezogenen äußeren Lastexzentrizität $2e_{a,x}/s_{ges.}$ aufgetragen. Mit eingetragen ist der theoretische Kurvenverlauf nach Gl. (4.23b) mit $C_\lambda = 0$. Es ist ersichtlich, daß fast alle Versuchswerte oberhalb der rechnerischen Kurve liegen. Die Abschätzung der Abminderung der Betonbruchlast infolge der Lastexzentrizität nach Gl. (4.23a) liegt somit auf der sicheren Seite. Der Verhältniswert gemessener zu rechnerischer Betonbruchlast beträgt im Mittel $x = 1.04$ mit $v = 3.6\%$.

8.3.2 Flächenverankerungen mit 16 Bolzen in quadratischer Anordnung

Zur Kontrolle der Rechenbeziehung zur Bestimmung der Traglastabminderung

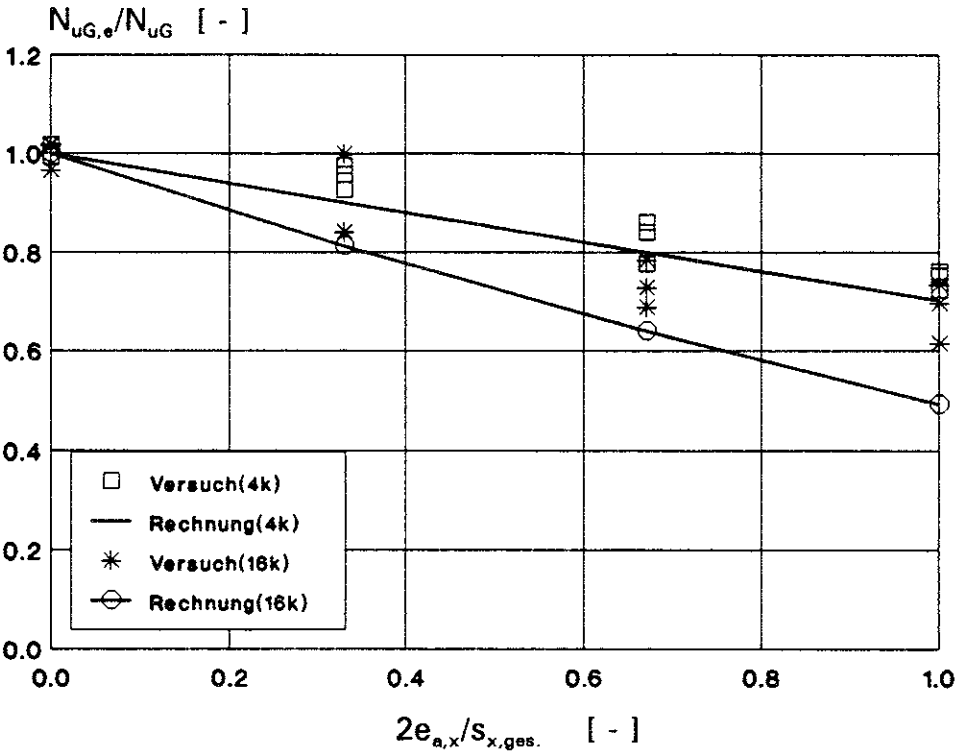


Bild 8.14: Einfluß der äußeren Lastexzentrizität auf die Betonbruchlast

infolge der Exzentrizitäten der Zuglast in zwei Achsrichtungen wurden die 12 durchgeführten Versuche mit 16 Bolzen nachgerechnet. Der Verhältniswert gemessener zu rechnerischer Betonbruchlast beträgt im Mittel x = 1.16 mit v = 13.8%. Die bezogenen Betonbruchlasten $N_{uG,e}/N_{uG}$ sind ebenfalls in Bild 8.14 eingetragen. Zum Vergleich wurde der Kurvenverlauf nach Gl. (4.23a) mit eingezeichnet.

8.3.3 Gemeinsame Auswertung aller Versuche

In Bild 8.15 sind die Verhältniswerte $N_{uG(Versuch),e}/N_{uG(Rechnung),e}$ in Abhängigkeit von der bezogenen äußeren Lastexzentrizität $2e_{a,x}/s_{x,ges.}$ aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß der Einfluß der Exzentrizität auf die Betonbruchlast von Vierfachreihenverankerungen mit Gl. (4.23b) zutreffend erfaßt wird. Die Abschätzung der Traglast von 16fachVerankerungen nach Gl. (4.23a) liegt mit zunehmender Exzentrizität allerdings immer mehr auf der sicheren Seite. Der Quotient gemessener zu rechnerischer Betonbruchlast beträgt im Mittel x = 1.10 mit v = 12%.

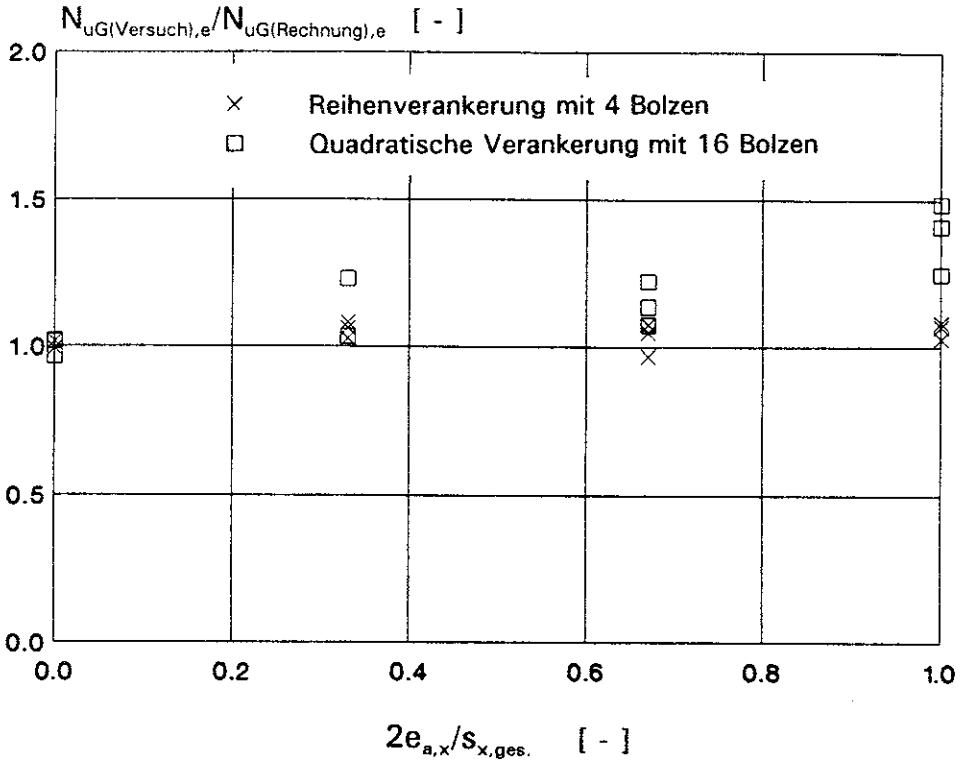


Bild 8.15: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast in Abhängigkeit von der bezogenen Lastexzentrizität $2e_{a,x}/s_{x,ges.}$

8.4 Verankerungen unter Querlast

8.4.1 Einzelverankerungen

8.4.1.1 Neigung der idealisierten Pyramide des Ausbruchkörpers

Die Auswertung der bei den Versuchen entstandenen Ausbruchkörper zeigt eine starke Streunung im Hinblick auf die Form und die Ausdehnung auf der Betonoberfläche. Dies gilt auch für eine Versuchsserie mit gleichen Versuchsparametern. Werden die einzelnen Werte der Neigungen als Funktion der Verankerungstiefe aufgetragen, ist jedoch eine leichte Neigungszunahme mit steigender Verankerungstiefe festzustellen. Dieser Zusammenhang kann in erster Näherung durch die Beziehung

$$\tan\alpha_V = 0.125 \cdot h_{ef}^{0.25} \qquad \ldots \ (8.11)$$

beschrieben werden. Daraus folgt:

$$s_{k,V} = h_{ef}/\tan\alpha_V = h_{ef}/(0.125 \cdot h_{ef}^{0.25}) = 8 \cdot h_{ef}^{0.75} \quad \ldots (8.12)$$

Dieser Wert ist etwas kleiner als der Durchmesser des Kegels des Ausbruchkörpers bei zentrischem Zug (vergl. Gl. (3.6), $s_{k,N} = 10 \cdot h_{ef}^{0.75}$).

8.4.1.2 Verhältnis zwischen der hervorgerufenen Zugkraft und der aufgebrachten Querlast

Die bereits in Kapitel 7 beschriebenen Lastverschiebungskurven querzugbeanspruchter Verankerungen zeigen, daß die Ankerplatte mit zunehmender Querzugbeanspruchung gegen die Betonoberfläche verdreht wurde. Beim Erreichen der Höchstlast wurde sie auf der lastabgewandten Seite gehoben und auf der gegenüberliegenden Seite gegen den Beton gedrückt. Dadurch wurde eine Zugkraft im Bolzenschaft hervorgerufen. Der Anteil dieser Zugkraft an der aufgebrachten Querlast kann mit Hilfe von Meßdaten an Hand des vereinfachten mechanischen Modells (vergl. Bild 5.2) abgeschätzt werden. Bei den Rechnungen wurde von folgenden Annahmen ausgegangen:

a) Die Ankerplatte verhält sich biegesteif, d. h. EJ = ∞;
b) Der Reibwert zwischen Ankerplatte und Beton beträgt $\mu = 0.5$ (nach Cook & Klingner, 1989);
c) Der muschelfömige Ausbruchkrater vor dem Bolzenschaft ist als Fehlstelle im Beton anzusehen. Dies hat zur Folge, daß die effektive Lasteinleitungsstelle am Bolzen unterhalb der Betonoberfläche liegt. Die Vermessung der Ausbruchkrater ergab, daß die Tiefe des Kraters im Beton im Mittel das ca. 0.5fache des Bolzendurchmessers beträgt.
d) Die Resultierende der Druckspannung liegt etwa 5 mm von der Kante der Ankerplatte entfernt.

Durch die Gleichgewichtsbedingungen kann der Verhältniswert

$$\eta_{NV} = N_V/V_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (8.13)$$

zwischen der hervorgerufenen Zugkraft und der aufgebrachten Querlast beim Bruch mittels Meßdaten berechnet werden.

In Tabelle 8.5 sind die Einbaudaten, Meß-und Rechenergebnisse zusammengestellt. Angegeben sind die Verankerungstiefe, die gemessene vertikale Verschiebung der Ankerplatte auf der lastabgewandten Seite, die gemessene Höchstlast V_{uE}, die

berechnete Zugkraft N_V und der Verhältniswert η_{NV}. Daraus ist zu entnehmen, daß der Wert η_{NV} zwischen 30% und 38% liegt. Dies stimmt mit den numerischen Untersuchungsergebnissen von Fuchs (1990) etwa überein.

h_{ef}	$V_{uE,Vers.}$	s_v [2)]	V_s	N_V	λ_{NV}
[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN]	[-]
50	59.12	2.88	49.4	19.1	0.33
	78.7[1)]	10.22	59.8	37.7	0.48
	79.3[1)]	6.55	63.0	32.3	0.41
65	84.0	3.21	69.7	28.6	0.34
	94.2	3.49	77.7	32.6	0.35
	86.6	1.60	73.6	26.00	0.30
90	132.5	3.76	109.3	47.7	0.35
	130.7	3.5	107.8	45.7	0.35
	138.1	3.86	113.9	48.8	0.35
115	162.9	5.00	132.0	61.3	0.38

1) Versuche mit Behinderung der Verdrehung der Ankerplatte
2) Vertikale Verschiebung der Lastangriffsebene der Ankerplatte

Tabelle 8.5: Zusammenstellung der gemessenen und rechnerischen Ergebnisse zur Bestimmung des Verhältniswerts η_{NV}

8.4.1.3 Vergleich der rechnerischen Betonbruchlast mit Versuchsergebnissen

Eigene Versuche:

Nach Kapitel 7 sind 8 auswertbare Versuche vorhanden. In Bild 8.16 sind die in den Versuchen gemessenen Betonbruchlasten in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe aufgetragen. Zum Vergleich ist die rechnerische Kurve nach Gl. (5.7a) mit eingetragen. Der Verhältniswert $V_{uE,Versuch}/V_{uE,Rechnung}$ beträgt im Mittel $x = 1.01$ mit $v = 8.4\%$. Zwei mit Behinderungen der Rotation der Ankerplatte gegen die Betonoberfläche durchgeführte Versuche wurden nicht mit ausgewertet, da sie für die als Befestigungsmittel dienenden hier geprüften Verankerungen nicht relevant und eher mit dem Push-Out-Versuch beim Verbundbau vergleichbar sind.

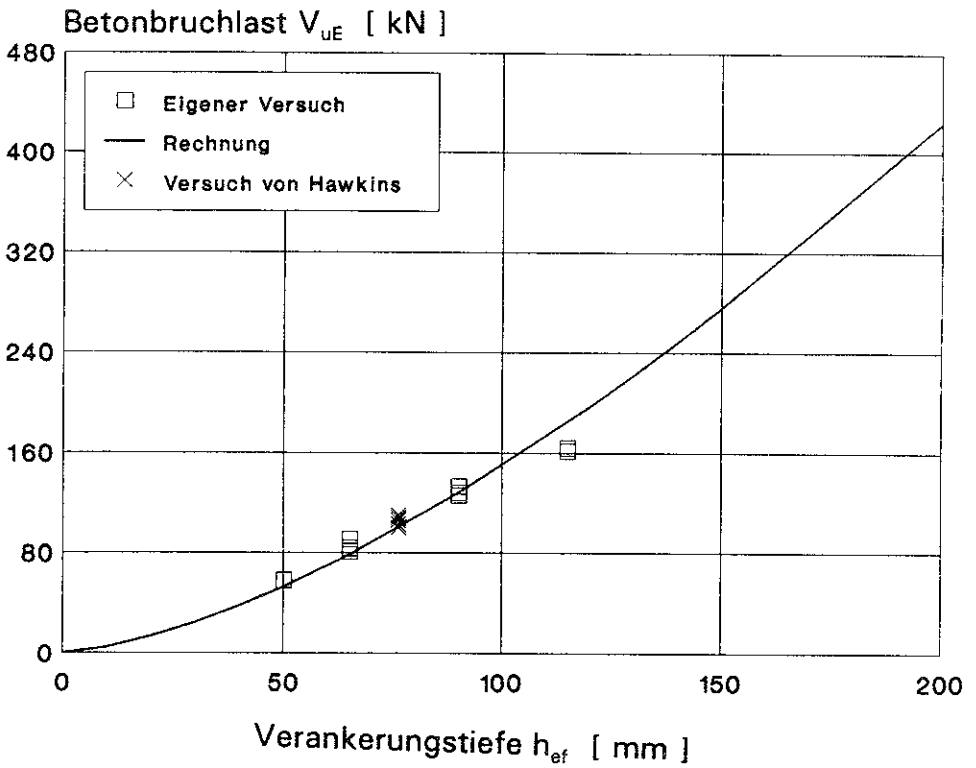


Bild 8.16: Betonbruchlast von querzugbeanspruchten Einzelverankerungen ohne Randeinfluß in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}

Versuche von Hawkins (1987):

Hawkins berichtete über Querzugversuche in der Sonderveröffentlichung SP 103-12 von ACI (1987). Es wurden insgesamt 15 Einzelkopfbolzenverankerungen geprüft. Variiert wurde die Verankerungstiefe, der Bolzenschaftdurchmesser sowie der Unterkopfdurchmesser. Dabei wurde sowohl Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite als auch Spalten des Betonkörpers als Versagensart beobachtet.

Bei 5 Versuchen mit der Verankerungstiefe h_{ef} = 76 mm trat ein einseitiger Betonausbruch auf. Die Nachrechung dieser Versuchsergebnisse ergab, daß die rechnerischen Betonbruchlasten mit den in den Versuchen gemessenen Werten gut übereinstimmen. Der Verhältniswert $V_{uE,Versuch}/V_{uE,Rechnung}$ beträgt im Mittel $x = 1.01$ mit einem Variationskoeffizient v = 3.5%. In Bild 8.17 sind die Verhältniswerte $V_{uE,Versuch}$ zu $V_{uE,Rechung}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis Verankerungstiefe zu Kopfdurchmesser h_{ef}/d_h aufgetragen. Mit eingetragen sind die Ergebnisse der eigenen

Versuche. Es zeigt sich, daß der Einfluß des Verhältniswertes h_{ef}/d_h auf die Betonbruchlast gering ist und in erster Näherung vernachlässigt werden kann. Damit ist die Richtigkeit von Gleichung (5.7a) nachgewiesen.

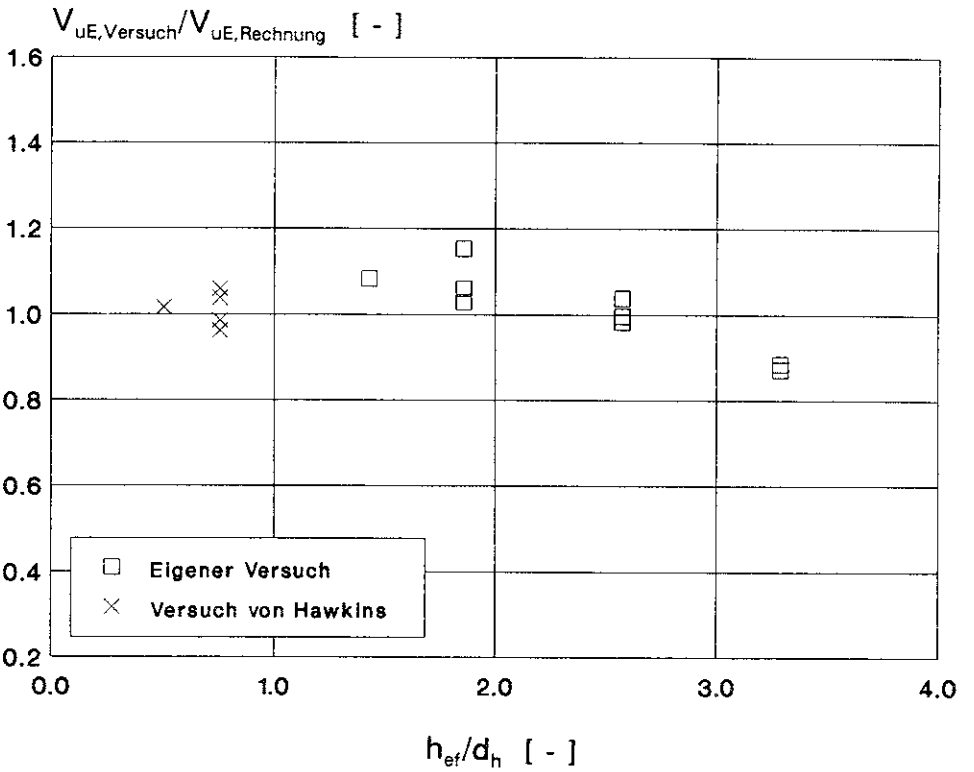


Bild 8.17: Einfluß des Verhältniswerts h_{ef}/d_h auf die Betonbruchlast von querzugbeanspruchten Einzelverankerungen ohne Randeinfluß

8.4.2 Gruppenverankerungen unter Querlast

Die Versuchsergebnisse von den 9 geprüften Vierfachverankerungen wurden mit Gl. (5.14) nachgerechnet. Der Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast beträgt im Mittel x = 1.03 mit v = 5.3%. Bild 8.18 zeigt die Verhältniswerte $V_{uG,Versuch}$ zu $V_{uE,Rechnung}$ in Abhängigkeit von dem bezogenen Achsabstand $s/s_{k,V}$. Die Versuchsergebnisse streuen um die theoretische Kurve nach Gl. (5.14).

8.5 Verankerungen unter Querlast mit Biegebeanspruchung

8.5.1 Einfluß des inneren Hebelarms auf die Quertragfähigkeit

In der Versuchsreihe IV wurde der Einfluß des Achsabstandes bei konstanter

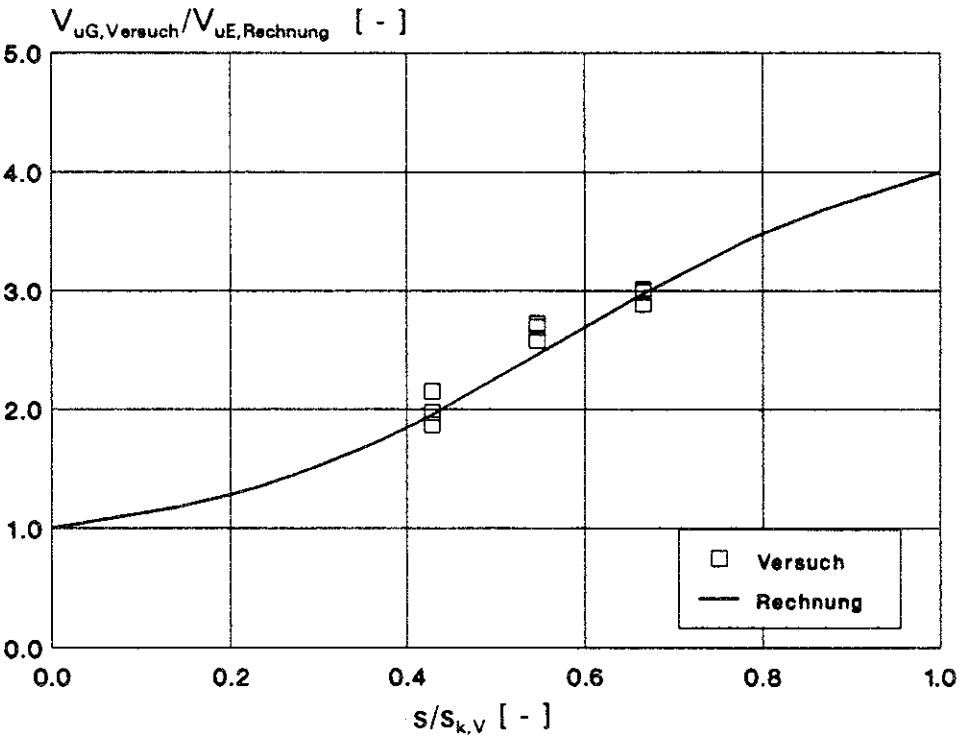


Bild 8.18: Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast von querzugbeanspruchten Vierfachverankerungen ohne Randeinfluß

Lastexzentrizität auf die Quertragfähigkeit der Ankerplatte experimentell untersucht. Der Verhältniswert $s_{k,V}/h_{ef}$ betrug ca. 2.25. Bild 8.19a zeigt die gemessenen Betonbruchlasten in Abhängigkeit von dem bezogenen Achsabstand $s_x/s_{k,V}$. Mit eingetragen ist $V_{uG,e}$ in Abhängigkeit von $s_x/s_{k,V}$ nach Gl. (6.13). Der Verhältniswert gemessener zu rechnerischer Betonbruchlast beträgt $x = 1.06$ mit einem Variationskoeffizient $v = 10.4\%$. Das bedeutet, daß der Einfluß von s_x ($\sim s_{d,x}$ = innerer Hebelarm) auf $V_{uG,e}$ in Gl. (6.13) genügend genau berücksichtigt wird.

Zur Überprüfung der Richtigkeit von Gl. (6.7a) und (6.7b) zur Ermittlung des Erhöhungsfaktors Ω_M sind in Bild 8.19b die infolge Biegebeanspruchung im Bolzen hervorgerufenen Zugkräfte N_{uM}, bezogen auf die Betonbruchlast derselben Verankerung bei zentrischen Zug $N_{uN,y}$, in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand $s_x/3h_{ef}$ aufgetragen. Die Übereinstimmung zwischen den Versuchen und Rechnungen ist zufriedenstellend.

8.5.2 Einfluß der Lastexzentrizität auf die Quertragfähigkeit

Die Versuchsreihe V diente zur Überprüfung der Rechenbeziehung zur Abschätzung des Einflusses der Lastexzentrizität e_z auf die Quertragfähigkeit der Ankerplatte. In

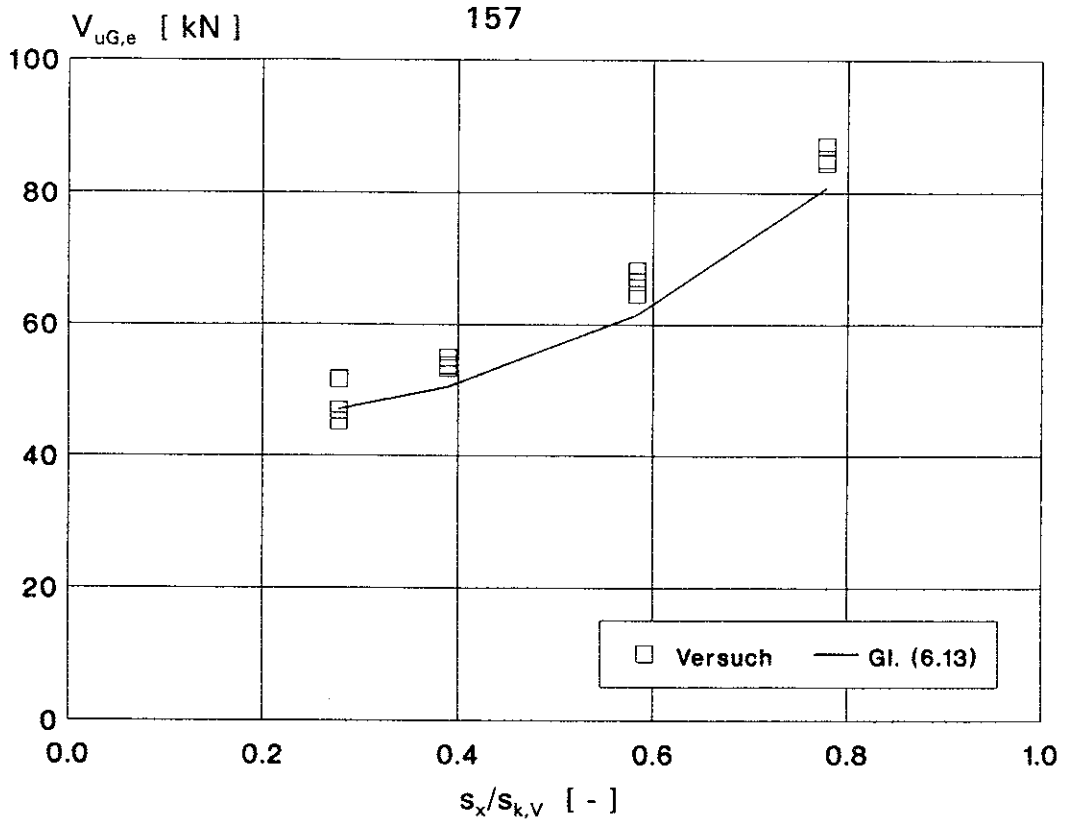


Bild 8.19a: Betonbruchlast in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand $s_x/s_{k,V}$, $s_{k,V}/h_{ef}$ = 2.25, e_z = 820 mm, β_w = 35.4 N/mm²

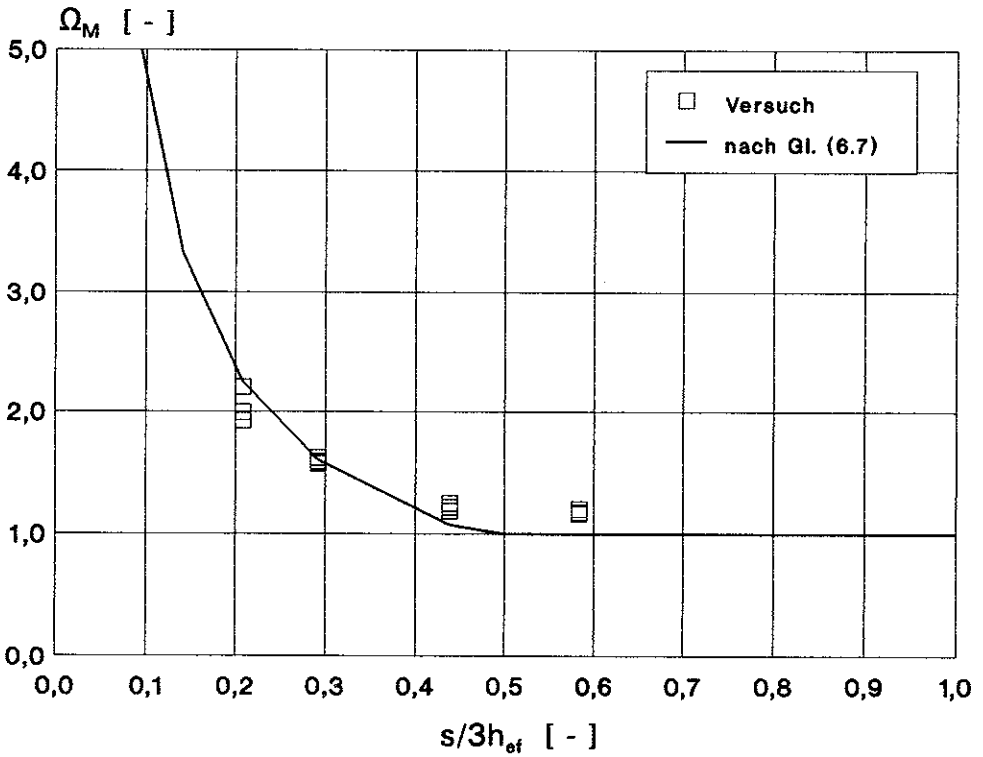


Bild 8.19b: Erhöhungsfaktor Ω_M in Abhängigkeit von $s_x/3h_{ef}$

Bild 8.20 sind die gemessenen Betonbruchlasten über der Lastexzentrizität e_z der

Bild 8.20 sind die gemessenen Betonbruchlasten über der Lastexzentrizität e_z der Querlast in Richtung z aufgetragen. Mit eingezeichnet ist der theoretische Kurvenverlauf nach Gl. (6.13). Es ist ersichtlich, daß die Versuchsergebnisse um die theoretische Kurve streuen. Der Verhältniswert $V_{uG(Versuch),e}/V_{uG(Rechnung),e}$ beträgt im Mittel x = 1.05 mit v = 9.2%.

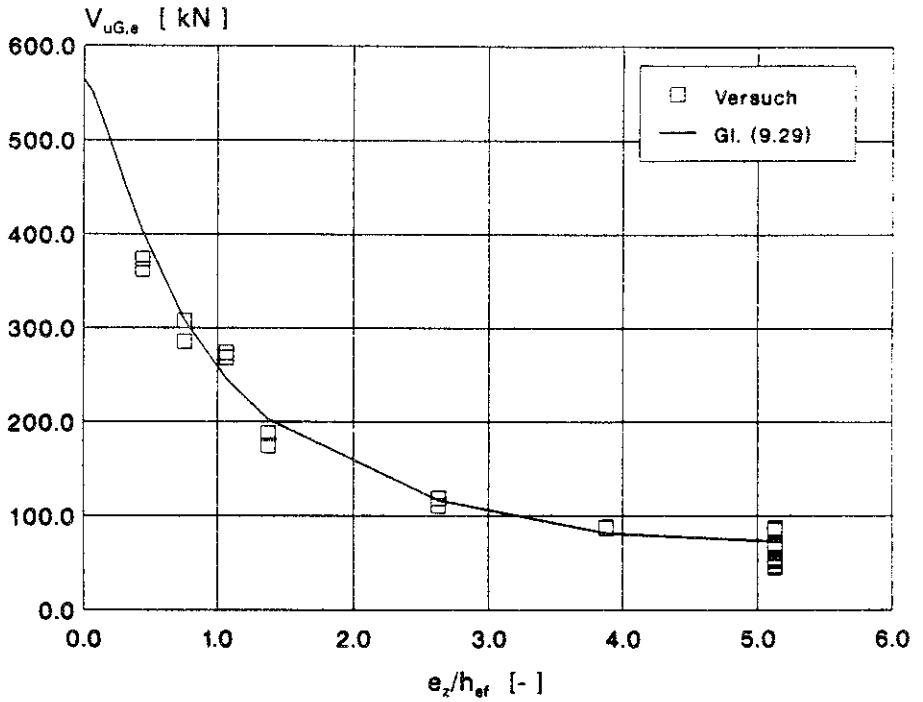


Bild 8.20: Betonbruchlast in Abhängigkeit von der bezogenen Lastexzentrizität e_z/h_{ef}, s_x = 140 mm, s_y = 100 mm, β_w = 28.9 N/mm²

8.5.3 Gemeinsame Auswertung aller Versuche mit Kopfbolzen unter Querlast und Biegung

In Bild 8.21 sind die gemessenen Betonbruchlasten in Abhängigkeit von den rechnerischen Bruchlasten dargestellt. Die Versuchsergebnisse streuen um die eingezeichete Grade, die für 100%-Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung gilt. Das Histogramm der Verhältniswerte $V_{uG(Versuch),e}/V_{uG(Rechnung),e}$ zeigt Bild 8.22. Es kann in erster Näherung als normal verteilt angesehen werden. Der Mittelwert von $V_{uG(Versuch),e}/V_{uG(Rechnung),e}$ liegt bei x = 1.06 mit v = 7.6%.

Zur Kontrolle des Einflusses des inneren Hebelarms ($\approx s_x$) und der Lastexzentrizität e_z sind die Verhältniswerte $V_{uG(Versuch),e}$ zu $V_{uG(Rechnung),e}$ in Abhängigkeit von $s_x/s_{k,V}$ (Bild 8.23) bzw. e_z/s_x (Bild 8.24) aufgetragen. Alle Versuche streuen um den Mittelwert 1.0. Das bedeutet, daß Gleichung (6.13) die beiden Einflußgrößen "innerer Hebelarm s_x" und "Exzentrizität e_z der Querlast" zutreffend erfaßt.

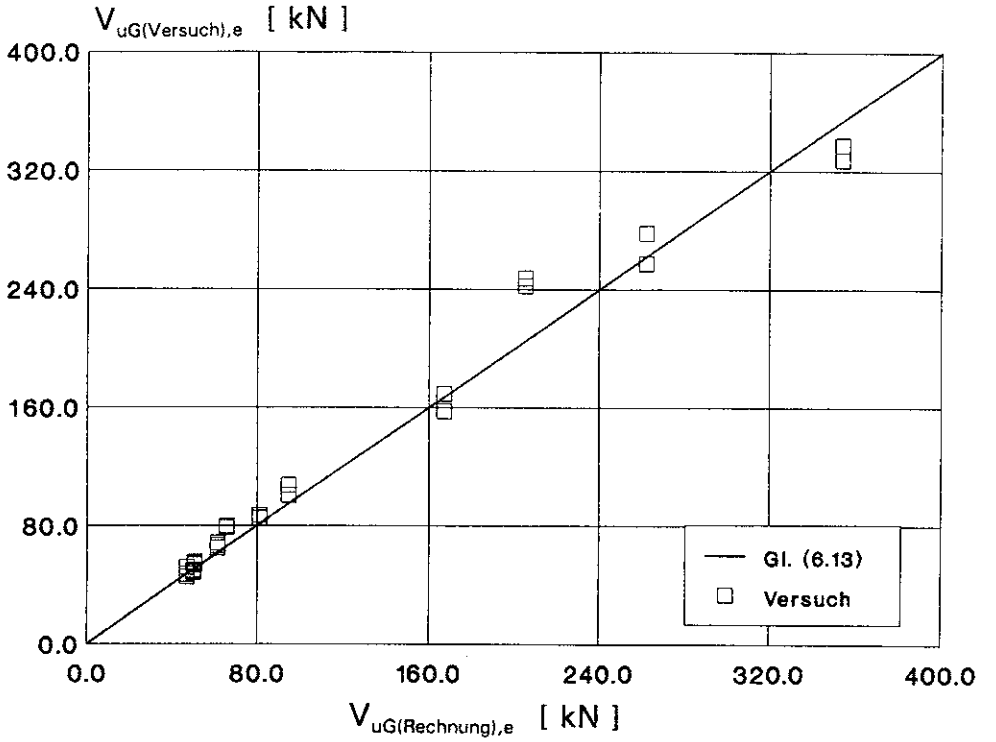


Bild 8.21: Gegenüberstellung $V_{uG(Versuch),e}$ und $V_{uG(Rechnung),e}$ von auf Querzug und Biegung beanspruchten Vierfachverankerungen

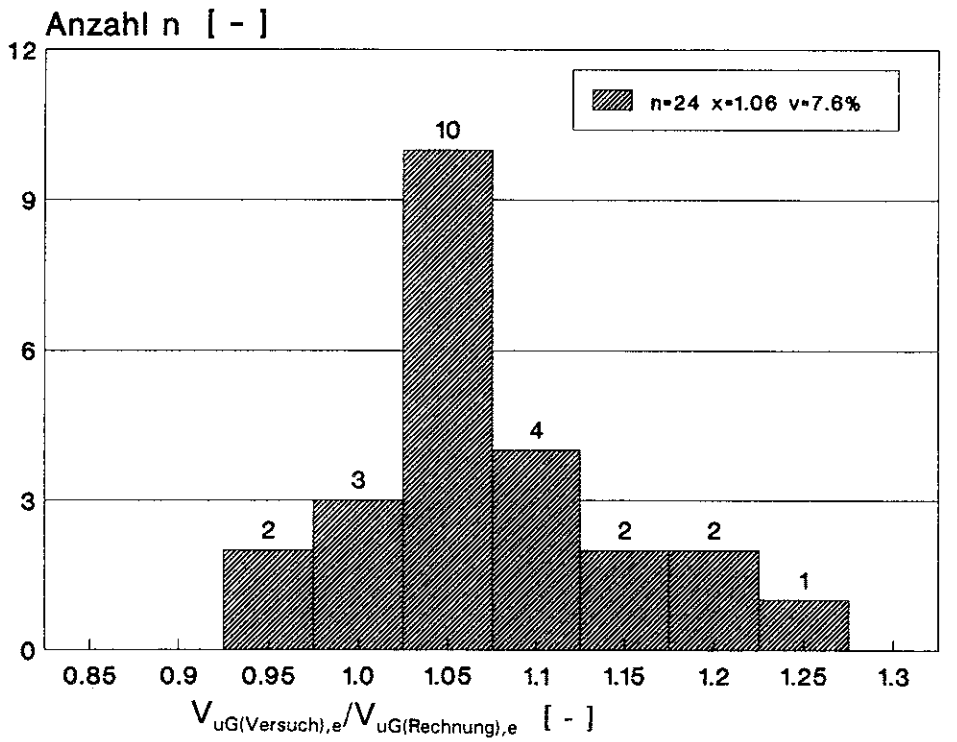


Bild 8.22: Häufigkeitsverteilung des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast

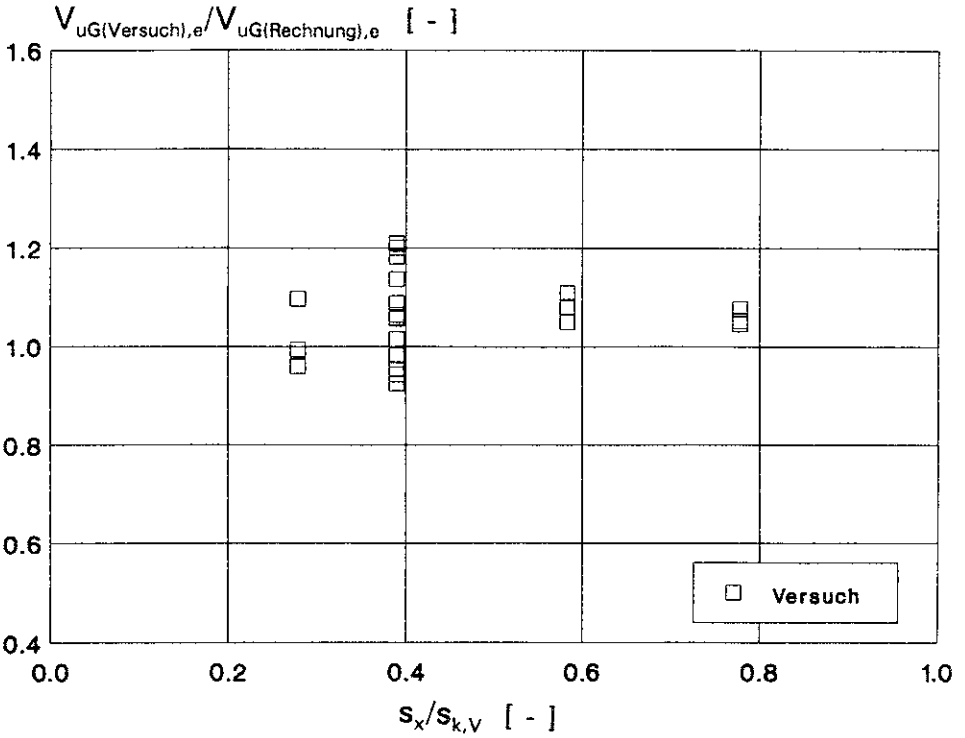


Bild 8.23: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast in Abhängigkeit von $s_x/s_{k,V}$

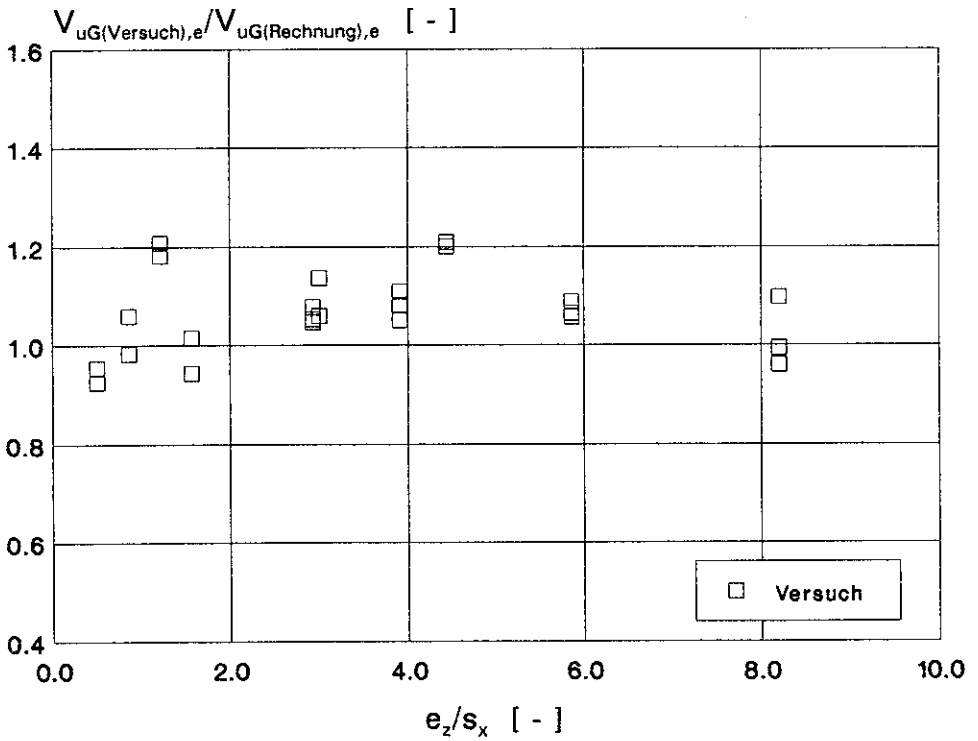


Bild 8.24: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast in Abhängigkeit von e_z/s_x

9 Vereinfachung der Lösungsvorschläge, Vergleich mit den bisherigen Verfahren und Empfehlungen für die praktische Bemessung

9.1 Verankerungen unter zentrischer Zugbelastung

9.1.1 Einzelverankerungen

Die im letzten Kapitel durchgeführten Nachrechnungen der Versuchsergebnisse zeigten, daß die Traglast einer axialzugbeanspruchten Einzelverankerung bei der Versagensart "Betonbruch" mit freier Bildung des Ausbruchkörpers nach Gl. (3.18) mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden kann. Die einfache Anwendung der Gleichung und die Plausibilität des Formelaufbaus erlauben einem Ingenieur, die Tragfähigkeit eines Verankerungselementes schnell und zutreffend zu ermitteln. Daher wird diese Rechenbeziehung ohne weitergehende Vereinfachungen zur Bemessung vorgeschlagen:

$$N_{uE} = A_{pE} \cdot \sigma_{BE} = 100 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot 0.15 \cdot \sqrt{ß_w}$$
$$N_{uE} = 15 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots \text{(9.1)}$$

Die zugehörigen 5%- und 95%-Fraktilwerte betragen:

$$N_{uE,5\%} = 0.75 \cdot N_{uE} \approx 11 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(9.2a)}$$
$$N_{uE,95\%} = 1.25 \cdot N_{uE} \approx 19 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots \text{(9.2b)}$$

Zur Abschätzung der Höchstlast zugbeanspruchter Kopfbolzenverankerungen gaben Eligehausen, Fuchs et al (1992) folgende empirisch abgeleitete Gleichung an:

$$N_{uE} = 15.5 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \ldots\ldots \text{(9.3)}$$

Es ist ersichtlich, daß zwischen Gl. (9.1) und Gl. (9.3) kaum ein Unterschied besteht.

9.1.2 Gruppenverankerungen

Nach den Kapiteln 3 und 8 kann die Tragfähigkeit einer axialzugbeanspruchten Gruppenverankerung nach Gleichung (9.4) berechnet werden.

$$N_{uG} = \sigma_{BG} \cdot A_{pG}$$
$$= 0.15 \cdot \sqrt{ß_w} \cdot (s_{x,ges.} + s_k) \cdot (s_{y,ges.} + s_k) \cdot \Phi(s_x/s_k) \cdot \Phi(s_y/s_k) \quad (9.4)$$

mit
$s_k = 10 h_{ef}^{0.75}$ . . . . . (9.5a)
$s_k/h_{ef} = 10/h_{ef}^{0.25}$ . . . . . (9.5b)
h_{ef} = Verankerungstiefe
$\Phi(s_i/s_k) = 1 + 0.07 \cdot \sin[\pi(1 + 2s_i/s_k)]$ . . . . . (9.5c)
s_i = Achsabstand in Richtung i
$s_{i,ges.}$ = Gesamtachsabstand in Richtung i
i = x, y
$ß_w$ = Betonwürfeldruckfestigkeit

Bei der Herleitung der Gleichung (9.4) wurde der Einfluß der Verankerungstiefe auf die Formbildung und die Verteilung der Betonzugspannung auf der Mantelfläche des Ausbruchkegels wirklichkeitsnah berücksichtigt. Demzufolge ist der Verhältniswert zwischen der Seitenlänge der vereinfachten Ausbruchpyramide (also dem Durchmesser des Ausbruchkegels s_k) und der Verankerungstiefe nicht konstant. Er nimmt mit zunehmender Verankerungstiefe ab (vergl. Gl. (9.5b)). Dies bedeutet, daß bei der Bemessung von Gruppenverankerungen für den Wert s_k je nach Verankerungstiefe unterschiedliche Verhältniswerte s_k/h_{ef} angesetzt werden müssen. Dies kann relativ umständlich sein. Deshalb werden die o. a. Rechenbeziehungen nachfolgend vereinfacht, ohne daß aber die Genauigkeit der rechnerischen Bruchlast entscheidend beeinträchtigt wird.

Seitenlänge s_k der vereinfachten Ausbruchpyramide:

Die bisherigen Erfahrungen zeigen, daß als Seitenlänge s_k der Ausbruchpyramide der Wert $3h_{ef}$ von der Baupraxis gut akzeptiert wird. Zur Vereinfachung der Bemessung wird daher s_k zu $3h_{ef}$ gewählt. Zur Berücksichtigung wird die effektive Betonbruchspannung σ_{BE} wie folgt bestimmt:

$$N_{uE} = \sigma_{BE} \cdot A_{pE} = \sigma_{BE}' \cdot A_{pE}'$$
$$\sigma_{BE}' = \sigma_{BE} \cdot A_{pE} / \cdot A_{pE}'$$
$$\sigma_{BE}' = 0.15 \sqrt{ß_w} \cdot 100 \cdot h_{ef}^{1.5} / (3 \cdot h_{ef})^2$$
$$\sigma_{BE}' = 5/3 \cdot \sqrt{ß_w} / \sqrt{h_{ef}} \quad . . . . . (9.6)$$

mit
A_{pE}' = projizierte Fläche der vereinfachten Ausbruchpyramide
= $s_k'^2$
= $(3h_{ef})^2$
σ_{BE}' = Effektive Betonbruchspannung bei $s_k' = 3h_{ef}$

Tragfähigkeit bei Gruppenverankerungen:

Aus Gl. (9.3) folgt:

$$N_{uG} = \sigma_{BG} \cdot A_{pG} = \sigma_{BG}' \cdot A_{pG}'$$

$$N_{uG} = 5/3 \cdot \sqrt{\beta_w} / \sqrt{h_{ef}} \cdot (s_{x,ges.} + 3h_{ef}) \cdot (s_{y,ges.} + 3h_{ef}) \cdot \Phi(s_x/3h_{ef}) \cdot \Phi(s_y/3h_{ef}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.7)$$

mit $s_k' = 3h_{ef}$ ..... (9.8)

$\Phi(s_i/3h_{ef}) = 1 + 0.07 \cdot \sin[\pi(1 + 2s_i/3h_{ef})]$ ..... (9.9)

$i = x, y$

Nimmt man weiterhin an, daß der Achsabstand keinen Einfluß auf die effektive Betonbruchspannung von Gruppenverankerungen hat, d. h.:

$$\Phi(s_i/3h_{ef}) = 1.0 \quad \ldots\ldots \quad (9.10a)$$

$$\sigma_{BG}' = \sigma_{BE}' = 5/3 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{-0.5} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.10b)$$

erhält man nach geringen mathematischen Umformungen der Gleichung (9.7) folgende Rechenbeziehungen:

$$N_{uG} = 5/3 \cdot \sqrt{\beta_w} / \sqrt{h_{ef}} \cdot (s_{x,ges.} + 3h_{ef}) \cdot (s_{y,ges.} + 3h_{ef}) \cdot 1.0$$

$$N_{uG} = 15 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot (s_{x,ges.} + 3h_{ef}) \cdot (s_{y,ges.} + 3h_{ef}) / (3 \cdot h_{ef})^2$$

$$N_{uG} = (1 + s_{x,ges.}/3h_{ef}) \cdot (1 + s_{y,ges.}/3h_{ef}) \cdot N_{uE} \quad \ldots \quad (9.11)$$

bzw.

$$N_{uG} = N_{uE} \cdot A_{pG}'/A_{pE}' \quad \ldots\ldots \quad (9.12)$$

mit N_{uE} = Höchstlast von Einzelverankerungen, nach Gl. (9.1)

Gl. (9.11) bzw. Gl. (9.12) ist identisch mit den Rechenbeziehungen zur Bestimmung der Betonbruchlast nach dem κ-Verfahren bzw. CC-Verfahren. Das bedeutet, daß das κ - Verfahren (Gl. (9.11)) oder das CC-Verfahren (Gl. (9.12)) eine vereinfachte Form der Gleichung (9.4) darstellt. Daher ist davon auszugehen, daß diese beiden Verfahren die Versuchsergebnisse näherungsweise wiedergeben können. In Tabelle 9.1 sind die Ergebnisse der Nachrechnungen aller 70 Versuche mit Gruppenverankerungen jeweils nach der vereinfachten Gleichung (9.7) und dem κ-Ver

Bereich		$0 \leq s/h_{ef} \leq 1.5$	$1.5 \leq s/h_{ef} \leq 3.0$	$0 \leq s/h_{ef} \leq 3.0$
Anzahl n		62	8	70
x [-]	Gl.(9.7)	1.04	0.98	1.03
	Gl.(9.11)	0.93	1.01	0.94
	Gl.(9.4)	1.02	0.97	1.00
v [%]	Gl.(9.7)	15.2	9.5	14.7
	Gl.(9.11)	15.0	9.5	14.6
	Gl.(9.4)	14.0	8.4	13.5
$x_{5\%}$	Gl.(9.7)	0.76	0.79	0.76
	Gl.(9.11)	0.67	0.81	0.69
	Gl.(9.4)	0.76	0.80	0.76

Tabelle 9.1 Gegenüberstellung der Rechenergebnisse nach Gl. (9.7), Gl. (9.11) und Gl. (9.4)

fahren bzw. dem CC-Verfahren (Gl. (9.11)) zusammengestellt. Angegeben sind der Bereich des bezogenen Achsabstand, die Anzahl der Versuche, der Mittelwert der Verhältniswerte aus gemessener zu rechnerischer Betonbruchlast und der zugehörige Variationskoeffizient. Zum Vergleich sind die Rechenergebnisse nach dem genauen Verfahren (Gl. (9.4)) ebenfalls angegeben. Aus der Tabelle ist zu entnehmen, daß die vereinfachte Rechenbeziehung (Gl. (9.7)) die Versuchswerte im gesamten Bereich $0 \leq s/h_{ef} \leq 3.0$ wirklichkeitsnah wiedergibt, während das κ-Verfahren oder das CC-Verfahren im Bereich $0 \leq s/h_{ef} \leq 1.5$ die tatsächliche Tragfähigkeit der Verankerungen überschätzt. In den Bildern 9.1 und 9.2 sind die Verhältniswerte gemessene zu rechnerische Betonbruchlast nach der vereinfachten Gleichung (9.7) und dem κ-Verfahren bzw. dem CC-Verfahren in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s/h_{ef} aufgetragen. Daraus ist der genannte Effekt noch deutlicher zu sehen.

In den Bildern 9.3 und 9.4 ist das Verhältnis der gemessenen zur rechnerischen Bruchlast nach Gl. (9.4) bzw. Gl. (9.11) in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef} aufgetragen. Es ist ersichtlich, daß der Einfluß der Verankerungstiefe mit Gl. (9.4) besser erfaßt wird als mit Gl. (9.11).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die relativ gute Übereinstimmung

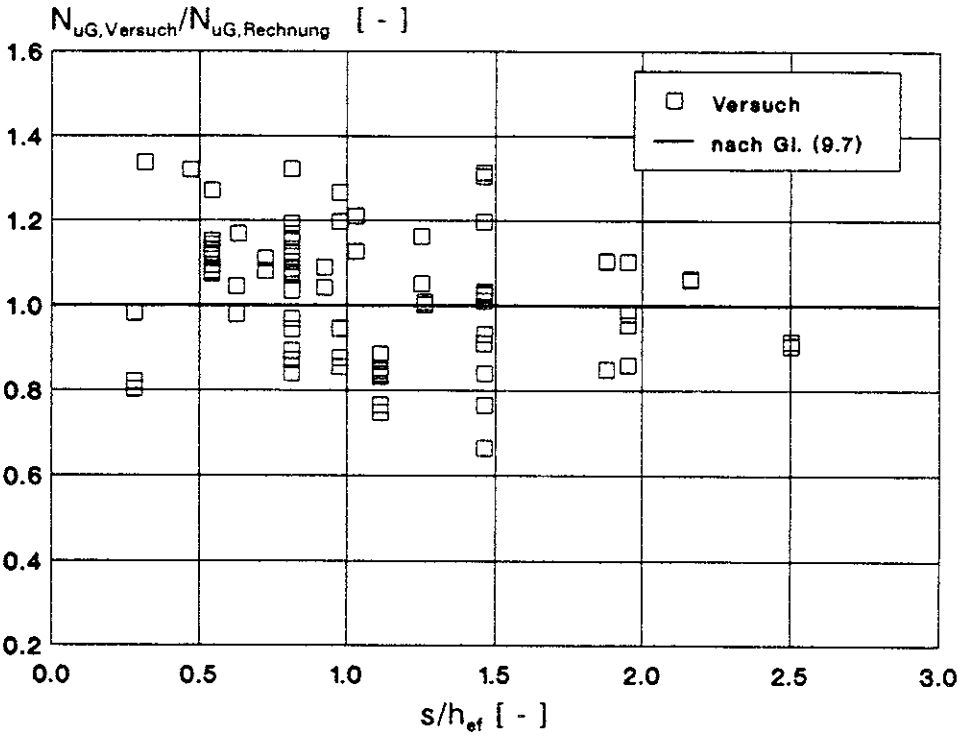


Bild 9.1: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast nach Gl.(9.7) in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand

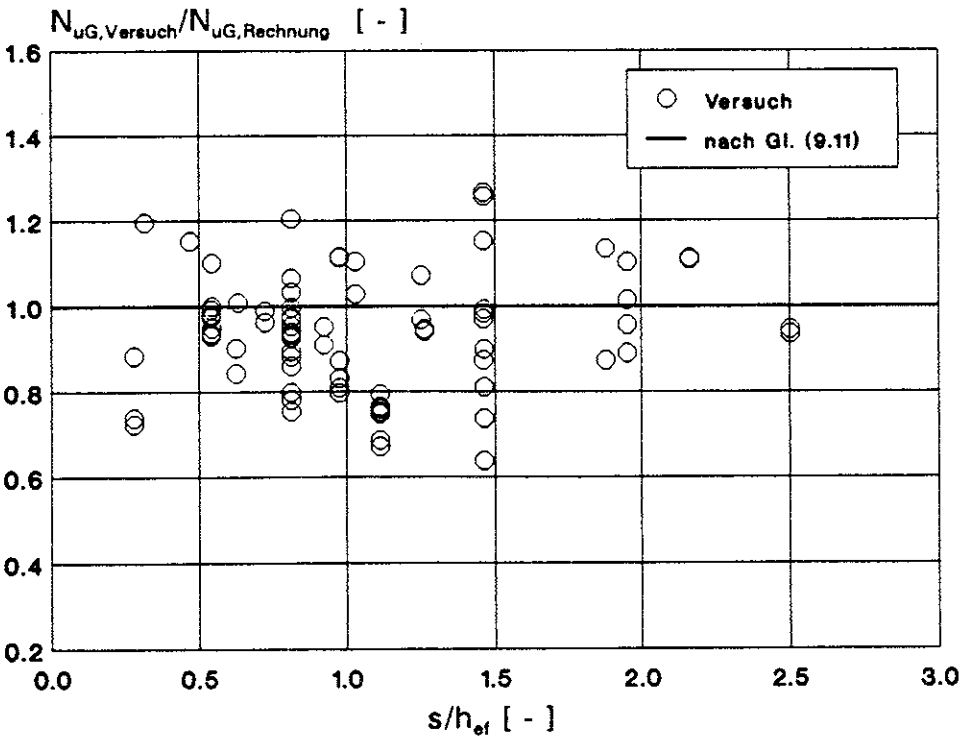


Bild 9.2: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast nach Gl.(9.11) in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand

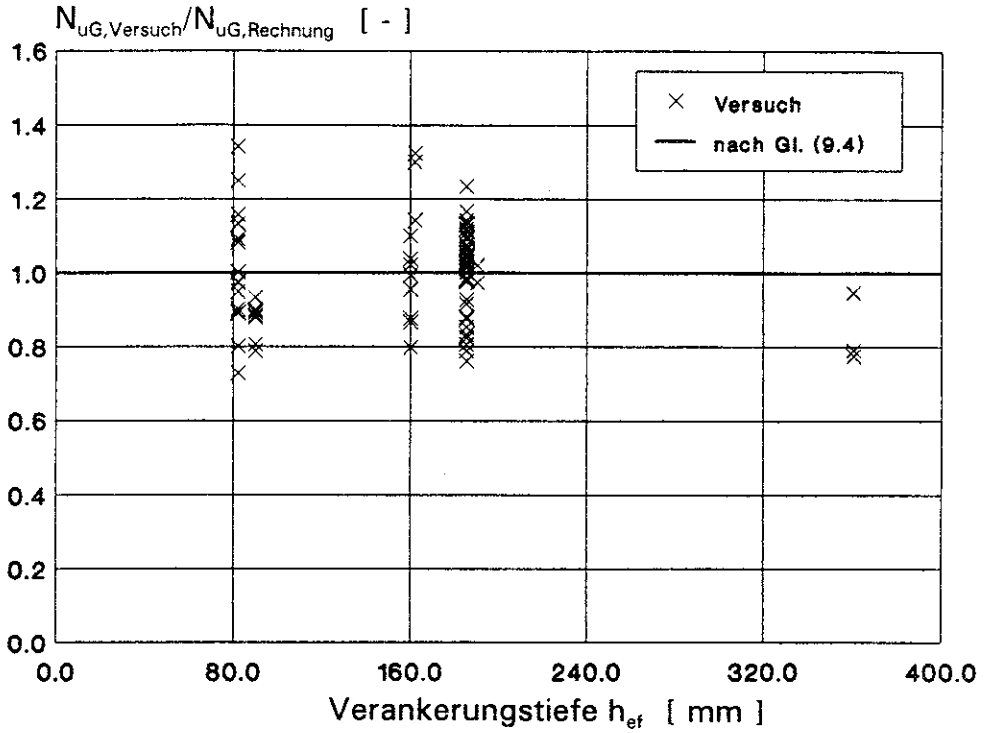


Bild 9.3: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast nach Gl. (9.4) in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}

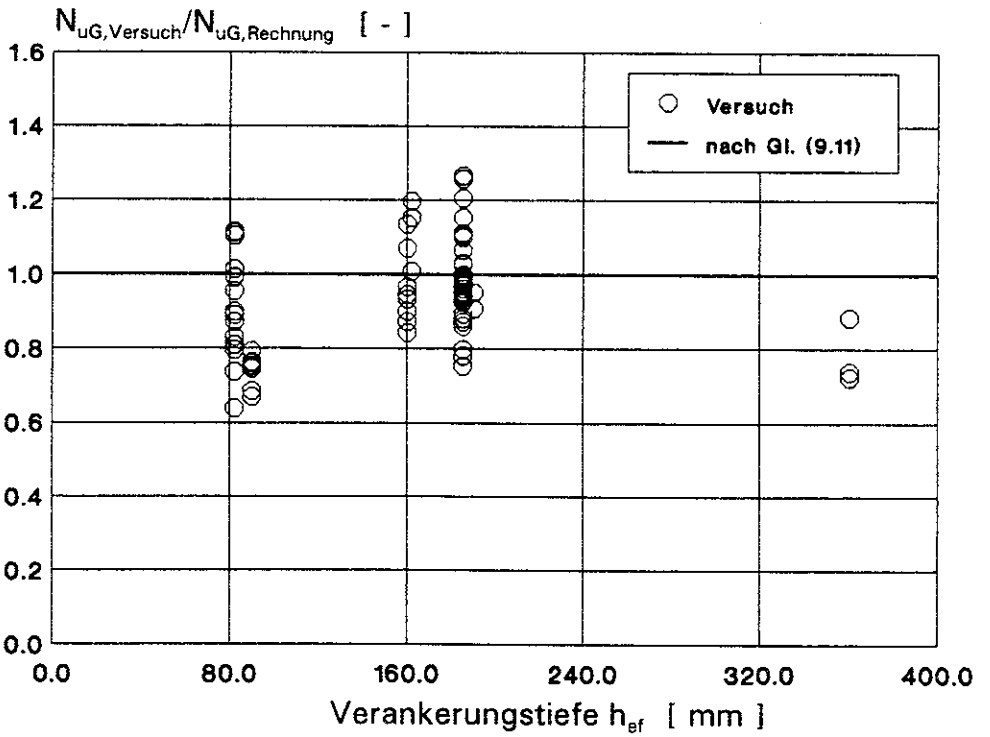


Bild 9.4: Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast nach Gl. (9.11) in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe h_{ef}

zwischen Versuchen und Rechnungen nach dem κ-Verfahren oder dem CC-Verfahren darauf zurückzuführen ist, daß sich in gesamtem Bereich zwischen s/h_{ef} = 0 und 3 die oben beschriebenen Effekte weitgehend ausgleichen.

Für die Bemessung im Bauwesen ist neben der Festlegung von Sicherheitsbeiwerten die charakteristische Bruchlast entscheidend, welche der 5%-Fraktile der Traglast bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90% entspricht. Es gilt daher zu überprüfen, in wie weit die 5%-Fraktile der Bruchlasten von Gruppenverankerungen mit derjenigen von Einzelverankerungen übereinstimmt. Bei einer wesentlich Abweichung müßten bei der Bemessung nämlich grundsätzlich unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte für Einzel- und Gruppenverankerungen angesetzt werden.

Der Verhältniswert zwischen dem 5%-Fraktilwert von Gruppenverankerungen und dem 5%-Fraktilwert von Einzelverankerungen $x_{uG,5\%}/x_{uE,5\%}$ nach dem κ-Verfahren oder CC-Verfahren im Bereich $s/h_{ef} \leq 1.5$ beträgt $0.69/0.73 \approx 0.95$ (vergl. Tabelle 9.1). Das bedeutet, daß bei der Anwendung des κ- bzw. CC-Verfahrens zur Bemessung von Verankerungen in diesem Bereich der geforderte Sicherheitsbeiwert etwas unterschritten wird. Zur Bemessung wird daher Gleichung (9.7) vorgeschlagen.

9.2 Verankerungen unter exzentrischer Zugbelastung

In Kapitel 4 wurde Gl. (4.23) zur Abschätzung der Traglastabminderung von Verankerungen infolge der Exzentrizität der Zuglast abgeleitet und dessen Brauchbarkeit durch Vergleich mit Versuchsergebnissen in Kapitel 8, Abschnitt 8.3 nachgewiesen. Die Nachrechnung der vorliegenden Versuchsergebnisse ($s_{x,ges.}/s_k$ = 0.625) zeigt, daß der hyperbolische Ansatz von Riemann (1985) auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß mit zunehmendem Verhältniswert $s_{x,ges.}/s_k$ die wirkliche Betonbruchlast noch mehr unterschätzt wird, da bei konstanter Lastexzentrizität die Abminderung der Bruchlast mit steigendem Achsabstand langsamer abläuft. Dieser günstige Einfluß wird allerdings im hyperbolischen Ansatz von Riemann (1985) nicht berücksichtigt.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die Abminderung der Betonbruchlast infolge der Lastexzentrizität mit Gl. (4.23) besser und wirklichkeitsnäher erfaßt wird als nach dem hyperbolischen Ansatz. Für die praktische Bemessung ist der Rechenprozeß allerdings verhältnismäßig aufwendig. Dies gilt vor allem bei der Ermittlung des Aktivierungsgrades λ_{Nmax} oder λ_N (vergl. Gln.(4.16) und (4.19)).

Weiterhin ist zu beachten, daß bei randnahen senkrecht zum Rand angeordneten

Verankerungen die rechnerische Betonbruchlast nach Gl. (4.23) bzw. nach dem hyperbolischen Ansatz unabhängig davon ist, ob die exzentrische Belastung näher zum randnahen oder randfernen Bolzen angreift. In Wirklichkeit ist die Betontragfähigkeit der Verankerung bei Angriff der Last nach Bild 9.5b deutlich größer als bei einem Lastangriff nach Bild 9.5a.

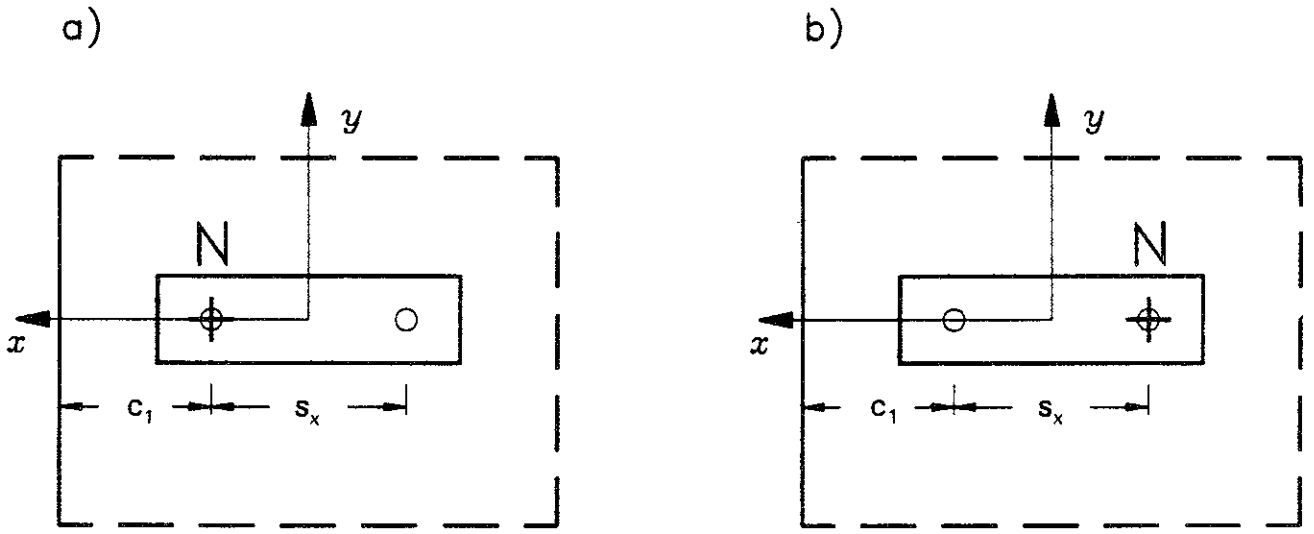


Bild 9.5: Einfluß der Lage der resultierenden Zugkraft auf die Betonbruchlast von randnahen Verankerungen

Aus den o. g. Gründen wird im folgenden ein einfaches geometrisches Rechenmodell zur Erfassung des Einflusses der Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der gezogenen Bolzen auf die Abminderung der Betonbruchlast von exzentrisch zugbeanspruchten Verankerungen aufgestellt. Der Grundgedanke dieses Modells entspricht im wesentlichen demjenigen der TGL Richtlinie (1985). Für die praktische Bemessung wird es hier modifiziert und verbessert. Es wird vereinfachend angenommen, daß die Betonbruchlast einer Verankerung bei exzentrischem Lastangriff genau so groß ist wie die Traglast einer gedanklich gebildeten, zentrisch beanspruchten Verankerung mit reduzierten Gesamtachsabständen $s_{i,ges.}'(i = x, y)$. Daraus folgt:

$$N_{uG,e} = N_{uG}' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.13)$$

mit $N_{uG,e}$ = Betonbruchlast einer Verankerung bei exzentrischem Lastangriff

N_{uG}' = Betonbruchlast einer gedanklich gebildeten Verankerung bei zentrischem Lastangriff, nach Gl. (9.7)

$s_{i,ges.}'$ = reduzierter Gesamtachsabstand in Richtung i

$i = x, y$

Die Verfahrensweise zur Bildung der gedanklich gebildeten Verankerung ist in Bild 9.6 dargestellt. Daraus ergibt sich der reduzierte Achsabstand $s_{i,ges.}'$ zu:

$$s_{i,ges.}' = s_{i,ges.} - 2 \cdot e_i \qquad \text{(9.14)}$$

mit
- $s_{i,ges.}'$ = reduzierter Gesamtachsabstand der gedanklich gebildeten Verankerung in Richtung i
- $s_{i,ges.}$ = Gesamtachsabstand der ursprünglichen Verankerung in Richtung i
- e_i = Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der gezogenen Bolzen in Richtung i
- i = x, y

Zur Bestimmung der Betonbruchlast der gedanklich gebildeten Verankerung unter zentrischem Lastangriff kann Gl. (9.7) oder Gl. (9.11) verwendet werden, wobei zu beachten ist, daß die projizierte Fläche der vorhandenen Verankerung A_{pG} durch die projizierte Fläche der gedanklich gebildeten Verankerung A_{pG}' mit reduzierten Achsabständen zu ersetzen ist. Weiterhin ist die innere Exzentrizität e_i, d. h. die Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der gezogenen Bolzen, in Gl. (9.14) einzusetzen. Der Grund dafür ist, daß die nach Gl. (9.7) oder (9.11) ermittelte Betonbruchlast den inneren Widerstand der Verankerung gegen äußere Belastung darstellt. Bei zentrischer Zugbelastung greift die äußere Last unmittelbar am Schwerpunkt des Widerstandes der Verankerung an. Daher sind alle Bolzen gleich hoch beansprucht. Im Vergleich dazu ist die Lastverteilung einer exzentrisch zugbelasteten Verankerung je nach der Ausbildung der Verankerung und Lage der äußeren Last ungleichmäßig. Wird nur ein Teil der Bolzen auf Zug beansprucht bzw. wenn Druckkraft auftritt, ist die innere Exzentrizität der resultierenden Zugkraft e_i mit der Exzentrizität der äußeren Last e_a wegen der zu erfüllenden Gleichgewichtsbedingungen nicht mehr identisch. In diesem Fall ist e_i kleiner als e_a (vergl. Bild 4.1b). Bei der Ermittlung des inneren Widerstandes einer exzentrisch zugbeanspruchten Verankerung muß daher die innere Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der gezogenen Bolzen verwendet werden.

Zur Ermittlung der inneren Exzentrizitäten der geprüften Verankerungen wurde ein am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, vorhandenes linearelastisches FE-Programm herangezogen. Die in diesem FE-Programm eingebauten Rechenannahmen entsprechen den Angaben in der Bemessungsrichtlinie für Dübelbefestigungen des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin (1992).

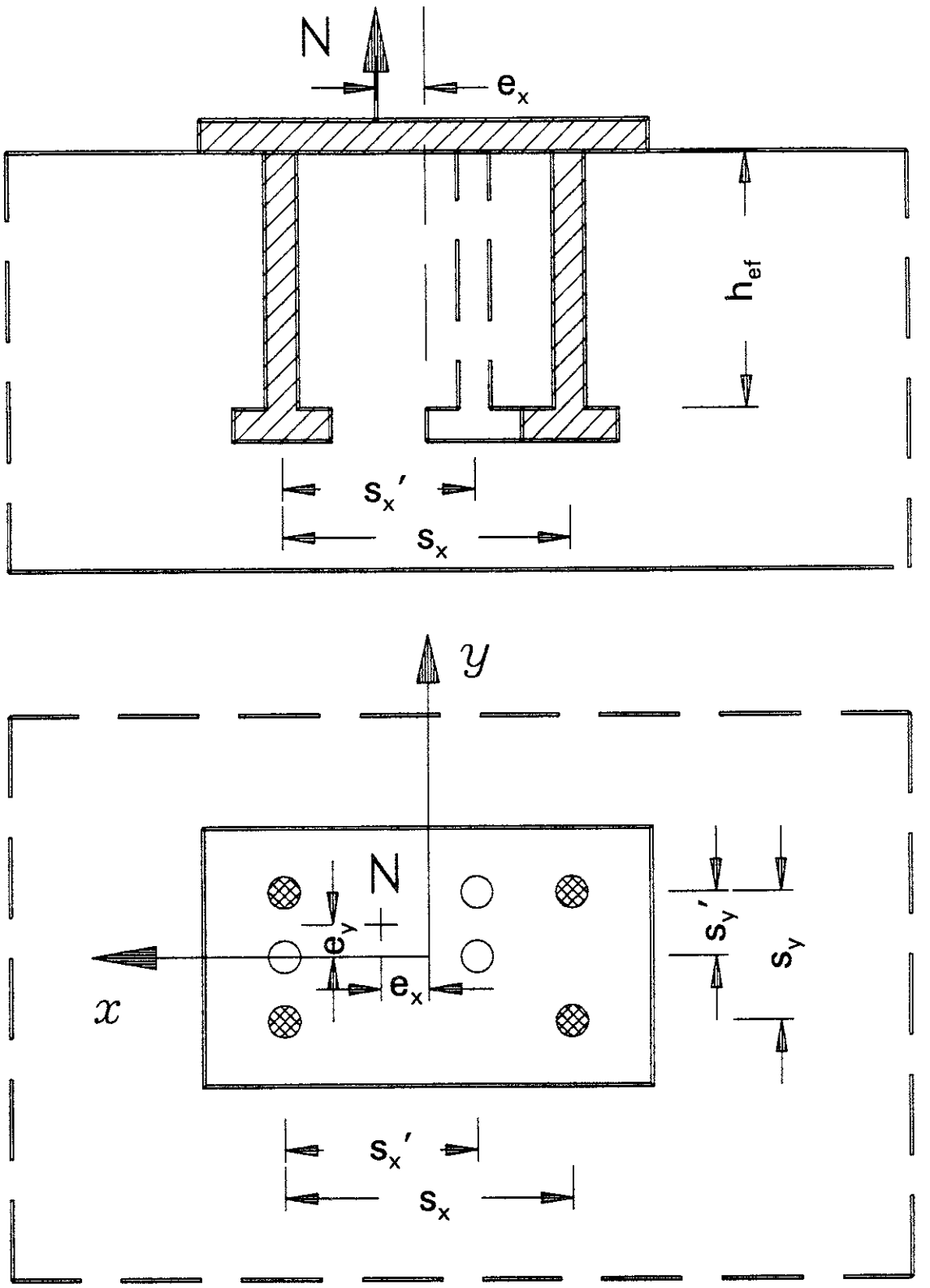


Bild 9.6: Modell zur Berücksichtigung des Einflusses der Exzentrizität auf die Betonbruchlast von auf exzentrischen Zug beanspruchten Vierfachverankerungen

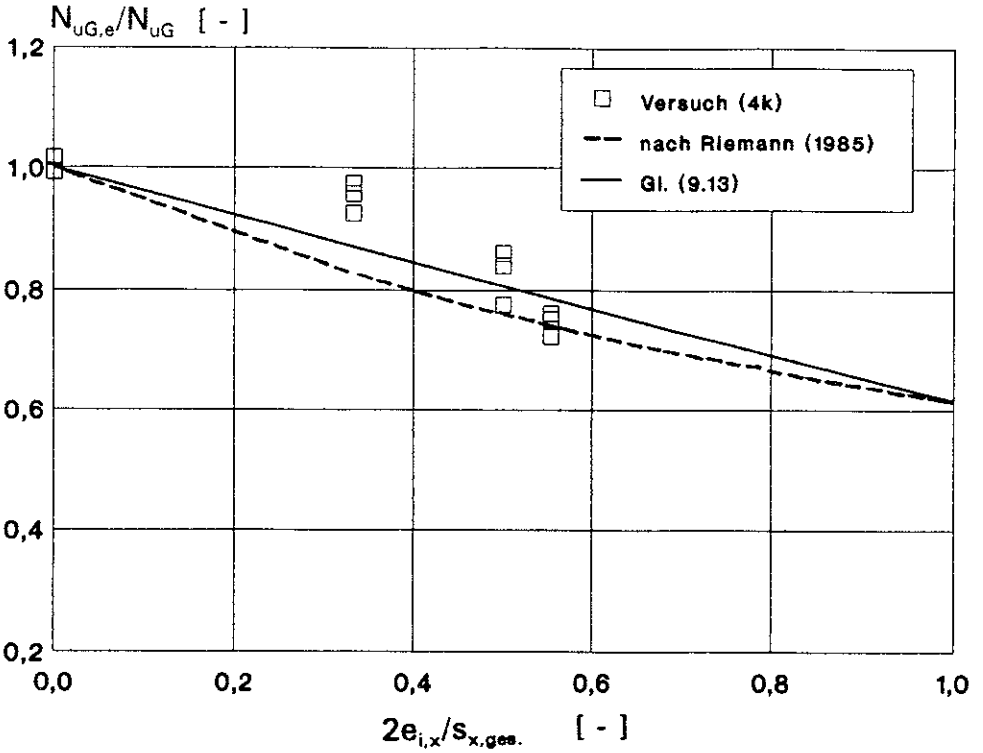


Bild 9.7: Einfluß der inneren Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der gezogenen Bolzen auf die Betonbruchlast von Reihenverankerungen mit 4 Bolzen

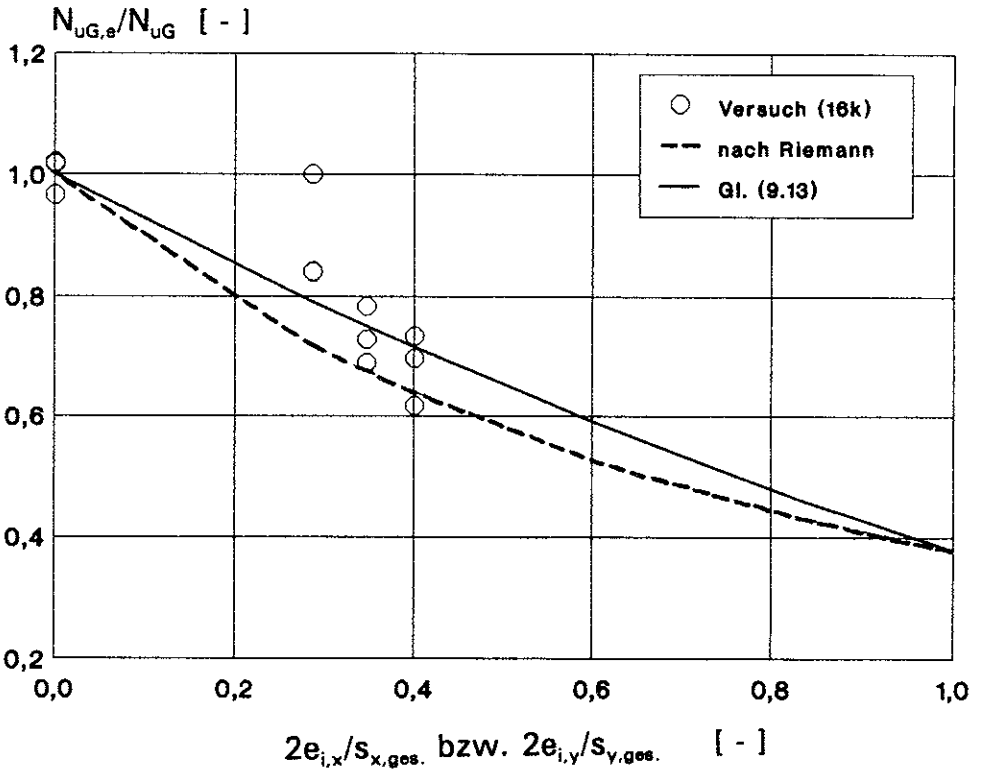


Bild 9.8: Einfluß der inneren Exzentrizität der resultierenden Zugkraft auf die Betonbruchlast von quadratischen Verankerungen mit 16 Bolzen

In den Bildern 9.7 und 9.8 sind die auf die Betonbruchlast bei zentrischer Zug-

belastung bezogenen Betonbruchlasten in Abhängigkeit von der bezogenen Exzentrizität der resultierenden Zugkraft der gezogenen Bolzen aufgetragen. Mit eingetragen sind die rechnerischen Betonbruchlasten nach Gl. (9.13) und nach dem hyperbolischen Ansatz von Riemann (1985), wobei die innere Exzentrizität e_i nach Mallée & Riemann (1990) berechnet wurde. Es ist zu ersehen, daß die Versuchswerte im unmittelbaren Bereich des rechnerischen Kurvenverlaufs nach Gl. (9.13) liegen. Die Verhältniswerte der gemessenen zur rechnerischen Betonbruchlast nach Gl. (9.13) betragen für Reihenverankerungen mit 4 Bolzen im Mittel $x = 1.02$ mit $v = 5.8\%$ und für quadratische Verankerungen mit 16 Bolzen $x = 1.01$ mit $v = 9.3\%$. Demgegenüber liegen die meisten Versuchswerte über dem Kurvenverlauf nach Riemann. Das bedeutet, daß der im CC-Verfahren eingebaute Ansatz nach Riemann auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Der Verhältniswert der gemessenen Betonbruchlast zur rechnerischen Wert nach dem CC-Verfahren beträgt für Reihenverankerungen mit 4 Bolzen im Mittel $x = 1,10$ mit $v = 6,5\%$ und für quadratische Verankerungen mit 16 Bolzen $x = 1.10$ mit $v = 11\%$. Wertet man alle Versuchsergebnisse zusammen aus, erhält man $N_{uG(Versuch),e}/N_{uG(Rechnung),e} = 1.10$ mit $v \approx 10\%$. Für die Bemessung wird daher sowohl der geometrische Ansatz nach Gl.(9.13) und Gl.(9.14) als auch der hyperbolische Ansatz nach Riemann (1985) bzw. Mallée & Riemann (1990) empfohlen.

9.3 Verankerungen unter Querlasten bei einseitigem Betonausbruch

Die Untersuchungen in den Kapiteln 5 und 8 zeigten, daß die Betonbruchlast einer querzugbeanspruchten Verankerung etwa das 2fache des Wertes derselben Verankerung bei zentrischem Zug beträgt. Die Traglast von querzugbeanspruchten Verankerungen kann wie folgt berechnet werden:

$$V_{uE} = 2 \cdot N_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.20)$$

$$V_{uG} = A_{pG,V}/A_{pE,V} \cdot V_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.21)$$

mit V_{uE} = Höchstlast von Einzelverankerungen bei Querlast

N_{uE} = Höchstlast von Einzelverankerungen bei zentrischem Zug, nach Gl. (9.1)

V_{uG} = Höchstlast von Gruppenverankerungen bei Querlast

$A_{pE,V}$ = Projektionsfläche einer Einzelverankerung bei Querlast

$= s_{k,V}^2$

$s_{k,V}$ = Seitenlänge der vereinfachten Halbausbruchpyramide, nach Gl. (5.12)

$= 8 \cdot h_{ef}^{0.75}$

$A_{pG,V}$ = Projektionsfläche der Verankerung bei Querlast

= $(s_{x,ges.} + s_{k,V}) \cdot (s_{y,ges.} + s_{k,V})$

$s_{i,ges.}$ = Gesamtachsabstand in Richtung i, i = x, y

Allerdings ist die in $A_{pE,V}$ und $A_{pG,V}$ enthaltene Seitenlänge $s_{k,V}$ der vereinfachten Halbausbruchpyramide von querzugbeanspruchten Verankerungen kleiner als der entsprechende Wert bei zentrischem Zug (vergl. Abschn. 9.1.2, $s_{k,N} = 3h_{ef}$). Um das Bemessungsverfahren überschaubar und einfach zu halten und um mögliche Fehlanwendungen der Rechenbeziehungen zu vermeiden, ist aus der Sicht der Praxis wünschenswert, eine einheitliche Ausdehnungslänge sowohl für zentrischen Zug als auch für Querzugbelastung festzulegen.

Da die Ausdehnungslänge bei zentrischem Zug in Abschnitt 9.1.2 zu $3h_{ef}$ vereinfacht wurde und diese Festlegung nach den bisherigen Erfahrungen sinnvoll erscheint, wird daher dieser Wert auf der sicheren Seite liegend auf querzugbeanspruchte Verankerungen übertragen. Das bedeutet, daß

$$s_{k,V} = s_{k,N} = 3h_{ef} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.22)$$

$$A_{pE,V} = A_{pE,N} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.23)$$

$$A_{pG,V} = A_{pG,N} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.24)$$

Setzt man Gln. (9.20), (9.23a) und (9.23b) in Gl. (9.21) ein, erhält man:

$$V_{uG} = A_{pG,G}/A_{pE,N} \cdot 2 \cdot N_{uE}$$

$$V_{uG} = 2 \cdot A_{pG,G}/A_{pE,N} \cdot N_{uE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9.25a)$$

$$V_{uG} = 2 \cdot (1 + s_{x,ges.}/3h_{ef}) \cdot (1 + s_{y,ges.}/3h_{ef}) \cdot N_{uE} \cdot \Phi(s/3h_{ef}) \quad (9.25b)$$

mit $\Phi(s/3h_{ef})$ = Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung, nach Gl. (9.9)

Der Formelaufbau der beiden Gleichungen (9.25a) und (9.25b) sind mit den Rechenbeziehungen (9.11) und (9.12) zur Bestimmung der zentrischen Zugtragfähigkeit identisch. Daher können sie ohne weiteres in das bisherige κ-Verfahren und das CC-Verfahren integriert werden.

Wird der Einfluß des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung vernachlässigt, ergibt sich aus Gl. (9.25b):

$$V_{uG} = 2 \cdot (1 + s_{x,ges.}/3h_{ef}) \cdot (1 + s_{y,ges.}/3h_{ef}) \cdot N_{uE} \qquad (9.25c)$$

$$V_{uG} = 2 \cdot N_{uG} \qquad (9.25d)$$

mit N_{uG} = Höchstlast einer Gruppenverankerung bei zentrischem Zug, nach Gl. (9.11)

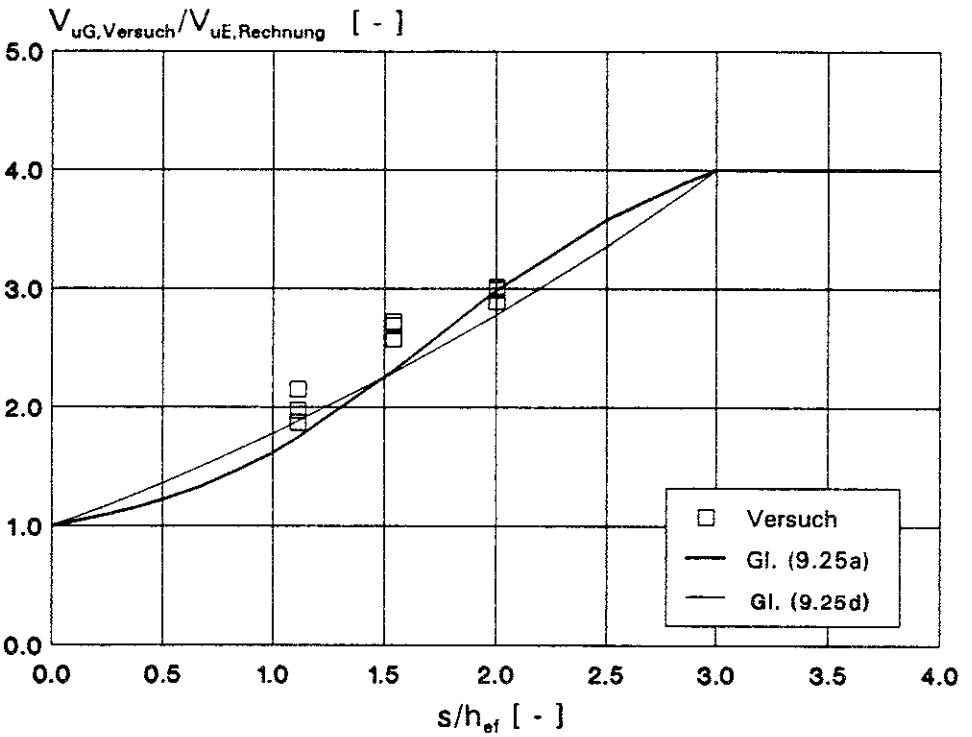


Bild 9.9: Einfluß des Achsabstandes auf die Betonbruchlast von querzugbeanspruchten Vierfachverankerungen in quadratischer Anordnung

Die Überprüfung der vereinfachten Rechenbeziehungen (9.25b) und (9.25d) erfolgte durch Nachrechnungen der vorliegenden Versuchsergebnisse. In Bild 9.9 ist die auf V_{uE} bezogene Betonbruchlast in Abhängigkeit vom bezogenen Achsabstand s/h_{ef} aufgetragen. Es ist ersichtlich, daß die in Anlehnung an das CC-Verfahren vereinfachten Rechenbeziehungen (Gln. (9.25b) und (9.25d)) auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern. Der Verhältniswert $V_{uG,Versuch}/V_{uG,Rechnung}$ beträgt im Mittel $x = 1.09$ mit $v \approx 6.2\%$.

9.4 Verankerungen unter Querlast und Biegung

Die in den letzten Abschnitten vorgenommenen Vereinfachungen ermöglichen es weiterhin, die Rechenbeziehungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verankerungen unter Querlasten mit Biegebeanspruchung an der Ankerplatte zu vereinfachen.

Der Einfluß des inneren Hebelarms auf die Erhöhung der Betonbruchlast der gezonenen Bolzen von auf Biegung beanspruchten Verankerungen ist dementsprechend durch folgende Gleichungen zu erfassen:

$$\Omega_M = 1 \qquad 1.5 \le s_x/h_{ef} \le 3.0 \quad \ldots\ (9.26a)$$

$$\Omega_M = 0.5 \cdot s_{k,V}/s_x = 1.5 \cdot h_{ef}/s_x \qquad 0.0 \le s_x/h_{ef} \le 1.5 \quad \ldots\ (9.26b)$$

mit Ω_M = Erhöhungsfaktor der Betonbruchlast der gezogenen Bolzen von auf Biegung beanspruchten Verankerungen gegenüber der Höchstlast derselben Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkörpers durch eine Biegedruckkraft (vergl. Abschnitt 6.3)

$s_{k,V}$ = Ausdehnungslänge der Halbausbruchpyramide eines Einzelbolzens bei Querlast

= $3h_{ef}$

h_{ef} = Verankerungstiefe

s_x = Achsabstand in Richtung x

Weiterhin wird der innere Hebelarm $s_{d,x}$ vereinfacht zu s_x angenommen. Setzt man Gl. (9.26a) und Gl. (9.26b) sowie $s_{d,x} = s_x$ in Gl. (6.15) ein und löst nach $V_{uG,e}/V_{uG}$ auf, erhält man unter Berücksichtigung von Gln. (6.8a) und (6.8b):

Für den Bereich $1.5 \le s_x/h_{ef} \le 3$:

$$V_{uG,e}/V_{uG} = 1/\{1 + [(e_z/s_x) \cdot (V_{uG}/N_{uN,y})]^{1.5}\}^{1/1.5} \quad \ldots\ (9.27a)$$

Für den Bereich $0 \le s_x/h_{ef} \le 1.5$:

$$V_{uG,e}/V_{uG} = 1/\{1 + [2e_z/(3h_{ef}) \cdot (V_{uG}/N_{uN,y})]^{1.5}\}^{1/1.5} \quad \ldots\ (9.27b)$$

mit $V_{uG,e}$ = Höchstlast der Verankerung bei Querlast mit e_z

V_{uG} = Betonbruchlast der Verankerung bei Querlast mit $e_z = 0$, nach Gl. (9.25d)

e_z = Abstand zwischen der Lastangriffsebene und der Unterkante der einbetonierten Ankerplatte

$N_{uN,y}$ = Höchstlast der gezogenen Bolzen bei zentrischem Zug ohne Behinderung der Ausbildung des Ausbruchkörpers durch eine Biegedruckkraft

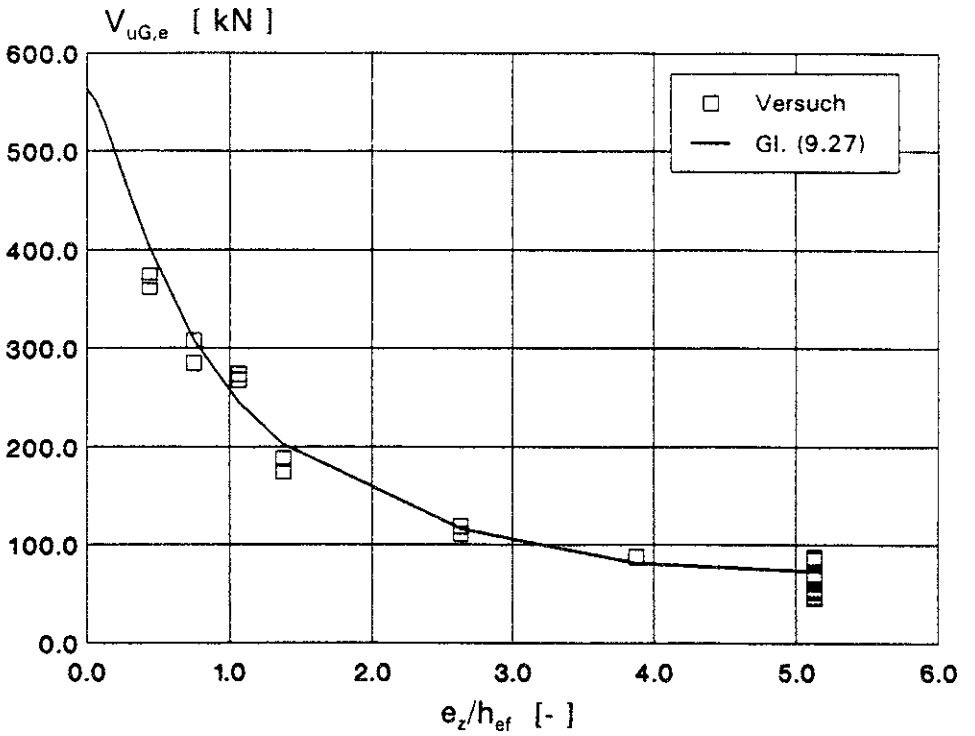


Bild 9.10: Betonbruchlast $V_{uG,e}$ von auf Querlast und Biegung beanspruchten Verankerungen in Abhängigkeit von der bezogenen Exzentrizität e_z/h_{ef}

Mit Gln. (9.27a) und (9.27b) wurden die vorliegenden 24 Versuchsergebnisse nachgerechnet. In Bild 9.10 sind die gemessenen und rechnerischen Betonbruchlasten in Abhängigkeit von der auf die Verankerungstiefe h_{ef} bezogenen Exzentrizität der Querlast e_z aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß alle Versuchswerte um die theoretische Kurve nach Gl. (9.27) streuen. Die Versuchsergebnisse stimmen mit den Rechenwerten gut überein. Der Quotient aus gemessener und rechnerischer Betonbruchlast beträgt im Mittel 1.00 mit einem Variationskoeffizient v = 13.1%. Das bedeutet, daß die Betonbruchlast von auf Querlast und Biegung beanspruchten Verankerungen mit den vereinfachten Rechenbeziehungen Gl. (9.27a) und Gl. (9.27b) wirklichkeitsnah abgeschätzt werden kann.

10 Zusammenfassung

Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit und zur wirtschaftlichen Bemessung von Befestigungsmitteln sind fundierte Kenntnisse über deren Trag- und Verformungsverhalten erforderlich.

In der vorliegenden Arbeit wurden für randferne Kopfbolzenverankerungen unter zentrischer und exzentrischer Zugbelastung sowie bei Querlast mit und ohne Biegebeanspruchung an der Ankerplatte Tragmodelle bei Betonbruch im ungerissenen Beton entwickelt. Sie basieren auf eingehenden Analysen von bisher erzielten experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnissen und auf bruchmechanischen Grundlagen. Dabei wurde der Trag- und Bruchmechanismus von Verankerungen wirklichkeitsnah berücksichtigt. Die mit Hilfe dieser Modelle abgeleiteten Rechenbeziehungen zur Bestimmung von Betonbruchlasten wurden durch die Nachrechnung von umfangreichen fremden und eigenen Versuchsergebnissen überprüft und bestätigt (Kapitel 8). Anschließend wurden vereinfachte und anwenderfreundliche Gleichungen für die praktische Bemessung mit einer für die Praxis ausreichenden Genauigkeit erarbeitet (Kapitel 9).

Es wurden folgende wesentliche Zusammenhänge ermittelt:

1) Beim Erreichen der Höchstlast von axialzugbeanspruchten Verankerungen ist nur ein Teil des erst bei weiterer Belastung entstehenden Ausbruchkegels gebildet. Die Auswertung der Versuche mit Einzelverankerungen zeigt, daß der Weiterreißwinkel des Ausbruchkörpermantels gegenüber der Horizontalen mit abnehmendem Abstand zur Betonoberfläche abnimmt, was den bruchmechanischen Gesetzmäßigkeiten entsprecht. Der relative Durchmesser des idealisierten Ausbruchkegels s_k/h_{ef} steigt mit kleiner werdender Verankerungstiefe an. Die mittlere effektive Betonbruchspannung auf der projizierten Fläche der vereinfachten Ausbruchpyramide kann annäherend als gleichmäßig verteilt angenommen werden. Bei randfernen Gruppenverankerungen wird die effektive Betonbruchspannung vom Achsabstand beeinflußt.

   Die Betonbruchlast von auf zentrischen Zug beanspruchten Gruppenverankerungen wird nach den hier abgeleiteten Rechenbeziehungen besser erfaßt als nach dem CC-Verfahren, insbesondere für den Bereich kleiner relativer Achsabstände s/h_{ef}. Das CC-Verfahren liefert im Bereich $s_{i,ges.}/h_{ef} \leq$

1.5 etwas auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse. Dies ist auf den Einfluß des Achsabstandes auf die effektive Betonbruchspannung zurückzuführen.

2) Das Maß der Abminderung der Betonbruchlast einer auf exzentrischen Zug beanspruchten Verankerung mit steifer Ankerplatte hängt vor allem von der bezogenen Lastexzentrizität 2e/s und vom Aktivierungsgrad der benachbarten Bolzen beim Lastangriff unmittelbar über dem Randbolzen der Gruppe ab. Die Parameterstudie zeigt, daß der Aktivierungsgrad wesentlich vom Lastverschiebungsverhalten und der Anzahl der Bolzen bestimmt wird. Mit den auf der Grundlage der normierten Einheitslastverschiebungskurve abgeleiteten Rechenbeziehungen wird die Betonbruchlast einer auf exzentrischen Zug beanspruchten Verankerung wirklichkeitsnah ermittelt. Das CC-Verfahren liefert auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse.

   Der entscheidende Vorteil des in Kapitel 9 erarbeiteten geometrischen Modells zur Berechnung der Betonbruchlast von auf exzentrischen Zug beanspruchten Verankerungen gegenüber dem hyperbolischen Ansatz von Riemann (1985) besteht darin, daß die Exzentrizität bei der Berechnung der projizierten Fläche der Ausbruchpyramide berücksichtigt wird. Damit wird der Einfluß der Exzentrizität auf die Betonbruchlast wirklichkeitsnäher erfaßt. Dies gilt insbesondere für randnah angeordnete Verankerungen beim Lastangriff näher zum Rand.

3) Bei querzugbeanspruchten randfernen Verankerungen wird eine Zugkraft im Bolzenschaft infolge der Querverschiebung und der Bildung eines Betonausbruchkraters vor dem Bolzen hervorgerufen. Wenn die Tragfähigkeit der aktivierbaren Betonbruchfläche überschritten wird, kommt es bei steifen und nicht ausreichend tief eingebauten Verankerungen vor Erreichen der Stahltragfähigkeit des Bolzenschafts zu einem einseitigen Betonbruch auf der lastabgewandten Seite. Dabei beträgt die im Bolzen hervorgerufene Zugkraft ca. 30% bis 35% der aufgebrachten Querlast.

   Die Betonbruchlast einer querzugbeanspruchten Verankerung entspricht etwa der 2fachen Betonbruchlast, welche dieselbe Verankerung bei zentrischem Zug besitzt.

4) Voraussetzung für eine wirklichkeitsnahe Bestimmung der Betonbruchlast von auf Querlast und Biegung beanspruchten Verankerungen ist die richtige Erfassung des Einflusses des inneren Hebelarms zwischen der resultierenden

Druckkraft und der Zugkraft der gezogenen Bolzen auf die Erhöhung der Tragfähigkeit der gezogenen Bolzen. In der vorliegenden Arbeit konnte die Traglastzunahme der gezogenen Bolzen durch einen einfachen hyperbolischen Ansatz (Gl. (9.26)) wirklichkeitsnah bestimmt werden.

11 Offene Fragen

Mit der vorliegenden Arbeit konnten wesentliche Zusammenhänge zum Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer und exzentrischer Zugbelastung sowie bei Querlast mit und ohne Biegebeanspruchung an der Ankerplatte bei der Versagensart "Betonbruch" in ungerissenem Beton abgeklärt werden. Mittels der abgeleiteten vereinfachten Rechenbeziehungen können entwerfende Ingenieure mit geringem Aufwand die Tragfähigkeit von Verankerungen schnell und zutreffend bestimmen. Dies ermöglicht, nicht nur sichere, sondern auch wirtschaftliche Verankerungen zu dimensionieren. Wie nachfolgend erläutert, müssen für einige spezifische Anwendungsbedingungen allerdings weitergehende gezielte Untersuchungen durchgeführt werden.

Die bei querzugbeanspruchten randfernen Kopfbolzenverankerungen aufgetretene Versagensart "einseitiger Betonbruch auf der lastabgewandten Seite" wurde bei bisherigen Versuchen mit Einzelbefestigungen mit Dübeln nicht beobachtet. Ausgehend von den hier gewonnenen Ergebnissen mit Kopfbolzen kann man jedoch davon ausgehen, daß diese Versagensart auch bei Dübeln, insbesondere bei Dübelgruppen mit geringem Achsabstand, auftreten kann. Zur Überprüfung dieser Vermutung sind entsprechende theoretische und experimentelle Untersuchungen mit Dübeln erforderlich.

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Modell für das Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen unter Querlast mit einachsiger Biegebeanspruchung an der Ankerplatte erarbeitet und durch Versuchsergebnisse bestätigt. Dieses Modell wurde für Verankerungen abgeleitet, in denen nur eine Bolzenreihe auf Zug beansprucht wurde. Für mehr als eine gezogene Reihe innerhalb einer Gruppe dürfte das Modell auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern, wenn als $s_{d,x}$ der Abstand der resultierenden Druckkraft zur resultierenden Kraft der gezogenen Bolzen angesetzt wird. Zu einer endgültigen Beurteilung bzw. eventuellen Modifizierung sind allerdings weitere theoretische und experimentelle Untersuchungen notwendig.

In der Praxis werden Kopfbolzenverankerungen hauptsächlich in bewehrten Betonbauteilen eingelegt. Zur Verbesserung des Tragverhaltens und zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen werden häufig zusätzlich spezielle Rückhängebewehrungen im Verankerungsbereich angeordnet. Untersuchungen von Eligehausen et al. (1992) und Ramm & Greiner (1992) zeigten, daß die Traglaststeigerung von Kopfbolzenverankerungen mittels spezieller Rückhängebewehrungen erheblich ist.

Zudem verhalten sich solche Verankerungen erheblich duktiler als Verankerungen in unbewehrtem Beton. Um diesen besonderen Vorteil von Einlegemontagen gegenüber nachträglich eingesetzten Befestigungsmitteln optimal ausnutzen zu können, sind jedoch noch eingehende theoretische und experimentelle Untersuchungen erforderlich.

Die in der vorliegenden Arbeit abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten gelten nur für randferne Verankerungen in ungerissenem Beton. Ihre Übertragung auf randnahe Verankerungen oder Verankerungen in gerissenem Beton ist durch entsprechende Untersuchungen zu überprüfen.

Durch die in der vorliegenden Arbeit aufgestellten Modellvorstellungen und durch die erzielten Ergebnisse sind gute Voraussetzungen zum besseren Verständnis und zur zügigen Klärung der o. g. offenen Fragen gegeben.

12 Literatur

ACI 349-78, 80 & 85: Code requirements for nuclear safety related structures, Appendix B - Steel embedments, American Concrete Institute, Detroit, 1978, 1980 and 1985

Balogh, T.; Fuchs, W.; Eligehausen R.: Evaluation of concrete cone failure loads of undercut and expansion anchors under tensile loading located in uncracked concrete and in line cracks, Bericht-Nr. 12/12-91/8. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1990

Bazant, Z. P.: Size effect in blunt fracture: Concrete, Rock, Metal, J. of Eng. Mechachnics, ASCE, 110, No. 4, April 1984, pp. 518-535

Bode, H.; Hanenkamp, W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung, Bauingenieur, 60, 1985, pp.361-367

Cannon, R.W.: Anchorage to Concrete. Tennessee Valley Authority, Knoxville, Dezember 1975

Cannon, R.W.: CANANCHR - Computer program for anchorage to concrete, Program description, 1988

Cannon, R.W.: Versuchsdaten aus USA, entnommen aus dem Schriftwechsel zwischen Robert Cannon und Rolf Eligehausen, Stuttgart, 1990, nicht veröffentlicht

CEB Bulletin D'Information No. 206: Fastenings to reinforced concrete and mansonry structures, State-of-art report, Part I August 1991

CEB Bulletin D'Information No. 207: Fastenings to reinforced concrete and mansonry structures, State-of-art report, Part II August 1991

Cook, R.A.; Klingner, R.E.: Behavior and design of ductile multiple anchor steel to concrete connections, Research Report CTR 1126-3. Center of Transportation Research, University of Texas at Austin, 1989

Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Bemessungsrichtlinie für Befestigungen in Beton, Ausgabe 10/1992

Dieterle, H.; Reuter, M.; Sawade, G.: Tragverhalten von Kopfbolzen, Versuche an axialzugbeanspruchten Kopfbolzen Serie 7, Reihe 1-7, April 1985 und Reihe 8, August 1985, Forschungs- und Materialprüfungsanstatt Baden-Württemberg, Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1985

DVS 0902: Lichtbogenschweißen mit Hubzündung, Merkblatt DVS 0902, Deutscher Verband für Schweißtechnik e.V., Dezember 1972

Elfgren, L.; Broms, C.E.; Johnsson, H.; Rehnström, A: Anchor bolts in reinforced concrete foundations, short time tests, Research Report LULEA 1980:36, University of Lulea, 1980

Elfgren, L.; Ohlsson, U.; Gylthoft K.: Anchor bolts analysed with fracture mechanics, Paper presented at the International Conference of Concrete and Rock, Houston, Texas, Fracture of Concrete and Rock (edited by Shah, S. and Swertz, S.), 1989

Eligehausen, R.; Balogh, T.; Fuchs, W.; Breen, J.: The CC-Method (Concrete Capacity-Method), Bericht Nr. 12/15-92/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1992

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Ick, U.; Mallée, R.; Reuter, M.; Schimmelpfennig, K.; Schmal, B.: Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer ugbeanspruchung, Bauingenieur, Heft 4, 1992

Eligehausen, R.; Sawade, G.: Verhalten von Beton auf Zug, Betonwerk + Fertigteil - Technik, 1985, Nr. 5 und 6.

Eligehausen, R.; Sawade, G.: A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete, RILEM report on fracture mechanics of concrete - Theory and Applications, Chapman Hall Ltd., London, 1989

Eligehausen, R.; Ozbolt, J.: Size effect in anchorage behavior, Proceedings, ECF8, Fracture behavior and design of materials and structures, Turin, October 1990

Eligehausen, R.; Ozbolt, J.: Numerical analysis of headed studs emdedded in large plain concrete blocks, Proceedings of the 2nd International Conference on "Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Edited by N. Bicanic and H. Mang, Pinerdige Press, UK, 1990

Fuchs, W.: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, Dissertation der Universität Stuttgart, 1990

Fuchs, W.: Ableitung eines Vorschlages zur Bemessung von Befestigungen für die Verbindung von Stahl- und Betonbauteilen, DFG-Bericht 02/1991/1, Zeichen Fu200/2-1, 1991

Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Tragverhalten und Bemessung von auf Querzug beanspruchten Dübelbefestigungen mit Randeinfluß im ungerissenen Beton, Bericht-Nr. 10/9-86/13 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1986

Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Bemessung von randfernen Befestigungen mit der Versagensart Stahlbruch unter Einfluß des Lochspiels, Bericht-Nr. 10/16-90/6 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1990

Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen, J.E.: Fastening to concrete. Design of fastenings using steel anchors or headed studs. Comparison of procedures for concrete capacity. Bericht Nr. 12/14-91/10, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1991

Furche, J.: Einfluß der Hinterschnittform auf das Last-Verschiebungsverhalten bei zentrischem Zug - Verankerungen im ungerissenen Beton, Bericht-Nr. 9/6-88/19 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1990

Hanenkamp, W.; Wunderlich, W.: Tragverhalten von Verankerungen mit Kopfbolzen, Bericht-Nr. A - 04/85 - 1/1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bereich Konstruktionsteilprüfung, Universität Bochum, nicht veröffentlicht, 1985

Hawkins, N.: Strength in shear and tension of cast - in - place anchor bolts, Anchorage to concrete, ACI SP-103, Detroit, 1987

Hillerborg, A.: Analysis of one single crack, Fracture mechanics of concrete, edited by F. H. Wittmann, 1983, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam

Hochtief-Versuche: Traglastversuche an Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln, Frankfurt am Main, Mai 1981, nicht veröffentlicht

Hochtief-Versuche: Versuche mit Kopfbolzen, durchgeführt von Fa. Hochtief und der VA Universität Karlsruhe, 1983, nicht veröffentlicht

Jeng, Y.S.; Shah, S.: Mixed-mode fracture of concrete, International Journal of Fracture, 1988, No. 38

Keuser, W.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter Mixed-Mode Beanspruchung, Dissertation, TH Darmstadt, 1989

Klingner, R.E.; Mendonca, J.A: Tensile capacity of short anchor bolts and welded studs: A literature review, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 79, No. 4 and No. 5, 1982

Klingner, R.E.; Mendonca, J.A: Shear capacity of short anchor bolts and welded studs: A literature review, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 79-34, No. 4 and No. 5, 1982

Krenchel, H.; Shah, S.: Fracture analysis of the pull-out-tests, Material Structures, Vol. 108, 1985

KWU: Versuche mit Kopfbolzen, durchgeführt am IBS, München und der FMPA Stuttgart, 1985, nicht veröffentlicht

KWU: Versuche mit Kopfbolzen, durchgeführt von Bode und Roik am Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität Bochum, 1985, nicht veröffentlicht

Lehmann, R.: Mehrfachbefestigungen, Kolloquium über Fragen der Befestigungstechnik im Bauwesen. Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1979

Mallée, R., Riemann, H.: Ankerplattenbefestigungen mit Hinterschnittdübeln, Bauingenieur 65, 1990, S. 49-47

McMackin, P.J.; Slutter, R.G.; Fischer J.W.: Headed steel anchors under combined loading, AISC Engineering Journal, Second Quarter, 1973, No. 4

Moe, J.: Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads, Bulletin D47, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Shokie, Illinois, 1961

Pusill-Wachtsmuth, P.: Tragverhalten von Metallspreizdübeln unter zentrischer

Zugbelastung bei den Versagensarten Betonausbruch und Spalten, Dissertation, Universität Stuttgart, 1982

Ramm, W.; Greiner, U.: Versuchsbericht zum Forschungsvorhaben "Verankerungen mit Kopfbolzen", Reihen 8 und 9, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Universität Kaiserslautern, Oktober 1991, nicht veröffentlicht

Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik, Betonkalender, Vol. 2, Berlin, 1988

Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik, Betonkalender, Vol. 2, Berlin, 1992

Riemann, H.: Das "erweiterte Ç_-_Verfahren" für Befestigungsmittel, Bemessung am Beispiel von Kopfbolzenverankerungen, Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1985, Nr. 12

Roik, K.; Bode, H.; Hanenkamp W.: Zug-Tragfahigkeit von Nelson Kopfbolzendübeln, Bericht Nr. 7803, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Lehrstuhl II, Universität Bochum, nicht veröffentlicht, Mai 1978

Sattler, K.: Betrachtungen über neuere Verdübelungen im Verbundbau, Bauingenieur, 1962, Heft 1

Sawade, G.: Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton, Dissertation in Vorbereitung, Universität Stuttgart, 1992

Shaik, A.; Whayong, Y.: In-place strength of welded headed studs, Journal of the Prestressed Concrete Institute, 1985

Shih, G.C.: Some basic problems in fracture mechanics and new concepts, Eng. Frac. Mechanics, 1965, Vol. 5

Shoup, T.E.; Singleton, R.C.: Headed Concrete Anchors, ACI Journal, September 1963

Stone, W.C; Carinao, N.J.: Deformation and failure in large scale pull-out-tests, ACI Journal, 1983, No. 11-12

TGL-Richtlinie: Stahleinbauteile, Berechnung und bauliche Durchbildung der Verankerung, VEB-Leichtbaukombinat, 1985

Utescher, G.: Beurteilungsgrundlagen für Fassadenverankerungen, Berlin, 1978

Walter, G.: Experimentelle Untersuchungen über das Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen im gerissenen und unbewehrten Beton, Diplomarbeit, Universität Stuttgart, 1991, nicht veröffentlicht

Zhao, G.; Fuchs, W.; Eligehausen, R.: Einfluß der Bauteildicke auf das Tragverhalten von Dübelbefestigungen unter Querzugbeanspruchung im ungerissenen Beton, Bericht-Nr. 10/12A-89/5, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1989

Zhao, G.; Eligehausen, R.: Tragfähigkeit von Befestigungen unter kombinierter Zug- und Querlast. Bericht-Nr. 10/17-92/2, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1992

Zhao, G.; Dieterle, H.: Zugtragfähigkeit von Kopfbolzengruppen mit unterschiedlichen Lastexzentrizitäten, Bericht-Nr. KRT-2/799-91/2, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, Februar 1991

Zhao, G.; Eligehausen, R.: Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Einzelbolzen und Bolzengruppen in der Bauteilfläche unter Querlast, Bericht-Nr. KRT-3/799-91/14, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht

Zhao, G.; Eligehausen, R.: Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzengruppen unter Biegung mit Querlast, Bericht-Nr. KRT-5/799-91/18, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, Juli 1991

Zhao, G.; Eligehausen, R.: Zugtragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzen mit unterschiedlichen Achsabständen, Bericht-Nr. KRT-7/799-91/23, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, nicht veröffentlicht, Juli 1991

Versuchsdaten: Einzelverankerungen mit Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe I)
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	$\beta_{w\,2}$ [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	Nu [kN]
Zhao	22.00	35.00	34.80	90.00	900.00	900.00	74.00
Zhao	22.00	35.00	34.80	90.00	900.00	900.00	52.10
Zhao	22.00	35.00	34.80	90.00	900.00	900.00	77.40
Zhao	22.00	35.00	24.80	90.00	900.00	900.00	61.90
Zhao	22.00	35.00	24.80	90.00	900.00	900.00	70.10
Zhao	22.00	35.00	24.80	160.00	900.00	900.00	148.80
Zhao	22.00	35.00	24.80	160.00	900.00	900.00	155.80
Zhao	22.00	35.00	24.80	160.00	900.00	900.00	161.90
Zhao	22.00	35.00	24.80	190.00	900.00	900.00	201.60
Zhao	22.00	35.00	24.80	190.00	900.00	900.00	180.20
Zhao	22.00	35.00	24.80	190.00	900.00	900.00	187.80

Versuchsdaten: Quadratische Verankerungen mit 4 Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe I)
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	β_{W2} [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	s_x [mm]	s_y [mm]	N_u [kN]
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	100.00	100.00	209.10
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	100.00	100.00	196.00
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	200.00	200.00	302.90
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	200.00	200.00	335.40
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	300.00	300.00	467.60
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	300.00	300.00	359.50
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	400.00	400.00	476.60
Zhao	22.22	34.90	24.80	160.00	999.00	999.00	400.00	400.00	356.80[1]
Zhao2)	22.00	35.00	38.20	90.00	999.00	999.00	100.00	100.00	116.50
Zhao2)	22.00	35.00	38.20	90.00	999.00	999.00	100.00	100.00	102.80
Zhao2)	22.00	35.00	38.20	90.00	999.00	999.00	100.00	100.00	105.20
Zhao2)	22.00	35.00	38.20	90.00	999.00	999.00	100.00	100.00	115.40
Zhao2)	22.00	35.00	24.80	90.00	999.00	999.00	100.00	100.00	98.90
Zhao2)	22.00	35.00	24.80	90.00	999.00	999.00	100.00	100.00	95.10
Zhao2)	22.00	35.00	37.50	190.00	999.00	999.00	175.00	175.00	395.00
Zhao2)	22.00	35.00	37.50	190.00	999.00	999.00	175.00	175.00	377.10

1) Betonplatte vor Erreichen der Höchstlast gerissen;
2) Im Rahmen der Schrägzugversuche durchgeführte Versuche bei zentrischem Zug vergl. Versuchsbericht von Zhao & Eligehausen (1992)

Versuchsdaten: Reihenverankerungen mit 4 Bolzen unter exzentrischer Zugbeanspruchung
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe II)
Versagensart: Betonausbruch

d_s [mm]	d_h [mm]	β_w [N/mm2]	h_{ef} [mm]	s_x [mm]	$s_{x,ges.}$ [mm]	e_x [mm]	e_y [mm]	N_u [kN]
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	0.00	0.00	229.62
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	0.00	0.00	224.32
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	0.00	0.00	224.51
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	50.00	0.00	220.26
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	50.00	0.00	209.21
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	50.00	0.00	216.36
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	100.00	0.00	194.37
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	100.00	0.00	175.30
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	100.00	0.00	189.80
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	150.00	0.00	169.83
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	150.00	0.00	171.90
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	300.00	150.00	0.00	163.40

Versuchsdaten: Quadratische Verankerungen mit 16 Kopfbolzen unter exzentrischer Zugbeanspruchung
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe II)
Versagensart: Betonausbruch

d_s [mm]	d_h [mm]	β_w [N/mm2]	h_{ef} [mm]	s_x [mm]	s_y [mm]	$s_{x,ges.}$ [mm]	$s_{y,ges.}$ [mm]	e_x [mm]	e_y [mm]	N_u [kN]
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	0.00	0.00	359.46
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	0.00	0.00	358.85
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	0.00	0.00	340.92
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	50.00	50.00	296.54
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	50.00	50.00	353.00
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	50.00	50.00	296.78
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	100.00	100.00	256.96
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	100.00	100.00	276.55
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	100.00	100.00	243.06
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	150.00	150.00	245.58
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	150.00	150.00	258.94
22.00	35.00	30.50	160.00	100.00	100.00	300.00	300.00	150.00	150.00	217.27

Versuchsdaten: Einzelverankerungen unter Querlast
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe III)
Versagensart: Betonausbruch

d_s [mm]	d_h [mm]	β_w [N/mm2]	h_{ef} [mm]	s_x [mm]	s_y [mm]	V_u [kN]
22.00	35.00	27.00	50.00	0.00	0.00	59.12
22.00	35.00	27.00	50.00	0.00	0.00	78.69
22.00	35.00	27.00	50.00	0.00	0.00	79.29
22.00	35.00	27.00	65.00	0.00	0.00	83.95
22.00	35.00	27.00	65.00	0.00	0.00	94.17
22.00	35.00	27.00	65.00	0.00	0.00	86.62
22.00	35.00	27.00	90.00	0.00	0.00	132.47
22.00	35.00	27.00	90.00	0.00	0.00	130.68
22.00	35.00	27.00	90.00	0.00	0.00	138.11
22.00	35.00	24.80	115.00	0.00	0.00	160.68
22.00	35.00	24.80	115.00	0.00	0.00	163.71

Versuchsdaten: Quadratische Verankerungen mit 4 Kopfbolzen unter Querlast
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe III)
Versagensart: Betonausbruch

d_s [mm]	d_h [mm]	β_w 2 [N/mm^2]	h_{ef} [mm]	s_x [mm]	s_y [mm]	V_u [kN]
22.00	35.00	29.00	50.00	100.00	100.00	170.60
22.00	35.00	29.00	50.00	100.00	100.00	164.74
22.00	35.00	29.00	50.00	100.00	100.00	171.78
22.00	35.00	29.00	65.00	100.00	100.00	217.94
22.00	35.00	29.00	65.00	100.00	100.00	227.47
22.00	35.00	29.00	65.00	100.00	100.00	230.13
22.00	35.00	29.00	90.00	100.00	100.00	271.32
22.00	35.00	29.00	90.00	100.00	100.00	295.59
22.00	35.00	29.00	90.00	100.00	100.00	257.26

Versuchsdaten: Rechteckige Verankerungen mit 4 Kopfbolzen unter Biegung mit Querlast
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe IV)
Versagensart: Betonausbruch

d_s [mm]	d_h [mm]	β_w 2 [N/mm^2]	h_{ef} [mm]	s_x [mm]	s_y [mm]	e_z [mm]	V_u [kN]
22.00	35.00	35.40	160.00	100.00	100.00	820.00	45.20
22.00	35.00	35.40	160.00	100.00	100.00	820.00	51.90
22.00	35.00	35.40	160.00	100.00	100.00	820.00	46.80
22.00	35.00	35.40	160.00	140.00	100.00	820.00	53.70
22.00	35.00	35.40	160.00	140.00	100.00	820.00	54.90
22.00	35.00	35.40	160.00	140.00	100.00	820.00	53.30
22.00	35.00	35.40	160.00	210.00	100.00	820.00	66.54
22.00	35.00	35.40	160.00	210.00	100.00	820.00	68.17
22.00	35.00	35.40	160.00	210.00	100.00	820.00	64.60
22.00	35.00	35.40	160.00	280.00	100.00	820.00	87.00
22.00	35.00	35.40	160.00	280.00	100.00	820.00	84.50
22.00	35.00	35.40	160.00	280.00	100.00	820.00	85.10

Versuchsdaten: Rechteckige Verankerungen mit 4 Kopfbolzen unter Biegung mit Querlast
Herkunft: Eigene Versuche (Reihe V)
Versagensart: Betonausbruch

d_s [mm]	d_h [mm]	β_w 2 [N/mm^2]	h_{ef} [mm]	s_x [mm]	s_y [mm]	e_z [mm]	V_u [kN]
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	620.00	78.66
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	620.00	79.25
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	420.00	107.38
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	420.00	100.20
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	220.00	157.60
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	220.00	169.50
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	170.00	247.50
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	170.00	241.70
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	120.00	277.80
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	120.00	257.40
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	70.00	327.40
22.00	35.00	28.90	160.00	140.00	100.00	70.00	337.40

Versuchsdaten: Einzelverankerungen mit Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	$\beta_{w\,2}$ [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	Nu [kN]
Bode	9.52	19.05	13.80	42.90	80.00	200.00	13.20
Bode	9.52	19.05	13.80	42.90	80.00	200.00	14.00
Bode	9.52	19.05	13.80	42.90	80.00	200.00	14.80
Bode	9.52	19.50	27.90	42.90	200.00	200.00	15.20
Bode	9.52	19.50	28.40	42.90	200.00	200.00	16.00
Bode	9.52	19.50	25.10	42.90	200.00	200.00	18.20
Bode	9.52	19.50	25.10	42.90	200.00	200.00	19.20
Bode	9.52	19.05	28.40	42.90	80.00	200.00	20.20
Bode	9.52	19.50	27.90	42.90	200.00	200.00	20.60
Bode	9.52	19.50	25.10	42.90	200.00	200.00	20.80
Bode	9.52	19.50	25.10	42.90	200.00	200.00	20.80
Bode	9.52	19.50	27.90	42.90	200.00	200.00	21.00
Bode	9.52	19.50	27.90	42.90	200.00	200.00	21.20
Bode	9.52	19.05	28.40	42.90	80.00	200.00	21.20
Bode	9.52	19.05	28.40	42.90	80.00	200.00	21.20
Bode	9.52	19.50	25.10	42.90	200.00	200.00	22.00
Bode	9.52	19.50	27.90	42.90	200.00	200.00	22.60
Bode	9.52	19.50	35.20	42.90	200.00	200.00	23.00
Bode	9.52	19.50	28.40	42.90	200.00	200.00	24.00
Bode	9.52	19.50	25.10	42.90	200.00	200.00	24.80
Bode	9.52	19.50	36.50	42.90	200.00	200.00	25.00
Bode	9.52	19.50	36.50	42.90	200.00	200.00	25.00
Bode	9.52	19.50	35.20	42.90	200.00	200.00	25.50
Bode	9.52	19.05	35.20	42.90	200.00	200.00	27.00
Bode	9.52	19.50	36.50	42.90	200.00	200.00	27.00
Bode	9.52	19.50	35.20	42.90	200.00	200.00	27.00
Bode	9.52	19.50	35.20	42.90	200.00	200.00	27.50
Bode	9.52	19.05	35.20	42.90	200.00	200.00	29.50
Keuser	22.00	35.00	31.33	50.00	999.00	999.00	19.10
Keuser	22.00	35.00	31.33	50.00	999.00	999.00	28.30
Keuser	22.00	35.00	31.33	50.00	999.00	999.00	27.20
Klingner	19.50	28.50	25.30	63.50	381.00	999.00	71.10
Bode	22.22	34.90	30.50	65.30	200.00	200.00	30.50
Bode	22.22	34.90	30.50	65.30	200.00	200.00	41.40
Bode	22.22	34.90	30.50	65.30	200.00	200.00	42.40
Bode	15.87	31.75	11.40	67.10	300.00	300.00	29.00
Bode	15.87	31.75	13.80	67.10	120.00	300.00	32.00
Bode	15.87	31.75	11.40	67.10	300.00	300.00	32.00
Bode	15.87	31.75	13.80	67.10	120.00	300.00	32.80
Bode	15.87	31.75	13.80	67.10	120.00	300.00	33.20
Bode	15.87	31.75	11.40	67.10	300.00	300.00	37.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	200.00	200.00	37.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	300.00	300.00	37.50
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	300.00	300.00	39.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	300.00	300.00	40.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	300.00	300.00	40.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	200.00	200.00	40.50
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	200.00	200.00	42.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	300.00	300.00	42.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	200.00	200.00	43.50
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	200.00	200.00	44.00
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	300.00	300.00	45.00
Bode	15.87	31.75	28.40	67.10	120.00	300.00	47.60
Bode	15.87	31.75	22.70	67.10	200.00	200.00	49.50
Bode	15.87	31.75	28.40	67.10	120.00	300.00	49.60

Versuchsdaten: Einzelverankerungen mit Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	$\beta_{w\,2}$ [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	Nu [kN]
Bode	15.87	31.75	28.40	67.10	120.00	300.00	52.80
Bode	15.87	31.75	46.40	67.10	300.00	300.00	54.00
Bode	15.87	31.75	46.40	67.10	300.00	300.00	56.00
Bode	15.87	31.75	46.40	67.10	300.00	300.00	57.00
Bode	15.87	31.75	37.30	67.10	300.00	300.00	57.50
Bode	15.87	31.75	37.30	67.10	300.00	300.00	58.00
Bode	15.87	31.75	37.30	67.10	300.00	300.00	59.00
Bode	15.87	31.75	46.40	67.10	300.00	300.00	59.00
Bode	15.87	31.75	46.40	67.10	300.00	300.00	60.00
Bode	15.87	31.75	46.40	67.10	300.00	300.00	61.00
Sattler	19.05	32.00	20.60	68.00	200.00	200.00	43.40
Sattler	19.05	32.00	20.60	68.00	200.00	200.00	45.10
Sattler	19.05	32.00	44.90	68.00	200.00	200.00	55.00
Sattler	19.05	32.00	47.30	68.00	200.00	200.00	55.60
Klingner	25.40	51.00	35.10	76.00	229.00	999.00	62.30
Klingner	15.90	31.80	24.30	87.30	305.00	999.00	41.80
Klingner	15.90	31.80	24.30	87.30	305.00	999.00	55.20
Klingner	15.90	31.80	24.30	87.30	305.00	999.00	62.30
Klingner	19.00	38.10	24.30	87.30	305.00	999.00	62.30
Klingner	19.00	31.80	24.30	88.90	305.00	999.00	48.00
Klingner	22.22	34.90	24.30	88.90	305.00	999.00	48.00
Klingner	19.00	31.80	24.30	88.90	305.00	999.00	48.00
Klingner	19.00	31.80	24.30	88.90	305.00	999.00	52.00
Klingner	19.00	31.80	24.30	88.90	305.00	999.00	55.20
Klingner	22.22	34.90	24.30	88.90	305.00	999.00	55.20
Klingner	22.22	44.50	24.30	88.90	305.00	999.00	62.30
Klingner	19.50	28.50	25.30	88.90	381.00	999.00	112.90
Bode	22.22	34.90	13.80	90.30	160.00	300.00	46.20
Bode	22.22	34.90	13.80	90.30	160.00	300.00	46.40
Bode	22.22	34.90	13.80	90.30	160.00	300.00	47.80
Bode	22.22	34.90	27.90	90.30	300.00	300.00	62.00
Bode	22.22	34.90	22.80	90.30	120.00	300.00	62.80
Bode	22.22	34.90	27.90	90.30	300.00	300.00	64.00
Bode	22.22	34.90	27.90	90.30	300.00	300.00	64.80
Bode	22.22	34.90	27.90	90.30	300.00	300.00	65.60
Bode	22.22	34.90	22.80	90.30	120.00	300.00	65.60
Bode	22.22	34.90	28.40	90.30	160.00	300.00	66.80
Bode	22.22	34.90	22.80	90.30	120.00	300.00	66.80
Bode	22.22	34.90	25.10	90.30	300.00	300.00	67.60
Bode	22.22	34.90	27.90	90.30	300.00	300.00	68.40
Bode	22.22	34.90	27.90	90.30	300.00	300.00	68.40
Bode	22.22	34.90	28.40	90.30	300.00	300.00	69.00
Bode	22.22	34.90	30.50	90.30	200.00	200.00	69.20
Bode	22.22	34.90	35.10	90.30	120.00	300.00	69.20
Bode	22.22	34.90	28.40	90.30	160.00	300.00	70.40
Bode	22.22	34.90	30.50	90.30	200.00	200.00	71.20
Bode	22.22	34.90	28.40	90.30	160.00	300.00	71.20
Bode	22.22	34.90	35.20	90.30	300.00	300.00	73.00
Bode	22.22	34.90	25.10	90.30	300.00	300.00	73.20
Bode	22.22	34.90	35.20	90.30	300.00	300.00	74.00
Bode	22.22	34.90	28.40	90.30	300.00	300.00	74.00
Bode	22.22	34.90	35.20	90.30	300.00	300.00	74.00
Bode	22.22	34.90	25.10	90.30	300.00	300.00	75.60
Bode	22.22	34.90	25.10	90.30	300.00	300.00	76.00

Versuchsdaten: Einzelverankerungen mit Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	$B_{w\,2}$ [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	Nu [kN]
Bode	22.22	34.90	25.10	90.30	300.00	300.00	76.00
Bode	22.22	34.90	36.50	90.30	300.00	300.00	76.00
Bode	22.22	34.90	28.40	90.30	300.00	300.00	76.00
Bode	22.22	34.90	30.50	90.30	200.00	200.00	76.00
Bode	22.22	34.90	30.50	90.30	300.00	300.00	76.80
Bode	22.22	34.90	30.50	90.30	300.00	300.00	77.60
Bode	22.22	34.90	35.20	90.30	300.00	300.00	78.00
Bode	22.22	34.90	46.40	90.30	200.00	200.00	78.50
Bode	22.22	34.90	25.10	90.30	300.00	300.00	78.80
Bode	22.22	34.90	25.10	90.30	300.00	300.00	79.20
Bode	22.22	34.90	30.50	90.30	300.00	300.00	80.00
Bode	22.22	34.90	35.20	90.30	300.00	300.00	80.00
Bode	22.22	34.90	46.40	90.30	200.00	200.00	80.00
Bode	22.22	34.90	35.10	90.30	120.00	300.00	81.20
Bode	22.22	34.90	46.40	90.30	200.00	200.00	81.50
Bode	22.22	34.90	46.40	90.30	200.00	200.00	82.00
Bode	22.22	34.90	36.50	90.30	300.00	300.00	82.00
Bode	22.22	34.90	36.50	90.30	300.00	300.00	82.50
Bode	22.22	34.90	46.40	90.30	200.00	200.00	83.50
Bode	22.22	34.90	35.10	90.30	120.00	300.00	84.20
Bode	22.22	34.90	35.20	90.30	300.00	300.00	85.00
Bode	22.22	34.90	46.40	90.30	200.00	200.00	92.00
Bode	15.87	31.75	11.40	92.10	300.00	300.00	42.00
Bode	15.87	31.75	15.50	92.10	200.00	200.00	43.20
Bode	15.87	31.75	11.40	92.10	300.00	300.00	46.00
Bode	15.87	31.75	15.50	92.10	200.00	200.00	47.60
Klingner	19.50	31.75	24.40	92.10	304.80	999.00	48.90
Bode	15.87	31.75	15.50	92.10	200.00	200.00	50.00
Bode	15.87	31.75	11.40	92.10	300.00	300.00	51.00
Klingner	19.50	31.75	24.40	92.10	304.80	999.00	53.30
Klingner	19.50	31.75	24.40	92.10	304.80	999.00	62.20
Klingner	19.50	31.75	42.10	92.10	304.80	999.00	76.90
Klingner	19.50	31.75	42.10	92.10	304.80	999.00	82.20
Klingner	19.50	31.75	42.10	92.10	304.80	999.00	82.20
Bode	15.87	31.75	37.30	92.10	300.00	300.00	88.00
Bode	15.87	31.75	37.30	92.10	300.00	300.00	91.00
Bode	15.87	31.75	37.30	92.10	300.00	300.00	98.00
Klingner	12.70	25.40	25.20	93.70	305.00	999.00	34.70
Keuser	22.00	35.00	31.33	100.00	999.00	999.00	90.00
Keuser	22.00	35.00	31.33	100.00	999.00	999.00	81.10
Keuser	22.00	35.00	31.33	100.00	999.00	999.00	74.60
Bode	19.05	31.75	20.30	115.30	300.00	300.00	72.00
Bode	19.05	31.75	20.30	115.30	300.00	300.00	72.00
Bode	19.05	31.75	20.30	115.30	300.00	300.00	87.20
Bode	22.22	34.90	30.50	115.30	300.00	300.00	94.40
Bode	22.22	34.90	30.50	115.30	300.00	300.00	97.60
Bode	22.22	34.90	30.50	115.30	300.00	300.00	100.80
Klingner	25.40	51.00	27.10	127.00	584.00	999.00	100.10
Klingner	25.40	102.00	25.30	127.00	584.00	999.00	117.40
FMPA	22.00	35.00	27.70	130.00	550.00	999.00	97.20
Bode	22.22	34.90	18.80	140.30	300.00	300.00	85.60

Versuchsdaten: Einzelverankerungen mit Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	$\beta_{w\,2}$ [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	Nu [kN]
Keuser	22.00	35.00	31.33	150.00	999.00	999.00	147.40
Keuser	22.00	35.00	31.33	150.00	999.00	999.00	150.90
Keuser	22.00	35.00	31.33	150.00	999.00	999.00	138.60
BOCHUM	22.00	35.00	15.60	185.00	650.00	999.00	128.00
BOCHUM	22.00	35.00	16.40	185.00	650.00	999.00	128.40
BOCHUM	22.00	35.00	16.40	185.00	650.00	999.00	135.00
BOCHUM	22.00	35.00	15.60	185.00	650.00	999.00	138.60
FMPA	22.00	35.00	22.20	185.00	875.00	875.00	141.30
FMPA	22.00	35.00	22.20	185.00	450.00	550.00	145.60
FMPA	22.00	35.00	22.20	185.00	550.00	545.00	148.40
FMPA	22.00	35.00	22.20	185.00	447.00	450.00	150.60
FMPA	22.00	35.00	22.20	185.00	449.00	550.00	151.70
BOCHUM	22.00	35.00	24.80	185.00	400.00	999.00	173.50
BOCHUM	22.00	35.00	20.20	185.00	650.00	999.00	181.50
BOCHUM	22.00	35.00	20.20	185.00	650.00	999.00	182.30
BOCHUM	22.00	35.00	19.90	185.00	650.00	999.00	182.70
BOCHUM	22.00	35.00	27.10	185.00	450.00	999.00	187.00
BOCHUM	22.00	35.00	27.10	185.00	450.00	999.00	200.00
BOCHUM	22.00	35.00	19.90	185.00	650.00	999.00	201.00
BOCHUM	22.00	35.00	28.20	185.00	450.00	999.00	207.00
BOCHUM	22.00	35.00	29.70	185.00	450.00	999.00	223.00
BOCHUM	22.00	35.00	29.60	185.00	450.00	999.00	223.00
BOCHUM	22.00	35.00	33.10	185.00	450.00	999.00	223.00
BOCHUM	22.00	35.00	27.10	185.00	450.00	999.00	226.00
BOCHUM	22.00	35.00	29.60	185.00	450.00	999.00	228.00
BOCHUM	22.00	35.00	27.80	185.00	450.00	999.00	230.00
BOCHUM	22.00	35.00	27.10	185.00	450.00	999.00	236.00
BOCHUM	22.00	35.00	29.70	185.00	450.00	999.00	239.00
BOCHUM	22.00	35.00	30.00	185.00	450.00	999.00	241.00
Klingner	19.50	31.75	43.10	203.60	999.00	999.00	272.00
Klingner	19.50	31.75	43.10	203.60	999.00	999.00	280.60
Klingner	22.22	34.90	39.80	203.60	999.00	999.00	329.20
Hochtief	30.00	45.00	44.00	250.00	999.00	999.00	411.80
Hochtief	30.00	45.00	34.00	250.00	999.00	999.00	412.10
Hochtief	30.00	45.00	44.00	250.00	999.00	999.00	415.10
Hochtief	30.00	45.00	44.00	250.00	999.00	999.00	435.60
Hochtief	30.00	45.00	34.00	250.00	999.00	999.00	436.40
Hochtief	30.00	45.00	70.90	250.00	999.00	999.00	499.00
Hochtief	30.00	45.00	70.40	250.00	999.00	999.00	535.00
Hochtief	30.00	45.00	70.90	250.00	999.00	999.00	559.10
Hochtief	30.00	45.00	71.90	250.00	999.00	999.00	617.50
Hochtief	30.00	45.00	71.90	250.00	999.00	999.00	620.50
Hochtief	30.00	45.00	71.90	250.00	999.00	999.00	624.20
Klingner	25.40	41.20	35.10	251.40	457.20	999.00	435.90
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	550.00	550.00	262.30
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	550.00	550.00	266.60
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	550.00	550.00	270.70
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	550.00	550.00	273.60
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	550.00	550.00	278.00
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	550.00	550.00	285.90
FMPA	30.00	45.00	27.70	260.00	700.00	999.00	290.00
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	545.00	550.00	294.30
FMPA	30.00	45.00	22.20	260.00	547.00	550.00	302.10
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	1600.00	1600.00	395.00

Versuchsdaten: Einzelverankerungen mit Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	$\beta_{w\,2}$ [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	Nu [kN]
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	1600.00	1600.00	395.00
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	738.02	1600.00	421.60
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	1600.00	1600.00	439.30
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	1600.00	1600.00	439.30
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	726.02	1600.00	450.60
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	731.02	1600.00	452.00
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	731.02	1600.00	465.70
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	731.02	1600.00	468.00
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	733.02	1600.00	470.50
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	733.02	1600.00	475.60
FMPA	40.00	60.00	22.20	355.00	731.02	1600.00	479.70
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	1000.00	1000.00	731.30
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	2000.00	2000.00	767.20
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	2000.00	2000.00	767.20
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	1000.00	1000.00	770.10
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	1000.00	2000.00	838.60
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	1000.00	2000.00	838.60
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	1000.00	1000.00	841.90
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	1000.00	843.60
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	2000.00	852.40
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	2000.00	852.40
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	1000.00	860.30
FMPA	50.00	80.00	19.10	525.00	1000.00	1000.00	861.70
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	1000.00	884.00
FMPA	50.00	80.00	27.70	525.00	1000.00	1000.00	885.20
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	1000.00	917.60
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	2000.00	919.30
FMPA	50.00	80.00	23.70	525.00	1000.00	2000.00	919.30

Versuchsdaten: Verankerungen mit 2 Kopfbolzen bei zentrischem Zug
Herkunft: Eigene Versuche
Versagensart: Betonausbruch

	d_s [mm]	d_h [mm]	β_{w2} [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	s_x [mm]	$s_{x,ges.}$ [mm]	N_u [kN]
Zhao	22.00	35.00	30.10	160.00	999.00	999.00	100.00	100.00	184.20
Zhao	22.00	35.00	30.10	160.00	999.00	999.00	100.00	100.00	191.10
Zhao	22.00	35.00	30.10	160.00	999.00	999.00	100.00	100.00	170.60

Versuchsdaten: Quadratische Verankerungen mit 4 Kopfbolzen
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	β_{w2} [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	s_x [mm]	$s_{x,ges.}$ [mm]	N_u [kN]
KWUBOCHUM	22.00	35.00	28.60	185.00	850.00	999.00	100.00	100.00	290.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	28.60	185.00	850.00	999.00	100.00	100.00	275.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	25.70	185.00	850.00	999.00	100.00	100.00	303.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	28.20	185.00	575.00	999.00	150.00	150.00	311.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	27.80	185.00	375.00	999.00	150.00	150.00	342.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	33.10	185.00	375.00	999.00	150.00	150.00	351.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	28.20	185.00	575.00	999.00	150.00	150.00	318.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	27.80	185.00	375.00	999.00	150.00	150.00	330.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	30.00	185.00	375.00	999.00	150.00	150.00	308.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	33.10	185.00	375.00	999.00	150.00	150.00	335.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	30.00	185.00	375.00	999.00	150.00	150.00	335.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	28.20	185.00	575.00	999.00	150.00	150.00	313.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	26.90	185.00	640.00	999.00	270.00	270.00	433.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	26.90	185.00	640.00	999.00	270.00	270.00	439.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	26.90	185.00	640.00	999.00	270.00	270.00	390.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	24.00	185.00	530.00	999.00	400.00	400.00	628.00
KWUBOCHUM	22.00	35.00	24.00	185.00	530.00	999.00	400.00	400.00	627.00
Hochtief	22.22	34.90	24.00	185.30	999.00	999.00	100.00	100.00	264.00
Hochtief	22.22	34.90	22.20	185.30	999.00	999.00	100.00	100.00	240.00
Hochtief	22.22	34.90	27.60	185.30	999.00	999.00	100.00	100.00	278.00
Hochtief	22.22	34.90	27.60	185.30	999.00	999.00	100.00	100.00	280.00
Hochtief	22.22	34.90	25.00	185.30	999.00	999.00	100.00	100.00	253.00
Hochtief	22.22	34.90	22.60	185.30	999.00	999.00	100.00	100.00	253.00
Hochtief	22.22	34.90	27.40	360.30	999.00	999.00	100.00	100.00	585.00
Hochtief	22.22	34.90	29.90	360.30	999.00	999.00	100.00	100.00	500.00
Hochtief	22.22	34.90	30.80	360.30	999.00	999.00	100.00	100.00	518.00
Bode	15.87	31.75	33.20	67.10	160.00	160.00	80.00	80.00	129.60
Bode	15.87	31.75	18.40	67.10	160.00	160.00	80.00	80.00	72.00
Bode	15.87	31.75	18.80	67.10	140.00	140.00	120.00	120.00	70.40
Bode	15.87	31.75	38.90	67.10	140.00	140.00	120.00	120.00	157.60
Bode	15.87	31.75	17.90	67.10	220.00	220.00	160.00	160.00	118.00
Bode	15.87	31.75	33.20	67.10	220.00	220.00	160.00	160.00	183.20
Cannon	15.87	63.50	32.50	161.90	406.00	406.00	51.00	51.00	265.50
Cannon	15.87	63.50	32.50	161.90	381.00	381.00	76.00	76.00	280.20
Cannon	15.87	63.50	35.80	161.90	356.00	356.00	102.00	102.00	281.60

Versuchsdaten: Quadratische Verankerungen mit 16 Kopfbolzen
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	β_{w2} [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	s_x [mm]	s_g [mm]	$s_{x,ges.}$ [mm]	N_u [kN]
BOCHUM	22.00	35.00	26.00	185.00	999.00	999.00	150.00	0.00	450.00	508.00
BOCHUM	22.00	35.00	26.00	185.00	999.00	999.00	150.00	0.00	450.00	490.00
BOCHUM	22.00	35.00	26.00	185.00	999.00	999.00	150.00	0.00	450.00	520.00
BOCHUM	22.00	35.00	23.60	185.00	999.00	999.00	270.00	0.00	810.00	1450.00
BOCHUM	22.00	35.00	23.60	185.00	999.00	999.00	270.00	0.00	810.00	1320.00
BOCHUM	22.00	35.00	24.30	185.00	999.00	999.00	270.00	0.00	810.00	1460.00
BOCHUM	22.00	35.00	23.40	185.00	999.00	999.00	150.00	100.00	400.00	537.00
BOCHUM	22.00	35.00	23.40	185.00	999.00	999.00	150.00	100.00	400.00	552.00
BOCHUM	22.00	35.00	23.10	185.00	999.00	999.00	150.00	270.00	570.00	791.00
BOCHUM	22.00	35.00	23.10	185.00	999.00	999.00	150.00	270.00	570.00	850.00
BOCHUM	22.00	35.00	25.60	185.00	999.00	999.00	150.00	400.00	700.00	948.00
BOCHUM	22.00	35.00	25.60	185.00	999.00	999.00	150.00	400.00	700.00	953.00

Versuchsdaten: Quadratische Verankerungen mit 36 Kopfbolzen
Herkunft: Fremde Versuche
Versagensart: Betonausbruch

Quelle	d_s [mm]	d_h [mm]	β_{w2} [N/mm²]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	s_x [mm]	s_g [mm]	$s_{x,ges.}$ [mm]	N_u [kN]
BOCHUM	22.00	35.00	21.50	185.00	999.00	999.00	150.00	270.00	700.00	859.00
BOCHUM	22.00	35.00	22.50	185.00	999.00	999.00	150.00	270.00	700.00	901.00
BOCHUM	22.00	35.00	22.40	185.00	999.00	999.00	150.00	400.00	870.00	1228.00
BOCHUM	22.00	35.00	22.40	185.00	999.00	999.00	150.00	400.00	870.00	1086.00

Versuchsdaten: Einzelverankerungen unter Querlast
Herkunft: Fremde Versuche (von Hawkins)
Versagensart: Betonausbruch

d_s [mm]	d_h [mm]	β_{w2} [N/mm²]	h_{ef} [mm]	s_x [mm]	s_y [mm]	V_u [kN]
25.40	101.60	24.98	76.20	0.00	0.00	105.55
25.40	152.40	23.52	76.20	0.00	0.00	98.21
25.40	101.60	39.99	76.20	0.00	0.00	121.13
19.05	101.60	24.66	76.20	0.00	0.00	102.80
19.05	101.60	40.88	76.20	0.00	0.00	125.71
25.40	101.60	24.41	127.00	0.00	0.00	111.96
25.40	101.60	24.50	177.80	0.00	0.00	123.40
25.40	50.80	23.52	127.00	0.00	0.00	100.48
25.40	50.80	25.14	76.20	0.00	0.00	86.78
25.40	101.60	39.99	127.00	0.00	0.00	130.30
25.40	101.60	24.98	127.00	0.00	0.00	96.39
19.05	101.60	24.98	177.80	0.00	0.00	105.60
19.05	50.80	24.66	127.00	0.00	0.00	93.63
19.05	50.80	24.98	76.20	0.00	0.00	89.98
19.05	50.80	40.88	127.00	0.00	0.00	115.70

Lebenslauf

Persönliche Daten:

Name	Guochen Zhao
Geburtsort	Heilongjiang der V. R. China
Geburtsdatum	25. März 1961
Familienstand	verheiratet, 1 Kind

Schulbildung:

1969-1974	Grundschule Bao-An in Heilongjiang
1974-1978	Gymnasium Gong-He in Heilongjiang Abschluß: Abitur

Studium:

1978-1982	Nordost - Universität für Forstingenieurwesen und -wissenschaft in Harbin der V. R. China Brücken- und Straßenbau Abschluß: Bachelor of Science
1984-1986	Technische Universität Braunschweig, konstruktiver Ingenieurbau Abschluß: Diplomingenieur (Dipl.-Ing.)

Berufliche Tätigkeit:

1982-1984	wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Straßen- und Brückenbau, Nordost-Universität für Forstingenieurwesen und -wissenschaft in Harbin
1984-1986	wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für Statik, TU Braunschweig bei Herrn Professor Dr.-Ing. Duddeck
1986-1987	Forschungsaufenthalt am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig bei Herren Professoren Kordina und Hosser
1987-1993	wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart

VERZEICHNIS

der bisher in der Schriftenreihe "MITTEILUNGEN" des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen erschienenen Hefte:

1986/1: Institutsbericht 1983-1985 Activities

1987/1: Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau, von Peter Langer

1987/2: Jahresbericht 1986 Activities

1987/3: Übertragbarkeit von Werkstoffkennwerten bei Glasfaser-Harz-Verbundstäben, von G. Rehm und B. Schlottke

1988/1: Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen in Beton, von Martin Faoro
(ISBN 3-9801833-0-0)

1988/2: Einfluß der Stahlkennlinie auf den möglichen Grad der Schnittkraftumlagerung bei Stahlbetontragwerken
Teil 1: Theoretische Untersuchungen, von R. Eligehausen, H. Kreller
Teil 2: Versuchsbericht, von R. Eligehausen, H. Kreller, P. Langer
(ISBN 3-9801833-1-9)

1989/1: Beiträge zur Befestigungstechnik
- Moderne Befestigungstechnik im Bauwesen - Systeme und Anwendungsbedingungen, von R. Eligehausen, W. Fuchs, M. Reuter
- Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung - Loadbearing Behaviour of Anchor Fastenings in Tension, von R. Eligehausen, W. Fuchs, B. Mayer
- Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Querzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung - Loadbearing Behaviour of Anchor Fastenings under Shear, Combinded Tension and Shear or Flexural Loading, von R. Eligehausen, W. Fuchs
- Bemessung von Befestigungen mit Stahldübeln - Zukünftiges Konzept - Design of Fastenings with Steel Anchors - Future Concept, von R. Eligehausen

1989/2: Zum Weiterreißverhalten von beschichteten Geweben, von Walter Bidmon
(ISBN 3-9801833-2-7)

1989/3: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung, von Roland Gerster
(ISBN 3-9801833-3-5)

1989/4: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Last- und Zwangeinwirkung, von Helmut Kreller
(ISBN 3-9801833-4-3)

1989/5: Untersuchungen zu Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Betondekkung, von Rolf Eligehausen, Helmut Kreller, Peter Langer
(ISBN 3-9801833-5-1)

1989/6: Jahresbericht 1987-1988 Activities

1990/1: SBETA Computer Program For Nonlinear Finite Element Analysis Of Reinforced Concrete Structures, von V. Cervenka, R. Eligehausen, R. Pukl
(ISBN 3-9801833-6-X)

1990/2: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, von Werner Fuchs
(ISBN 3-9801833-7-8)

1991/1: Funktionsersatzprüfungen für die Beurteilung der Eignung von kraftkontolliert spreizenden Dübeln, von Burkhard Mayer
(ISBN 3-9801833-8-6)

1991/2: Jahresbericht 1989-1990 Activities

1992/1: Zur Korrosion von verzinktem Stahl in Kontakt mit Beton, von Klaus Menzel
(ISBN 3-9801833-9-4)

1993/1: Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung, von Dieter Lotze
(ISBN 3-9803044-0-X)

1994/1: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch, von Guochen Zhao
(ISBN 3-9803044-2-6)