

# **Anwendung von Ankerstäben in Rahmenecken, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen**

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

Vorgelegt von

**Markus J. Bruckner**

aus Ulm/Donau

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen  
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. B. Novák

Tag der mündlichen Prüfung: 24.07.2006

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

2007



Meinen Eltern Elisabeth und Hans Bruckner, die mich immer begleiten,  
und meiner Frau Heike und meinen Söhnen Franz und Kilian, die ich liebe.



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 möchte ich für die interessanten und lehrreichen Diskussionen, für die intensive Betreuung dieser Arbeit und die Übernahme des Hauptberichts recht herzlich danken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. B. Novák danke ich für die Übernahme des Mitberichts und die sorgfältige Durchsicht der Arbeit.

Meiner Frau Dr. Heike Bruckner und meinen Kindern Franz und Kilian danke ich für die andauernde Unterstützung und die Rücksichtnahme die sie mir entgegengebracht haben.

Bei meinen Eltern Elisabeth und Hans Bruckner möchte ich mich dafür bedanken, dass Sie immer zu mir halten und mir eine gute Ausbildung ermöglichen.

Meinem jetzigen Chef und Schwiegervater Dipl.-Ing. A. Bogenschütz danke ich, dass er mir jederzeit den Rücken freigehalten hat, um die Arbeit auch während meiner Tätigkeit im Ingenieurbüro Bogenschütz fertig zu schreiben.

Für die orthographische und grammatikalische Unterstützung danke ich meiner Schwiegermutter Frau R. Bogenschütz ganz herzlich.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. J. Ožbolt danke ich für die Bereitstellung des Finite Elemente Programms und seine Unterstützung. Meinen Diplomanten Frau Dipl.-Ing. S. Roger, Frau Dipl.-Ing. C. Eckert und den Herrn Dipl.-Ing. G. Wagner und Dipl.-Ing. B. Zoller danke ich für die großartigen Beiträge zu meiner Arbeit.

Meinen Kollegen und Freunden Dr.-Ing. U. Mayer, Dr.-Ing. S. Lettow und Dr.-Ing. J. Hoffman möchte ich für die vielen fachlichen Diskussionen und die schöne gemeinsame Zeit am Institut danken.

Die finanziellen Mittel für das Forschungsvorhaben wurden von den Firmen SCHÖCK und PEIKKO in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt. Die Ankerstäbe für die Versuche wurden von der Firma DYWIDAG kostenlos zur Verfügung gestellt.



## **Kurzfassung**

Der immer mehr zunehmende Preis- und Termindruck im Bauwesen macht eine Weiterentwicklung der Bautechnik und damit der Bewehrungstechnik zwangsläufig notwendig. Die Anwendung vorgefertigter Bewehrungselemente und Fertigteile erhöht die Effizienz und die Geschwindigkeit auf der Baustelle und führt damit zu wesentlich kürzeren Bauzeiten.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Anwendungsmöglichkeit von Ankerstäben (gerippte Bewehrungsstäbe mit Ankerkopf) in drei verschiedenen Bauteilen überprüft. Es wurden Rahmenecken mit negativer Momentenbeanspruchung, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen untersucht. Für alle drei Bauteilverbindungen wurden umfangreiche numerische Parameterstudien mit dem nichtlinearen Finite-Elemente-Code MASA3D durchgeführt. Weiterhin wurden Rahmenecken mit negativem Biegemoment experimentell untersucht. Ebenso wurden für alle drei Bauteile Stabwerkmodelle entwickelt und die Anwendbarkeit der Stabwerkmethodologie überprüft.

Die experimentellen sowie die numerischen Studien an Rahmenecken unter negativer Biegemomentenbelastung haben ergeben, dass der Einsatz von Ankerstäben gegenüber einer herkömmlichen abgebogenen Bewehrung keinen Vorteil bringt. Nur durch den Einsatz einer zusätzlichen Bügelbewehrung kann eine ausreichende Tragfähigkeit erreicht werden. Ankerstäbe sollten somit nur bei geringer Beanspruchung der Rahmenecke verwendet werden. Dabei ist auf eine solide konstruktive Bügelbewehrung zu achten.

Der Einsatz von Ankerstäben in Rahmenendknoten ist dagegen gut möglich. Die Bemessung kann anhand eines Stabwerkmodells oder anhand des semi-empirischen Bemessungsmodells nach Roeser [Roeser, 2002] durchgeführt werden.

Ankerstäbe sind nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen auch als Verbindungselement zwischen Stütze und Fundament gut geeignet. Der Vergleich zwischen den Traglasten nach CC-Verfahren mit den numerischen Ergebnissen hat gezeigt, dass das Bemessungsmodell nach CC-Verfahren für alle praxisrelevanten Fälle sichere Ergebnisse liefert.

## **Abstract**

That ever more increasing price and date pressure in the building industry makes an advancement of civil engineering technique and thus the reinforcement technology inevitably necessary. The application of prefabricated reinforcing elements and pre-cast parts increases the efficiency and the speed on the building site and leads thereby to substantially shorter construction periods.

In this work the application of anchor bars (ripped reinforcing steel with welded heads) was examined in three different construction systems. Frame corners with negative moment, beam-column joints and column-foundation-connections were examined. For all three different construction systems extensive numeric parameter studies with the nonlinear finite element code MASA3D were accomplished. Further frame corners with negative bending moment were experimentally examined. Likewise for all three different construction systems strut-and-tie models were developed and the applicability of the strut-and-tie model was examined.

The experimental as well as the numeric studies at frame corners under negative bending moments resulted in that the use of anchor bars does not bring an advantage in relation to a conventional reinforcement. Only by the employment of additional stirrup reinforcement a sufficient load capacity can be achieved. Anchor bars should be used only when the bending moment is very low. Thereby solid stirrup reinforcement should be applied

In contrast the use of anchor bars in beam-column joints is possible. The calculation can be accomplished with the strut-and-tie method or on the basis the semi empirical calculation model according to Roeser [ Roeser, 2002 ].

Anchor bars are well suitable for the column-foundation connections according to the results of this work. The comparison between the ultimate loads according to CC-method with the numeric results showed that the calculation model supplies safe results in all practice-relevant cases.



<b>1</b>	<b>EINLEITUNG.....</b>	<b>15</b>
<b>2</b>	<b>ANKERSTÄBE .....</b>	<b>17</b>
2.1	Allgemeines.....	17
2.2	Geschichtlicher Hintergrund .....	18
2.3	Geometrie und Material.....	19
<b>3</b>	<b>BEFESTIGUNGSTECHNIK .....</b>	<b>21</b>
3.1	Anwendungen.....	21
3.2	Versagensarten.....	21
3.3	Traglastberechnung und Bemessung nach dem CC-Verfahren .....	23
<b>4</b>	<b>METHODE DER STABWERKMODELLE.....</b>	<b>26</b>
<b>5</b>	<b>FORSCHUNGSSCHWERPUNKTE IN DER LITERATUR .....</b>	<b>29</b>
5.1	Nationale und internationale Stahlbetonnormen.....	29
5.2	Stand der Forschung .....	31
5.2.1	Rahmenecken.....	31
5.2.2	Rahmenknoten .....	36
5.2.3	Stütze-Fundament-Verbindungen .....	43
<b>6</b>	<b>NUMERISCHE VORARBEITEN .....</b>	<b>45</b>
6.1	Code MASA3.....	45
6.2	Microplane Model.....	45
6.3	Maßstabseffekt.....	46
6.4	Pre- und Postprozessor.....	47
6.5	Fehlerquellen und Fehlerabschätzung .....	49
6.6	Modellierung der Ankerstäbe.....	51
6.6.1	1D-Elemente .....	51
6.6.2	3 D-Elemente .....	54
6.6.3	Vor- und Nachteile Tetraeder/Hexaederelemente .....	57
6.6.4	Kontaktschichten.....	58
6.6.5	Materialgesetze für Stahl .....	59
6.7	Einfluss der Ankerkopfgröße auf das Tragverhalten von Kopfbolzen in der Fläche.....	59
6.8	Kalibrierung der elastischen Bettung .....	66
<b>7</b>	<b>RAHMENECKEN UNTER NEGATIVEM MOMENT .....</b>	<b>67</b>

<b>7.1</b>	<b>Numerische Untersuchungen</b> .....	<b>67</b>
7.1.1	Studie 1 .....	67
7.1.1.1	Ausgangssystem .....	67
7.1.1.2	Erforderliche Querbewehrung .....	71
7.1.2	Numerische Untersuchungen am Versuchskörpersystem .....	73
7.1.2.1	Allgemeines.....	73
7.1.2.2	Vorausberechnung der Versuchskörper.....	75
7.1.2.3	Einfluss des Verbundes am Ankerschaft .....	76
7.1.2.4	Einfluss verschiedener Bewehrungsanordnungen .....	78
7.1.2.5	Variation der Bügelbewehrung.....	79
<b>7.2</b>	<b>Experimentelle Arbeiten</b> .....	<b>80</b>
7.2.1	Allgemeines .....	80
7.2.2	Statisches System und Versuchseinrichtung.....	81
7.2.3	Versuchsdurchführung.....	81
7.2.4	Versuchskörper .....	82
7.2.5	Materialeigenschaften .....	84
7.2.6	Messeinrichtung .....	87
7.2.7	Versuchsablauf.....	88
7.2.8	Vergleich Versuche und FE-Berechnung.....	93
7.2.9	Versuchsauswertung .....	94
<b>7.3</b>	<b>Stabwerkmodell</b> .....	<b>97</b>
<b>7.4</b>	<b>Empfehlungen für den Einsatz von Ankerstäben</b> .....	<b>99</b>
<b>7.5</b>	<b>Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf</b> .....	<b>100</b>
<b>8</b>	<b>RAHMENENDKNOTEN</b> .....	<b>101</b>
<b>8.1</b>	<b>Numerische Untersuchungen</b> .....	<b>101</b>
8.1.1	Tragverhalten .....	101
8.1.2	Einfluss der Lage der Ankerköpfe .....	105
8.1.3	Einfluss der Stützennormalkraft.....	109
8.1.4	Vergleich mit den Untersuchungen von Roeser.....	110
<b>8.2</b>	<b>Stabwerkmodell</b> .....	<b>110</b>
<b>8.3</b>	<b>Empfehlungen für die Bemessung und konstruktive Durchbildung</b> .....	<b>114</b>
<b>9</b>	<b>STÜTZE-FUNDAMENT-VERBINDUNG</b> .....	<b>116</b>
<b>9.1</b>	<b>Einführung</b> .....	<b>116</b>
<b>9.2</b>	<b>Ausbruchlast der Ankerstäbe nach CC-Verfahren</b> .....	<b>116</b>
<b>9.3</b>	<b>Numerische Untersuchungen</b> .....	<b>118</b>
9.3.1	FE Studie I an großen Fundamenten (FE-Studie I).....	118
9.3.1.1	Einführung.....	118
9.3.1.2	Geometrie und Belastung des Referenzsystems .....	118
9.3.1.3	Parameterstudien .....	120
9.3.1.4	Prinzipielles Tragverhalten des Referenzsystems.....	121
9.3.1.5	Ergebnisse der Parameterstudie.....	124
9.3.1.6	Vergleich Traglasten nach FE-Berechnung mit CC-Verfahren.....	129
9.3.2	FE Studie II an kleinen Fundamenten (FE-Studie 2) .....	129
9.3.2.1	Einführung .....	129
9.3.2.2	Geometrie und variierte Parameter .....	129
9.3.2.3	FE-Modellierung .....	131
9.3.2.4	Belastung .....	133
9.3.2.5	Materialmodelle.....	133

9.3.2.6	Ergebnisse der numerischen Parameterstudie.....	134
9.3.2.7	Auswertung der Ergebnisse der Stütze-Fundament-Verbindung Studie 2 .....	146
9.3.2.8	Bruchlasten der Fundamente mit Ankerstäben.....	151
<b>9.4</b>	<b>Stabwerkmodelle für Stütze-Fundament-Verbindungen .....</b>	<b>158</b>
9.4.1	Stabwerkmodelle für abgebogene Bewehrung und Ankerstäbe.....	159
9.4.2	Stabwerkmodelle für kleine und große Fundamenthöhen.....	166
9.4.3	Einfluss der Fundamentbreite .....	167
9.4.4	Einfluss des Ankerabstandes.....	168
9.4.5	Dreidimensionales Stabwerkmodell.....	168
9.4.6	Grenzen der Methode der Stabwerkmodelle.....	173
9.4.7	Traglastermittlung mit der Methode der Stabwerkmodelle.....	173
9.4.8	Auswertung und Vergleich .....	175
<b>9.5</b>	<b>Bemessungsvorschlag für Stütze-Fundament-Verbindungen mit Ankerstäben .....</b>	<b>182</b>
<b>10</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG.....</b>	<b>186</b>
<b>11</b>	<b>AUSBLICK .....</b>	<b>188</b>
<b>12</b>	<b>LITERATUR .....</b>	<b>189</b>
<b>13</b>	<b>ANHÄNGE.....</b>	<b>194</b>
<b>13.1</b>	<b>Materialdatensätze FE-Berechnung.....</b>	<b>194</b>
13.1.1	Materialdatensatz Kontaktschicht .....	194
13.1.2	Materialdatensatz Elastische Bettung.....	194
<b>13.2</b>	<b>Überblick über Parameterstudie 2 Stütze-Fundament-Verbindung.....</b>	<b>196</b>
<b>13.3</b>	<b>Ergebnisdatenbank Stütze-Fundament-Verbindung Studie 1 und 2.....</b>	<b>198</b>
<b>14</b>	<b>WERDEGANG.....</b>	<b>200</b>

## Bezeichnungen

### Geometrische Größen

$A_h$	Lastaufstandsfläche	[mm]
$A_{c,N}^0$	idealisierte Betonausbruchfläche einer Einzelbefestigung mit großem Randabstand	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{c,N}$	idealisierte Betonausbruchfläche einer Gruppenbefestigung mit großem Randabstand	[mm <sup>2</sup> ]
$A_s$	Querschnittsfläche Bewehrungsstahl	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s1}$	Bewehrungsquerschnittsfläche Zugzone	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s2}$	Bewehrungsquerschnittsfläche Druckzone	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s,Riegel}, A_{beam}$	Bewehrungsquerschnittsfläche Riegel	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s,Steg}, A_{col}$	Bewehrungsquerschnittsfläche Steg	[mm <sup>2</sup> ]
$b_w$	Stegbreite	[mm]
$b_{beam}$	Breite Riegel	[mm]
$b_{col}$	Breite Stiel	[mm]
$b_{eff}$	effektive Knotenbreite	[mm]
$b_F$	Fundamentbreite	[mm]
$b_S$	Stützenquerschnittsbreite	[mm]
$c$	Randabstand	[mm]
$c_{nom}$	nominelle Betondeckung	[mm]
$c_{cr}$	kritischer Randabstand	[mm]
$d$	statische Nutzhöhe	[mm]
$d_{Bü}$	Bügeldurchmesser	[mm]
$d_K$	Kopfdurchmesser	[mm]
$d_{Riegel}$	statische Nutzhöhe Riegel	[mm]
$d_S$	Stabstahldurchmesser	[mm]
$d_{Stiel}$	statische Nutzhöhe Stiel	[mm]
$e$	Stababstand	[mm]
$f_R$	bezogene Rippenfläche	[-]
$h$	Querschnittshöhe	[mm]
$h_{ef}$	effektive Verankerungstiefe	[mm]
$h_F$	Fundamenthöhe	[mm]
$h_S$	Stützenquerschnittshöhe	[mm]
$h_{Riegel}, h_{beam}$	Querschnittshöhe Riegel	[mm]
$h_{Stiel}, h_{col}$	Querschnittshöhe Stiel	[mm]
$l_D$	Länge der Betondruckstrebe	[mm]
$l_F$	Fundamentlänge	[mm]
$l_S$	Stützenlänge	[mm]
$s$	Achsabstand	[mm]
$s_{cr}$	kritischer Achsabstand	[mm]
$s_l$	Abstand der Stützenbewehrung in Fundamentlängsrichtung	[mm]
$s_q$	Abstand der Stützenbewehrung in Fundamentquerrichtung	[mm]
$x$	Betondruckzonenhöhe	[mm]
$z$	innerer Hebelarm	[mm]

## Kraftgrößen

$F_{c,t,R}$	Betonzugstrebenkraft	[kN]
$F_{c,t,ges}$	gesamte Betonzugstrebenkraft	[kN]
$F_{z,A,u}$	max. Ankerzugkraft nach Stabwerkmodell	[kN]
$F_{z,A,u,FE}$	max. Ankerzugkraft nach FE-Berechnung	[kN]
$zulF$	zulässige Last	[kN]
$M$	Biegemoment	[kNm]
$M_{cr}$	Rissmoment	[kNm]
$M_{Stiel}$	Biegemoment Stiel	[kNm]
$M_u$	Bruchmoment	[kNm]
$N$	Normalkraft	[kN]
$N_{u,c}^0$	charakteristischer Betonausbruchlast einer Einzelbefestigung mit großem Randabstand	[kN]
$N_{u,c}$	charakteristischer Betonausbruchlast einer Gruppenbefestigung mit großem Randabstand	[kN]
$N_{ED,col}$	quasiständige Stützennormalkraft	[kN]
$p$	Pressung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$R_{residual}$	Reaktionskräfte	[kN]
$R_{load}$	einwirkende Kräfte	[kN]
$V_{sd}$	maßgebende Querkraft (design)	[kN]
$\beta_w$	mittlere Würfeldruckfestigkeit (200er Würfel)	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{cw}$	charakteristische Betonspannung im Steg	[N/mm <sup>2</sup> ]

## Weggrößen

$w$	Rissbreite	[mm]
$\delta$	Rahmenverschiebung	[mm]

## Werkstoffkennwerte

$c$	Bettungsziffer	[N/mm <sup>3</sup> ]
$E_c$	E-Modul Beton	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$	E-Modul Stahl	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm}$	Mittelwert der Betondruckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ct,cal}$	berechnete Betonzugfestigkeit	
$f_{ctm}$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yc}$	charakteristische Stahlstreckgrenze	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	Bemessungswert der	[N/mm <sup>2</sup> ]
$G_f$	Bruchenergie	[N/mm]
$\gamma$	Materialwichte	[N/mm <sup>3</sup> ]

## Modell-Parameter, -Konstanten und -Indizes

$k$	Vorfaktor Betonausbruchlast	[-]
$\bar{m}$	Mittelwert	[-]
$\bar{s}$	Standardabweichung	[-]
$\bar{v}$	Variationskoeffizient	[-]
$S_{\text{alt}}$	Sicherheitsfaktor nach globalem (alt) Sicherheitskonzept	[-]
$S_{\text{neu}}$	Sicherheitsfaktor beruhend auf Teilsicherheitsfaktoren (neu)	[-]
$\alpha$	Druckstrebenneigungswinkel	[°]
$\gamma_N$	Einfluss quasiständiger Stützennormalkraft	[-]
$\gamma_G$	Teilsicherheitsfaktor ständige Einwirkungen	[-]
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsfaktor veränderliche Einwirkungen	[-]
$\gamma_S$	Materialsicherheitsfaktor Stahl	[-]
$\gamma_c$	Materialsicherheitsfaktor Beton	[-]
$\gamma_{\text{tot}}$	globaler Sicherheitsfaktor	[-]
$\varepsilon$	Dehnung	[-]
$\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}$	Dehnung in Hauptspannungsrichtungen	[-]
$\rho$	geometrischer Bewehrungsgrad	[-]
$\sigma_s$	Stahlspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$	Hauptspannungen	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\tau$	Schubspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\Psi_{s,N}$	Einflussfaktor Randabstand	[-]
$\Psi_{e,c}$	Einflussfaktor Exzentrizität	[-]
$\eta$	Verhältnis rechnerische Bruchlast zu Versuchsbruchlast	[-]

# 1 Einleitung

Der immer mehr zunehmende Preis- und Termindruck im Bauwesen macht eine Weiterentwicklung der Bautechnik und damit der Bewehrungstechnik zwangsläufig notwendig. Die Anwendung vorgefertigter Bewehrungselemente und Fertigteile erhöht die Effizienz und die Geschwindigkeit auf der Baustelle und führt zu einer geringeren Fehlerhäufigkeit. Einlegeteile wie Kopfbolzen, Ankerschienen u. ä. werden aus diesen Gründen in immer mehr Bauteilen eingesetzt. Neben den o. g. Vorteilen wird angestrebt, mit vorgefertigten Bewehrungselementen Bewehrungsanhäufungen in Stahlbetonbauteilen zu vermeiden, da die Herstellung von Bauteilen mit sehr viel Bewehrung zeitintensiv und fehleranfällig ist.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Anwendung von Ankerstäben in Stahlbetonbauteilen. Unter einem Ankerstab versteht man einen herkömmlich profilierten Bewehrungsstab mit einem Kopf an einem oder an beiden Enden. Diese Ankerstäbe werden bereits erfolgreich für die Anwendung als Durchstanzbewehrung oder auch zur Schubbewehrung in Biegebauteilen verwendet. Auch der Einsatz in Rahmenendknoten ist bereits zulässig.

In den folgenden Kapiteln wird die Anwendung in drei verschiedenen Bauteilen numerisch, analytisch und experimentell untersucht. Bei den Bauteilen handelt es sich um Rahmenecken mit negativer Momentenbeanspruchung, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen. Für jede dieser Anwendung werden umfangreiche numerische Untersuchungen präsentiert und die Anwendung von Stabwerkmodellen beschrieben. Für die Anwendung in Rahmenecken werden außerdem experimentelle Studien dargestellt. Für alle drei Bauteiltypen werden Empfehlungen für die Bemessung und die konstruktive Durchbildung gegeben. Für die Stütze-Fundament-Verbindungen wird ein Ingenieurmodell auf der Basis des CC-Verfahrens aufgestellt und verifiziert.

Für die numerischen Untersuchungen wird der FE-Code MASA3D eingesetzt. Die Methode der Finiten Elemente und das Programm werden in einem extra Kapitel genau beschrieben und die Anwendbarkeit des Programms anhand einiger Vergleiche zwischen numerischen und experimentellen Daten demonstriert. Auf eine spezielle Kalibrierung des Programms anhand von Versuchsergebnissen wird ausdrücklich verzichtet.

Wie sich im Laufe der Forschung in den oben genannten drei Teilbereichen ergibt, bereitet die Anwendung von Ankerstäben in Rahmenecken unter negativer Biegemomentenbelastung Schwierigkeiten und zeigt keinen Vorteil gegenüber der herkömmlichen Bewehrungsführung mit abgebogener Bewehrung. In Rahmenendknoten können Ankerstäbe dagegen gut angewendet werden und anhand von Stabwerkmodellen bzw. unter Berücksichtigung von konstruktiven Bedingungen "sicher" bemessen werden. Die beste Anwendungsmöglichkeit von Ankerstäben besteht nach den hier vorgelegten Forschungsergebnissen bei Stütze-Fundament-Verbindungen. Verbindungen mit Ankerstäben zeigen ein hier ein günstiges Tragverhalten und können relativ einfach mit der CC-Methode bemessen werden.



## 2 Ankerstäbe

### 2.1 Allgemeines

Die Bezeichnung für einen Stahlstab mit Ankerkopf ist in der Fachsprache je nach dem Verwendungsgebiet unterschiedlich und wird oft nicht korrekt verwendet. Man unterscheidet im Wesentlichen drei verschiedene Bezeichnungen:

- 1) Bei **Ankerschienen** werden meist glatte Ankerstäbe mit zylinderförmigen bzw. konischen Köpfen auf ein C-Profil aufgeschweißt. Der Anwendungsbereich ist der Befestigungstechnik zuzuweisen. Als Beispiel sei die Befestigung einer Aufzugkonstruktion aufgeführt.
- 2) Bei **Kopfbolzen** werden meist glatte Ankerstäbe mit zylinderförmigen bzw. konischen Köpfen auf ein beliebiges Stahlbauprofil aufgeschweißt. Der Anwendungsbereich ist dem Verbundbau zugehörig.
- 3) **Kopfbolzendübel** bestehen aus einem glatten oder gerippten Stahlstab mit einem oder zwei aufgestauchten Ankerköpfen. Kopfbolzendübel kommen in der Befestigungstechnik und im Stahlbetonbau zum Einsatz. Im Stahlbetonbau werden die Ankerstäbe als Schub- und Durchstanzbewehrung eingesetzt. In der Befestigungstechnik werden die Kopfbolzendübel auf eine Ankerplatte aufgeschweißt.

Einen Überblick über die verschiedenen Konstruktionen gibt Abb. 2-1.

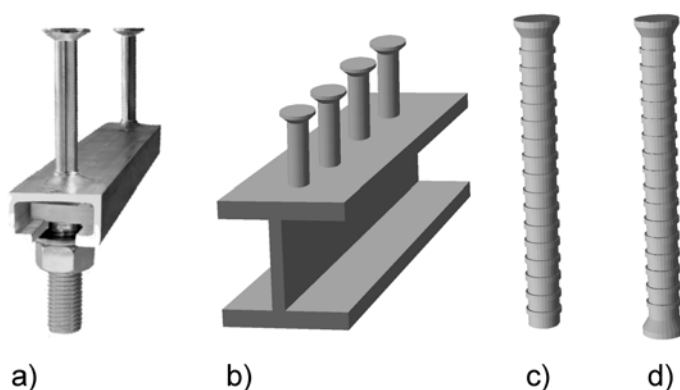


Abb. 2-1: a) Ankerschiene, b) Verbundträger, c) Kopfbolzendübel mit einseitigem und d) zweiseitigem Kopf (Doppelkopfbolzen)

Um eine sinnvolle Nomenklatur einzuführen, die auch einen anwendungsspezifischen Hintergrund hat, werden Kopfbolzendübel im Folgenden als Ankerstäbe bezeichnet. Alle oben genannten Varianten sind der Gruppe der Einlegeteile zuzuordnen.

## 2.2 Geschichtlicher Hintergrund

Die geschichtliche Entwicklung dieser Einlegeteile geht bis in die Antike zurück. Damals wurden keilförmige Eisenteile seitlich in Steinquadern eingeschoben um diese hochzuheben (Abb. 2-2). Alle Einlegeteile übertragen die Kräfte über Formschluss in den Beton, das bedeutet, dass die Kräfte über Lasteinleitungsflächen in den Beton eingeleitet werden (Abb. 2-3 a). Demgegenüber gibt es noch die Kraftübertragung durch Reibschluss und Stoffschluss. Bei der reibschlüssigen Kraftübertragung erzeugen Kräfte senkrecht zur äußeren Einwirkung eine Reibkraft, die mit der äußeren Einwirkung im Gleichgewicht steht (Abb. 2-3 b). Bei stoffschlüssigen Verbindungen erfolgt die Kraftübertragung über Adhäsionskräfte zwischen Stahl und Verbundmörtel bzw. Kohäsionskräfte innerhalb des Mörtels (Abb. 2-3 c).

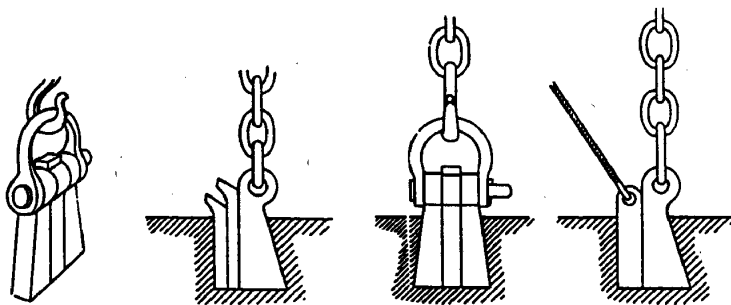


Abb. 2-2: Römische und griechische Kropfeisen zum Heben von Steinquadern [Müller-Wiener, 1988]

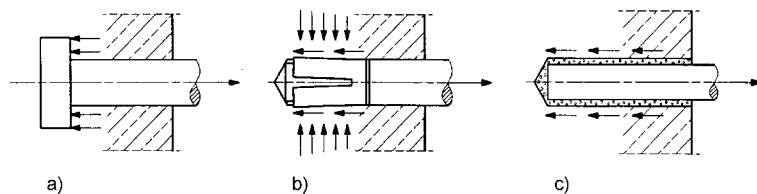


Abb. 2-3: Prinzipielle Lastübertragung verschiedener Systeme a) Formschluss, b) Reibschluss und c) Reibschluss nach Eligehausen und Mällée (2000)

Die ersten Anwendungen von Ankerschienen treten zu Beginn des 20. Jahrhunderts auf. Das erste Patent wurde im Jahr 1913 vergeben. Im Jahre 1928 folgen dann die ersten Prüfungen an der Technischen Hochschule in Stuttgart. Die erste Zulassung erfolgte im Jahre 1976. Bis zum heutigen Tage werden Ankerschienen weiterentwickelt. Die Entwicklung von Kopfbolzen hing eng mit der Entwicklung der Schweißtechnik zusammen. In den 50iger Jahren wurden in den USA Kopfbolzen auf Stahlprofile aufgeschweißt. Dabei kam das Lichtbogen-Bolzenschweißverfahren mit Hubzündung zur Anwendung. Die ersten Anwendungen waren ausschließlich auf den Stahlbetonverbundbau begrenzt. Kopfbolzendübel werden in der Befestigungstechnik seit ca. 20 Jahren erfolgreich und zunehmend häufiger eingesetzt. Die erste Zulassung zur Verankerung in Beton wurde im Jahre 1983 erteilt. Im Bereich des Stahlbetonbaus nimmt das Anwendungsspektrum in den letzten Jahren stark zu und es liegen Zulassungen für den Einsatz als Durchstanz-, Schubbewehrung und für die Bewehrung von Rahmenendknoten (Rahmenecken mit durchlaufenden Stielen) vor.

### 2.3 Geometrie und Material

Ankerstäbe gibt es in verschiedenen Ausführungen. Sie unterscheiden sich in der Form der Ankerköpfe, einem glatten oder geripptem Schaft, der Verbindung zwischen Schaft und Kopf und im Material.

Dabei treten runde, quadratische und rechteckige Kopfformen auf. Die am häufigsten verwendete runde Kopfform kann einen konisch zulaufenden oder orthogonalen Kopf aufweisen (siehe Abb. 2-4).

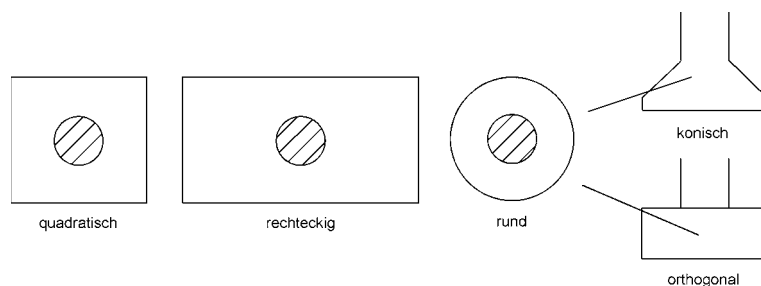


Abb. 2-4: Verschiedene Kopfformen von Ankerstäben

Der Schaft von Stahlstäben mit Ankerkopf ist bei Ankerschienen und bei Kopfbolzen in der Regel glatt. Bei Ankerstäben kommen sowohl gerippte als auch glatte Stäbe zur Anwendung.

Die Verbindung zwischen dem Ankerschaft und dem Kopf wird im Wesentlichen durch 3 verschiedene Herstellungsarten erzeugt. Dabei kann die Verbindung geschweißt, geschraubt oder durch das Aufstauchen des Kopfes erzeugt werden. Für die Herstellung einer Schweißverbindung sind das Lichtbogen-, Schutzgas- und das Reibschweißverfahren im Einsatz. Ankerstäbe werden derzeit hauptsächlich aus Betonstahl hergestellt. Daneben kommen Ankerstäbe aus Baustahl und Edelstahl zum Einsatz.

### 3 Befestigungstechnik

#### 3.1 Anwendungen

Im Rahmen der Befestigungstechnik werden Ankerstäbe hauptsächlich zum Anschluss von Anbauteilen mit großen Lasten verwendet. Dazu werden die Ankerstäbe an Kopfplatten angeschweißt oder mit einem Stützen- bzw. Wandschuh versehen und einbetoniert. Damit lassen sich z.B. Fertigteile an Ortbetonkonstruktionen anschließen bzw. Fertigteile miteinander verbinden. Auch der Anschluss von Stahl- oder Holzbauteilen an Betonkonstruktionen ist ein häufiges Anwendungsgebiet. Der Vorteil von Ankerstäben gegenüber nachträglich installierten Befestigungsmitteln (Dübel) ist der wesentlich geringere Schlupf unter Belastung und die geringfügig höhere Lastaufnahme. Der wesentliche Nachteil ist, dass die Lage vorab genau festgelegt werden muss. Dies erfordert jedoch eine genaue Planung. Eine Anwendung im Bereich Umbau kommt somit nicht in Frage.

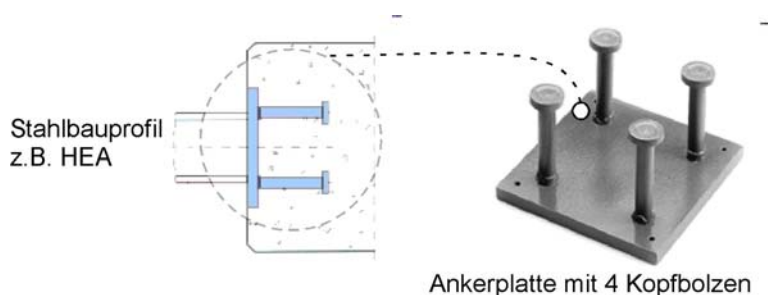


Abb. 3-1: Einsatz von Ankerstäben auf einer Ankerplatte zum Anschluss eines Stahlbauprofils an ein Betonbauteil

#### 3.2 Versagensarten

Werden Ankerstäbe als Befestigungsmittel verwendet, treten auch die für Befestigungsmittel typischen Versagensarten auf. Diese werden nach der Richtung der angreifenden Last in Versagen unter Zug- und Querbelastung unterschieden. Werden Ankerstäbe auf Zug beansprucht, so kann es zum Herausziehen des Ankerstabes kommen. Dies ist jedoch nur bei sehr kleinen Aufstandsflächen des Kopfes möglich. Eine weitere Versagensart ist der Betonausbruch, der aus der ungestörten Betonfläche (Abb. 3-2 b1), am Rand (b2), in der Ecke (b3) und als seitlicher Betonausbruch - blow-out - (b4) entstehen kann. Unter bestimmten

Randbedingungen kann es auch zum Spalten des Bauteils kommen (c1, c2). Dies tritt bei sehr schmalen Bauteilen auf. Außerdem kann es bei großen Verankerungstiefen zum Stahlversagen kommen (d).

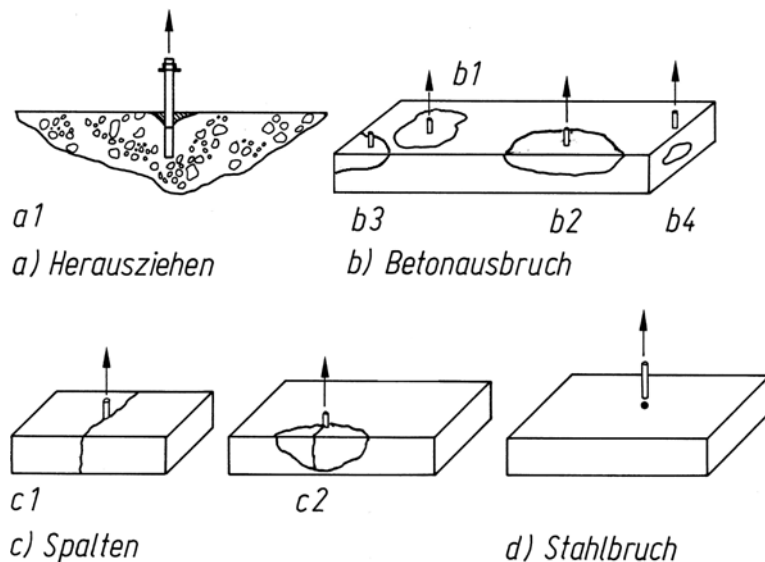


Abb. 3-2: Brucharten bei Zugbelastung nach Eligehausen und Mallée [2000]

Werden Ankerstäbe quer zu ihrer Achse beansprucht, kann es bei genügend großem Randabstand zum Stahlversagen (Abb. 3-3 a) oder zum Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite kommen (Abb. 3-3 d). Befindet sich die Befestigung im Bereich des Randes oder einer Ecke tritt Betonkantenbruch (Abb. 3-3 b und c) auf. Bei schmalen Bauteilen durchtrennt der Betonkantenbruch das gesamte Bauteil (Abb. 3-3 e und f)

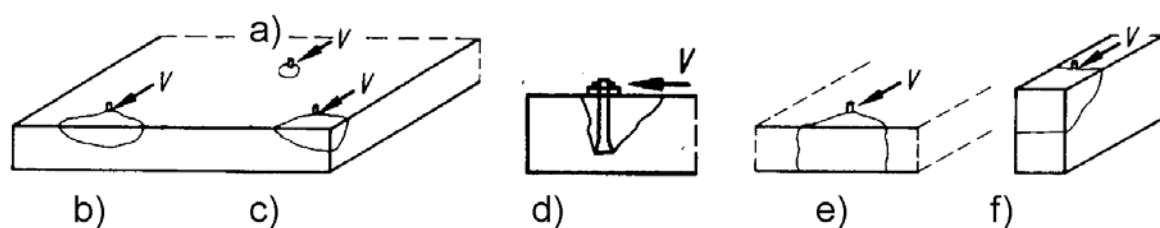


Abb. 3-3: Brucharten bei Querbelastung nach Eligehausen und Mallée [2000]

### 3.3 Traglastberechnung und Bemessung nach dem CC-Verfahren

Die Berechnung der Bruchlast sowie die Bemessung von Ankerstäben in ungerissenem und gerissenem Beton erfolgt im Anwendungsbereich der Befestigungstechnik nach dem CC-Verfahren (Concrete Capacity). Dieses Verfahren wurde von Fuchs und Elgehausen [1995] entwickelt und ermöglicht die Berechnung von einzelnen Ankerstäben und Ankergruppen für die verschiedenen Betonversagensarten. In diesem Kapitel wird auf die Bemessung nach dem CC-Verfahren nicht eingegangen. Die Gleichungen für die Bemessungslasten unterscheiden sich gegenüber den Gleichungen für die Traglasten nur durch einen Sicherheitskoeffizienten.

Für die Berechnung der Betonausbruchlast unter reiner Zugbeanspruchung wird zunächst die Betonausbruchlast eines einzelnen Ankerstabes aus einer ungestörten Betonoberfläche berechnet. Es hat sich gezeigt, dass die Ausbruchlast ungefähr proportional zur Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit  $\beta_w$  und zur effektiven Verankerungstiefe  $h_{ef}$  mit einer Potenz von 1,5 ist. Daraus ergibt sich die mittlere Ausbruchlast nach Gleichung

$$N_{u,C}^0 = 15,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

mit  $h_{ef}$  [mm] = effektive Verankerungstiefe  
 $\beta_w$  [N/mm<sup>2</sup>] = Würfeldruckfestigkeit

Das erfolgt durch die Bildung eines axialsymmetrischen, kegelförmigen Betonausbruches, wie in Abb. 3-4 gezeigt.

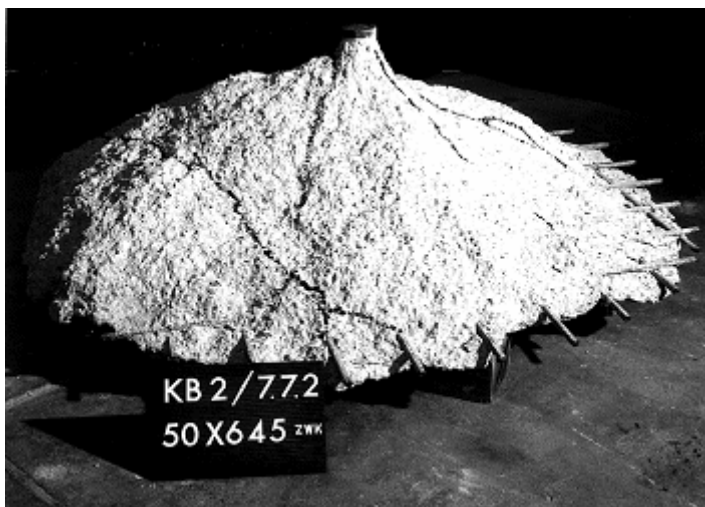


Abb. 3-4: Betonausbruchkegel eines Kopfbolzens mit einer Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 520\text{mm}$  Forschungs- und Materialprüfungsanstalt FMPA Baden-Württemberg 1985

Werden mehrere Ankerstäbe eingesetzt, spricht man von einer Befestigungsgruppe. Bis zu einem bestimmten Abstand der Anker zueinander bildet sich ein gemeinsamer Ausbruchkegel. Dieser Abstand beträgt  $s_{cr,N} = 3h_{ef}$ . Für die Betonausbruchlast hat es sich als genügend genau erwiesen, die Fläche des projizierten, gemeinsamen Ausbruchkegels ins Verhältnis zur projizierten Ausbruchfläche eines Ankers zu setzen und mit der Ausbruchlast  $N_{u,C}^0$  zu multiplizieren. Die projizierten Ausbruchflächen werden dabei als quadratisch und nicht kreisförmig angenommen. Somit ergibt sich die Ausbruchlast der Ankergruppe zu:

$$N_{u,C} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot N_{u,C}^0$$

Liegen Befestigungen im Bereich von Rändern und Ecken, werden sie exzentrisch belastet oder liegen sie in Bereichen mit einer Oberflächenbewehrung, wird die Ausbruchlast durch Korrekturfaktoren  $\Psi_1$  reduziert.

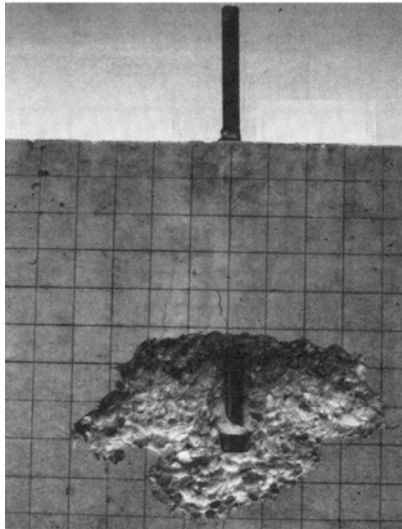
Die genaue Ermittlung der projizierten Ausbruchflächen und der Korrekturfaktoren  $\Psi$  ist ausführlich in Elgehausen und Mallée [2000] beschrieben.

Für die Ermittlung der Betonversagenslast bei lokalem seitlichem Betonausbruch – blow-out – wird ein analoger Berechnungsalgorithmus angewandt. Dabei beträgt die Versagenslast eines einzelnen Ankers

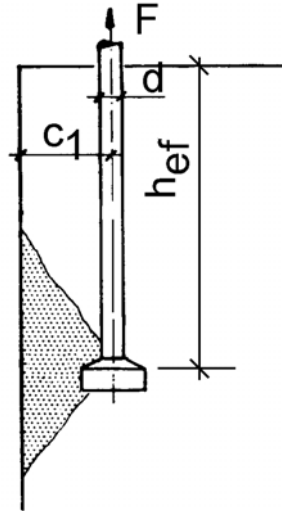
$$N_{u,cb}^0 = 15 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

Diese ist somit abhängig von dem Abstand des Ankers zum freien Rand (Achismaß), der Quadratwurzel der Aufstandsfläche der Ankerstäbe und der Würfeldruckfestigkeit. Der Ausbruchkörper bei der Versagensart ‘‘Lokaler Betonausbruch‘‘ sowie die geometrischen Einflussgrößen können Abb. 3-5 entnommen werden.





a)



b)

Abb. 3-5: Seitlicher Betonausbruch: a) Bruchbild und b) Versagensmechanismus nach [Furche and Eligehausen, 1991]

Wie schon bei der Berechnung der Betonausbruchlast unter zentrischer Zugbelastung ergibt sich die Gruppenausbruchlast bei der Versagensart “Seitlicher Betonausbruch“ aus dem Flächenverhältnis der projizierten Ausbruchkörper eines einzelnen ungestörten Ankers und der Ankergruppe. Auch bei dieser Berechnungsgleichung werden Korrekturfaktoren eingesetzt, die seitliche Randabstände und Exzentrizitäten berücksichtigen. Somit ergibt sich die Ausbruchlast für Ankergruppen bei der Versagenslast “Seitlicher Betonausbruch“ zu:

$$N_{u,cb} = \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} \cdot N_{u,cb}^0$$

Sowohl für die Versagensarten Spalten als auch für Querzug unter beliebiger Lastrichtung wird das beschriebene Ingenieurmodell erfolgreich angewendet. Lediglich die Ausbruchlasten eines Ankers und die Korrekturfaktoren unterscheiden sich dabei. Ausführliche Beschreibungen der Modelle für die Versagensart Spalten sind bei Asmus [1999] und für die Versagensart Querzug unter beliebiger Lastrichtung bei Hoffmann [2004] beschrieben. Da diese Versagensarten nur eine untergeordnete Rolle bei den in dieser Arbeit beschriebenen Anwendungen spielen, wird hier nicht weiter darauf eingegangen.

## 4 Methode der Stabwerkmodelle

Die Bemessung und konstruktive Durchbildung von Stahlbetonbauteilen beruht in der Regel auf einer Mischung von experimentell und analytisch ermittelten Ansätzen. Diese Methode wird auch als halbempirisch bezeichnet. Nur für wenige Bauteile gibt es standardisierte Vorgehensweisen, wie z.B. für Balken, Stützen, Platten. Sobald die geometrischen und Belastungsverhältnisse nicht mehr dem Standard entsprechen, muss eine eigenständige Lösung gefunden werden. Dies kann mit Hilfe der Finiten Elementen Methode erfolgen. Diese Vorgehensweise hat zwei Nachteile. Erstens ist eine FE-Simulation sehr aufwändig und kompliziert. Zweitens wird der Kraftfluss nicht zwingend transparent. Um dem Ingenieur ein einfaches, leicht an die tatsächlichen Begebenheiten adaptierbares Werkzeug für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauteilen an die Hand zu geben, wurde die Methode der Stabwerkmodelle entwickelt, die im Wesentlichen auf die Arbeiten von Ritter [1899] und Morsch [1912] zurückgeht. Aus dieser zum Teil von anderen Ingenieuren wie Kupfer, Leonhardt usw. verfeinerten Methode entwickelten Schlaich und Schäfer [1998] die Methode der Stabwerkmodelle. Mit Hilfe dieser Methode lässt sich für jede beliebige Geometrie und Belastung ein Modell entwickeln, anhand dessen man in der Lage ist, die Bemessung und konstruktive Durchbildung durchzuführen. In der Regel wird anhand der Trajektorien ein System von Zug- und Druckstreben entwickelt. Dabei muss stets das Kräftegleichgewicht eingehalten werden. Die Verträglichkeitsbedingungen müssen jedoch nicht unbedingt erfüllt sein. Das so entworfene Stabwerkmodell kann dabei sowohl statisch bestimmt als auch statisch unbestimmt sein. Die Bemessung erfolgt durch den Nachweis der Druckstreben und Knoten und durch die Wahl der Bewehrungsmenge in den Zugstreben. In Abb. 4-1 ist der prinzipielle Ablauf einer Bemessung mit der Methode der Stabwerkmodelle abgebildet.

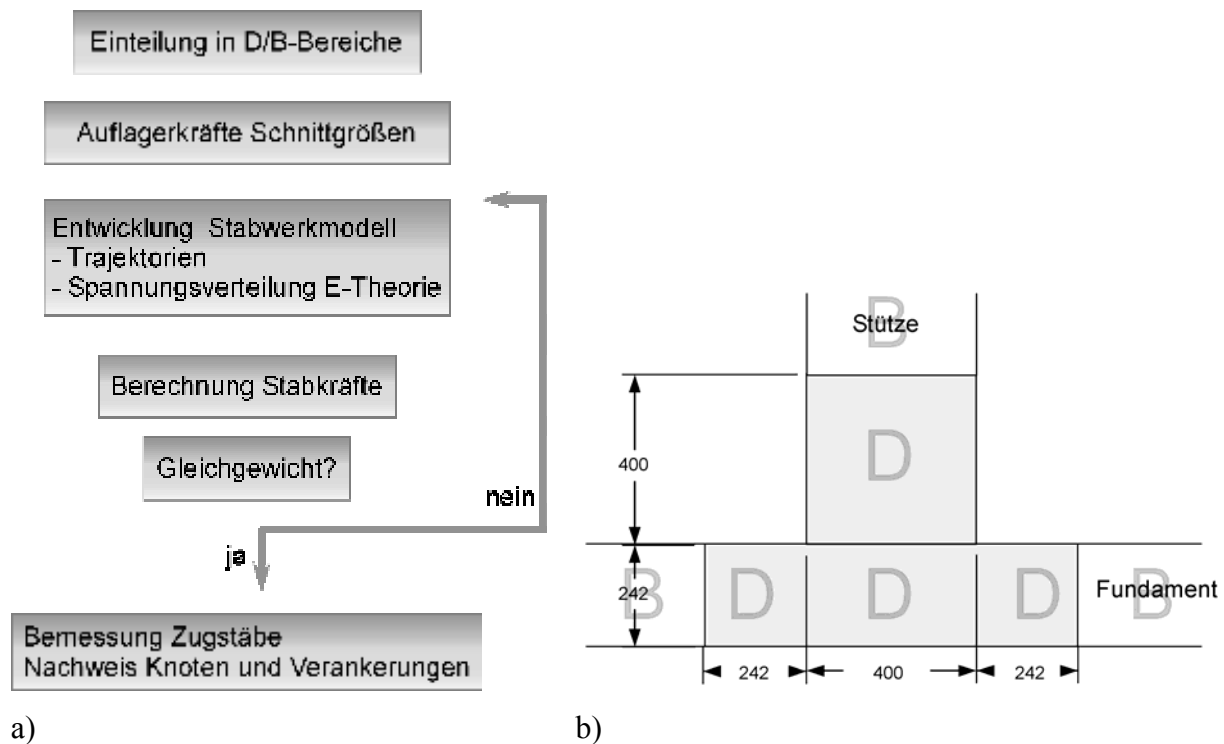


Abb. 4-1: a) Prinzipieller Ablauf der Methode der Stabwerkmodelle, b) Einteilung in D- und B-Bereiche

Im ersten Schritt wird die zu untersuchende Konstruktion in B- und D-Bereiche unterteilt. Im **B**-Bereich gilt die **Bernoulli-Hypothese**, d.h. die Querschnitte bleiben unter der Belastung eben. **D**-Bereichen (**D**iskontinuität) grenzen sich dadurch ab, dass in diesen Bereichen die **Bernoulli-Hypothese** nicht gilt. Die Diskontinuität wird entweder durch eine Veränderung der Geometrie (Querschnittssprünge, Aussparungen usw.) oder Veränderung der Belastungssituation (Einzellasten, Auflagerlasten usw.) verursacht. In einem zweiten Schritt werden die Schnittgrößen an den Übergängen von den B- zu den D-Bereichen berechnet. Dabei werden die Biegemomente in ein Kräftepaar zerlegt. Für den Ansatzpunkt der Kräfte werden entweder die Ergebnisse der Biegebemessung (innerer Hebelarm) oder eine gängige Vereinfachung herangezogen. Anhand der an den D-Bereich angreifenden Kräfte wird ein Stabwerkmodell entwickelt. Dafür ist etwas Erfahrung mit der Methode der Stabwerkmodelle erforderlich. Hilfreich dafür können auch Trajektorienbilder aus einer Finite-Elemente-Berechnung sein. Als Grundsatz kann gelten, dass die Zugstäbe möglichst kurz sein müssen. Ist ein Stabwerkmodell gefunden, muss überprüft werden, ob auch ein Gleichgewicht der Kräfte erreicht werden kann. Dieser Prozess ist zum Teil relativ aufwändig. Daher ist es für eine erste Berechnung sinnvoll, möglichst einfache Winkelbeziehungen bei der Entwicklung des Stabwerkmodells zu berücksichtigen (30, 45, 60°). Für komplizierte Stabwerkmodelle ist z.B. das Freeware Programm CAST [CAST, 2002] zu empfehlen. Lässt sich mit dem

Stabwerkmodell ein Kräftegleichgewicht erreichen, dann kann die Bewehrung der Zugstreben dimensioniert und die Nachweise der Druckstreben und Knoten erfolgen. Da die Methode der Stabwerkmodelle auf dem „Statischen Satz“ [vgl. Ramm, 1994] beruht, stellt die gefundene Lösung einen unteren Grenzwert dar. Somit liefert die Methode zum Teil sehr sichere Ergebnisse. Für eine ausführliche Erläuterung der Methode der Stabwerkmodelle sei auf den Sonderdruck des Betonkalenders von Schlaich und Schäfer [1998] verwiesen.

## 5 Forschungsschwerpunkte in der Literatur

### 5.1 Nationale und internationale Stahlbetonnormen

Für die Konstruktion und Bemessung von Stütze-Fundament-Verbindungen, Rahmenecken und Rahmenendknoten werden in den Stahlbetonnormen der meisten Länder keine oder zum Teil nur sehr spärliche Angaben getroffen. Eine Übersicht über die verschiedenen Regelwerke und deren Angaben zu diesem Thema zeigt die folgende Tabelle.

Norm	Stütze-Fundament-Verbindung	Rahmenecke	Rahmenendknoten
DIN 1045 Fassung 10/88	keine Angaben	Ausführliche Angaben	keine Angaben
DIN 1045-1 Entwurf 2/97	keine Angaben	reduzierte Angaben	keine Angaben
DIN 1045-1	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben
ACI 318-99	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben
ACI 318-02	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben
Neuseeländischer Code	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben
EC2	keine Angaben	reduzierte Angaben	keine Angaben
ÖNORM B4700	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben
SIA 162	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben
MC90	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben

Tab. 5-1: Angabe zu Stütze-Fundament-Verbindungen, Rahmenecken und Rahmenendknoten in verschiedenen Normen

In der DIN 1045 werden in Kapitel 18.9 eindeutige Regelungen zur Bewehrung von Rahmenecken angegeben. Diese lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Bemessung der Bewehrung erfolgt über eine herkömmliche Biegebemessung am Anschnitt. Diese beinhaltet den Nachweis der Druckzone. Alle weiteren Nachweise werden durch eine konstruktive Bewehrung abgedeckt.
- Umlenkkräfte, hervorgerufen durch Richtungsänderung der Zugkräfte, sind durch zusätzliche Bewehrungselemente oder besondere Bewehrungsformen abzudecken.
- Der Eckbereich eines balkenartigen Rahmens ist konstruktiv zu verbügeln.

- Der Beton muss mindestens die Festigkeit B25 aufweisen.
- Es dürfen nur gerippte Stabstähle als Bewehrung verwendet werden.
- Bei Rahmenecken mit positivem Moment ist abhängig vom Biegebewehrungsgrad eine Schrägbewehrung zu wählen.
- Wird in Rahmenecken mit positivem Moment keine schlaufenförmige Bewehrung gewählt, so ist entlang des gedrückten Außenrandes eine über die Querschnittsbreite verteilte Bewehrung anzuordnen und im anschließenden Bauteil zu verankern.

Die Bewehrungsführung für Rahmenecken unter positivem und negativem Biegemoment sind in Abb. 5-1 dargestellt.

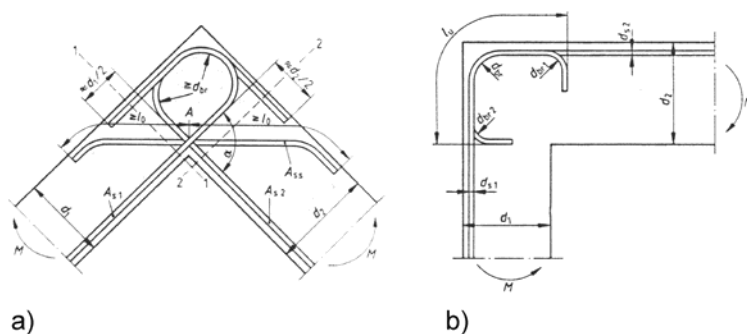


Abb. 5-1: Bewehrungsführung von Rahmenecken nach DIN 1045 für a) positives und b) negatives Biegemoment

Der Entwurf zur DIN 1045-1 [E DIN 1045-1, 1997] enthält nur noch spärliche Angaben zur Bewehrungsführung von Rahmenecken unter positiver und negativer Momentenbeanspruchung sowie für Rahmenendknoten und Rahmeninnenknoten (vgl. Abb. 5-2 und Abb. 5-3)

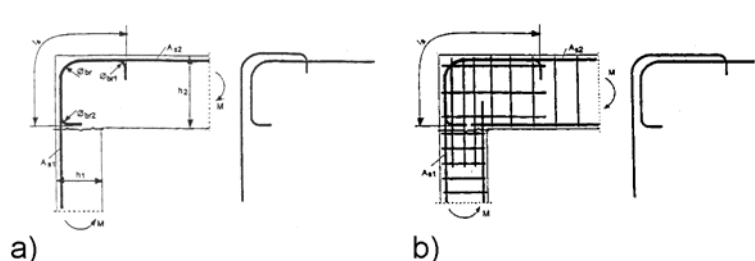


Abb. 5-2: Empfehlung für die Bewehrung von Rahmenecken unter negativer Biegemomentenbelastung nach E DIN 1045-1, a) bei plattenartigen Bauteilen und b) bei balkenartigen Bauteilen

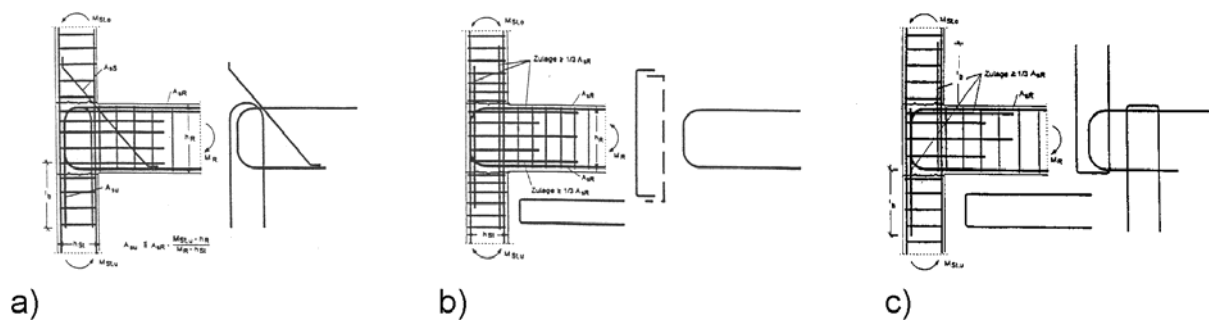


Abb. 5-3: Empfehlung für die Bewehrung von Rahmenendknoten nach E DIN 1045-1, a) mit schlaufenartiger Bewehrungsführung mit Schrägstäben, b) mit Zulagen und c) bei wechselnder Momenten-Drehrichtung

Bei der Konstruktion und Bemessung von Rahmenecken, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen wird der Ingenieur durch die Regelwerke somit nicht unterstützt. Die Anwendung von Ankerstäben kann damit auch nur aufgrund einer "Zustimmung im Einzelfall" oder einer "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung" erfolgen.

## 5.2 Stand der Forschung

In diesem Unterkapitel werden für die Themen dieser Arbeit (Rahmenecken, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen) der Stand der internationalen Forschung und die Vorschläge für die Bemessung und Bewehrungsführung dargestellt. Die Bemessung und Bewehrungsführung mit der herkömmlichen Bewehrung wird als bekannt vorausgesetzt und nur noch die wesentlichen Punkte kurz beleuchtet. Auf die Anwendung mit Ankerstäben wird detailliert eingegangen.

### 5.2.1 Rahmenecken

Das Tragverhalten von Rahmenecken muss prinzipiell in zwei Rubriken unterteilt werden. Dabei wird zwischen Rahmenecken mit negativem und positivem Biegemoment unterschieden. Ausführlich wurden diese Rahmentragwerke von Stroband und Kolpa [1983] für negative Biegemomente und von Nilson [1973] für positive Biegemomente untersucht. Stroband und Kolpa untersuchten mehrere Bewehrungsführungen mit abgebogener Bewehrung unter Berücksichtigung verschiedener konstruktiver Zusatzbewehrung. Es zeigte sich, dass die konstruktive Querbewehrung einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Wird keine konstruktive Querbewehrung eingesetzt, kommt es zu einem spröden

Versagen und das rechnerische Bruchmoment wird nicht erreicht. Einen großen Einfluss hat auch der Biegeradius der Biegezugbewehrung. Kleine Radien führen zu Spaltrissen und zu einem vorzeitigen Versagen.

Nilson untersuchte Rahmenecken unter positiver Biegemomentenbelastung mit unterschiedlichen Bewehrungsführungen unter anderem auch mit Ankerstäben. Die Bewehrungsführungen und deren Effektivität (Wirkungsgrad) sind in Abb. 5-4 zu sehen. Es zeigte sich, dass Bewehrungen ohne eine schlaufenförmige Bewehrungsführung nur geringe Wirkungsgrade aufweisen. Werden schlaufenförmige Bewehrungsstäbe eingesetzt, so verbessert sich das Tragverhalten wesentlich. Allerdings lässt sich mit dieser Bewehrungsart der immer auftretende Diagonalriss nicht wirkungsvoll begrenzen. Wird ein diagonaler Bewehrungsstab eingesetzt, wird eine gute Tragfähigkeit erreicht. Allerdings liegen auch hier die Sicherheiten gegenüber Stahlfließen unter dem Faktor 1,2.

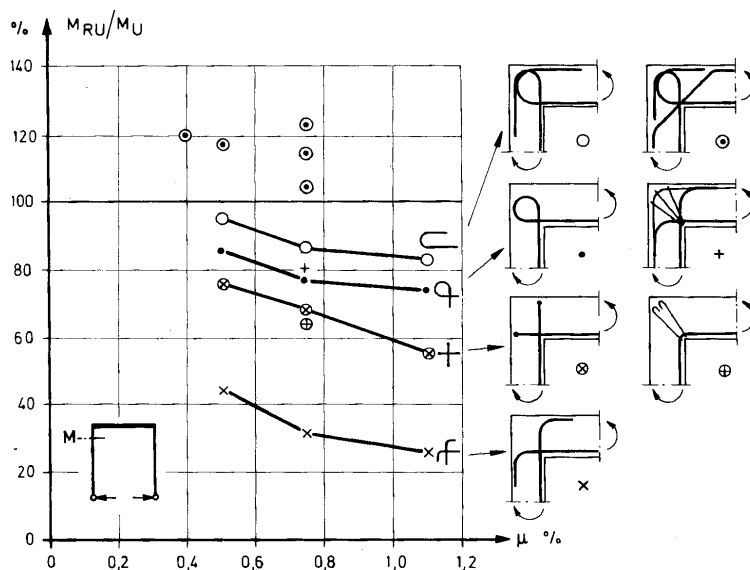


Abb. 5-4: Tragfähigkeit  $M_{RU}$  bezogen auf das rechnerische Bruchmoment  $M_u$  für verschiedene Bewehrungsgrade nach Nilson aus Leonhardt [1986/2]

In Abb. 5-5 sind die Spannungsverläufe und Trajektorien in einer Rahmenecke unter negativem Biegemoment nach Leonhardt [1986/2] abgebildet.



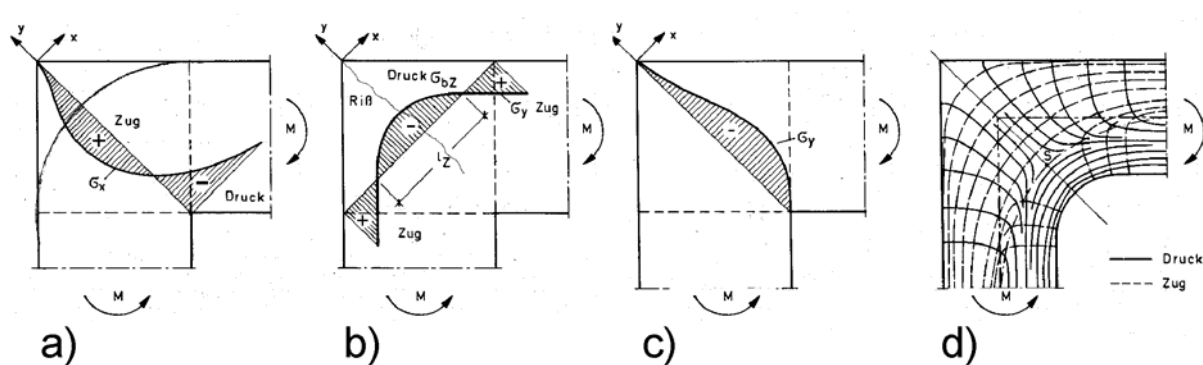


Abb. 5-5: Spannungsverläufe in einer Rahmenecke unter negativem Biegemoment a)  $\sigma_x$ , b)  $\sigma_y$  in der Rahmendiagonalen und c)  $\sigma_y$  senkrecht zur Rahmendiagonalen sowie der Verlauf der Spannungstrajektorien nach Leonhardt [1986/2]

Leonhardt fordert für Rahmenecken einen genügend großen Biegeradius der Längsbewehrung. Wird dieser unterschritten, so ist eine Spaltbewehrung einzulegen. Auf eine Bewehrung mit Ankerstäben wird nicht gesondert eingegangen.

Kordina [Kordina,1984] untersuchte Rahmenecken unter positiver und negativer Momentbelastung mit herkömmlicher, abgebogener Biegebewehrung. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag bei Rahmenecken mit einer Belastung durch ein positives Biegemoment. Lediglich zwei Versuchskörper wurden unter negativer Biegemomentenbeanspruchung getestet. Trotz einer Querbewehrung wurde bei beiden Versuchskörpern nur eine Bruchlast erreicht, die knapp über dem rechnerischen Fließmoment lag. Ankerstäbe kamen bei Kordina nicht zum Einsatz. Die Bemessung einer Rahmenecke mit einer Belastung durch ein negatives Biegemoment erfolgt nach Kordina nicht wie in DIN 1045 [1988] gefordert an der Einspannstelle des Riegels in den Stiel, sondern im Schwerpunkt der parabelförmigen Betondruckzone. Kordina nimmt vereinfachend einen Abstand von  $0,2h$  an. Dabei geht er von einer Betondruckzonenhöhe von  $x = 0,5 h$  aus. Kordina weist darauf hin, dass die Spannungsverteilung im linear elastischen Zustand (Zustand I) dort ein Zugspannungsmaxima zeigt, wo in der Regel keine Zugbewehrung vorgesehen ist. Dies führt bei größeren Querschnittshöhen  $h$  zu breiten Diagonalrissen, die die Tragfähigkeit der Rahmenecke herabsetzen. Kordina fordert ab einer Balkenhöhe  $h \geq 0,7m$  Eckzulagen, wie in Abb. 5-6 gezeigt. In DAfStb Heft 373 [Kordina, 1986] wird der gesamte Bemessungsablauf dargestellt. Auf die "Bemessung" der konstruktiven Bewehrung wird jedoch nicht eingegangen.

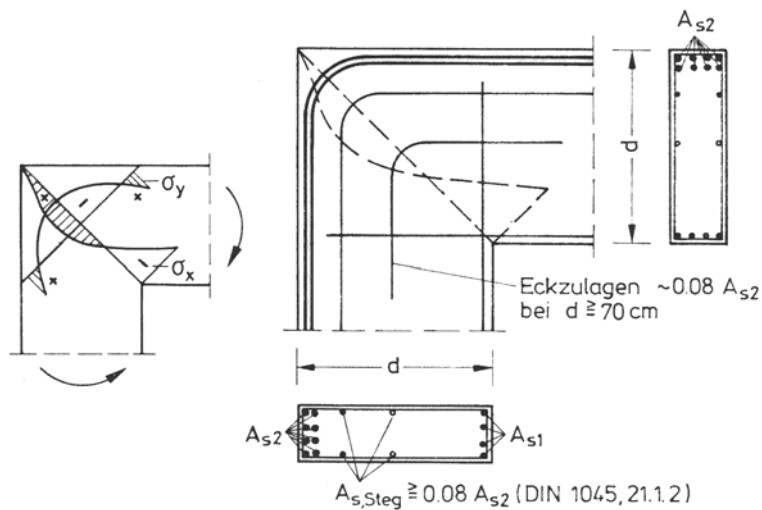
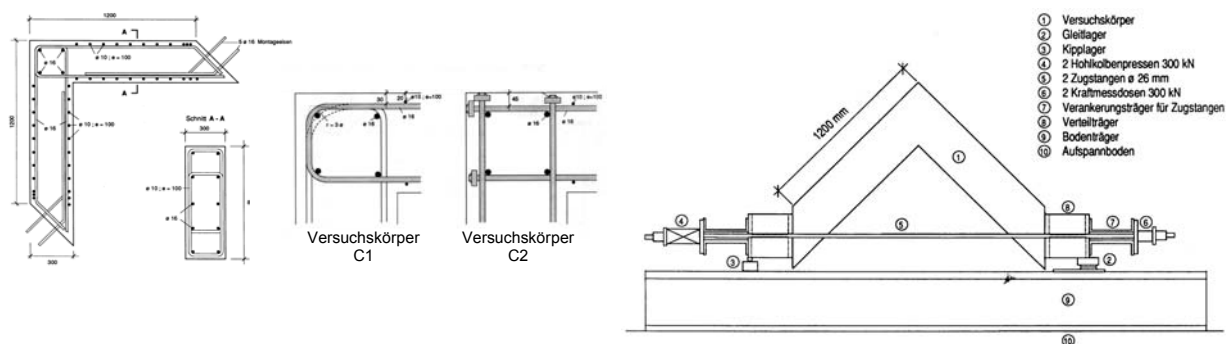


Abb. 5-6: Eckzulagen in Rahmenecken mit  $h \geq 0,7m$  zur Begrenzung des diagonalen Risses nach Kordina [1984]

In DAfStb Heft 486 [Kordina, 1998] stellt Kordina einen zusätzlichen Versuch an einer Rahmenecke mit negativem Biegemoment vor. Auch dieser Versuchskörper ist mit einer abgelenkten Bewehrung ausgestattet. Aufgrund des schlechten Tragverhaltens der vorhergehenden Probekörper ist dieser Versuchskörper mit einem relativ hohen Querbewehrungsgrad ausgestattet ( $\Phi 6$   $e = 50mm$ , bei einer Querschnittshöhe von  $h = 350mm$ ). Durch diese Maßnahme hat diese Rahmenecke einen deutlich besseren Wirkungsgrad.

Versuche von Stucki und Thürlimann [1990] zeigen einen direkten Vergleich zwischen einer herkömmlich und einer mit Ankerstäben bewehrten Rahmenecke



a)

b)

a) Bewehrung und b) Versuchsaufbau der Versuche von Stucki und Thürlimann [1990]

In beiden Versuchen kommt es zum Fließen der Biegezugbewehrung bei ungefähr gleichen Lasten. Eine Aussage, wie hoch die Sicherheit gegenüber Betonversagen liegt, kann aus diesen Versuchen nicht getroffen werden.

Akkermann [2000] untersuchte die Rotationsfähigkeit von Rahmenecken unter negativem und positivem Biegemoment. Die Versuchsgeometrien sind in Abb. 5-7 dargestellt. Das System RR1 mit Kopfplatten an den Enden der Biegezugbewehrung wurde jedoch nur für positive Biegemomente geprüft. In diesem Fall konnte ein Wirkungsgrad (Quotient aus Bruchlast und rechnerischer Versagenslast)  $\eta > 1$  festgestellt werden. Nur das System RR2 versagte durch Betonversagen, bevor die rechnerische Versagenslast erreicht war ( $\eta < 1$ ). Ankerstäbe kamen bei Ackermann nicht zum Einsatz.

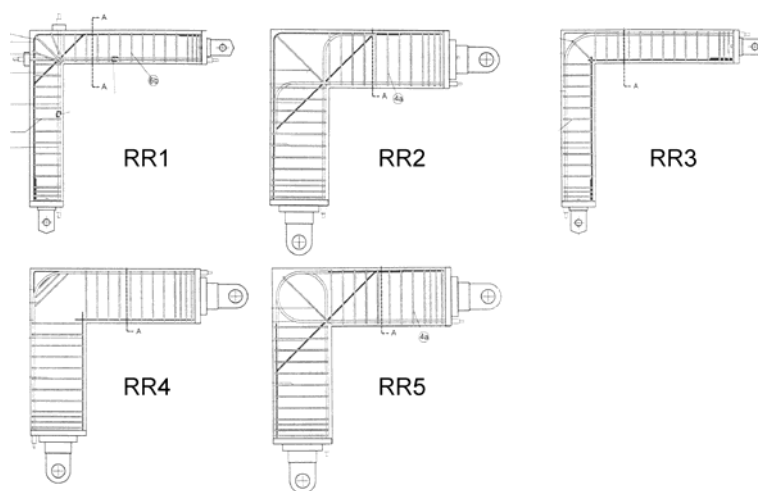


Abb. 5-7: Versuchsgeometrien der Versuche zur Rotationsfähigkeit von Akkermann [1990]

In Cote und Wallace [1994] und McConnell und Wallace [1995] werden Untersuchungen an 19 verschiedenen Rahmenecken unter positivem und negativem Biegemoment vorgestellt. Die Versuchskörper waren entweder mit abgebogener Biegezugbewehrung oder mit Ankerstäben bewehrt. Es zeigte sich, dass die Versuchskörper mit Ankerstäben einen Wirkungsgrad von  $\eta > 1$  hatten, während die Versuchskörper mit abgebogener Bewehrung einen Wirkungsgrad  $\eta < 1$  aufwiesen. Allerdings waren alle Versuchskörper mit einem hohen Querbewehrungsgrad ausgestattet und hatten eine sehr geringe Querschnittshöhe von  $h \approx 0,4\text{m}$ . An den Versuchen wird außerdem deutlich, dass mit abnehmendem Querbewehrungsgrad der Wirkungsgrad ebenfalls rückläufig ist. Aufgrund der geringen Versuchsanzahl und variierten Parameter leiten McConneel und Wallace keine allgemeinen Anwendungsbedingungen oder ein Bemessungsmodell ab.

Auch die Untersuchungen von Ingham, Priestley und Seible [1996] an einem mit Ankerstäben bewehrten Brückenlager können keinen Aufschluss über allgemeine Anwendungsbedingungen geben, da diese Rahmenecke extrem stark bewehrt war. Dies wird anhand von Abb. 5-8 deutlich. Außerdem wurden in dieser Studie keine Parameter variiert. Die dargestellte Rahmenecke zeigte ein hochduktileres Tragverhalten und war auch in der Lage, die Lasten aus einer Simulation eines Erdbebens sicher abzutragen.

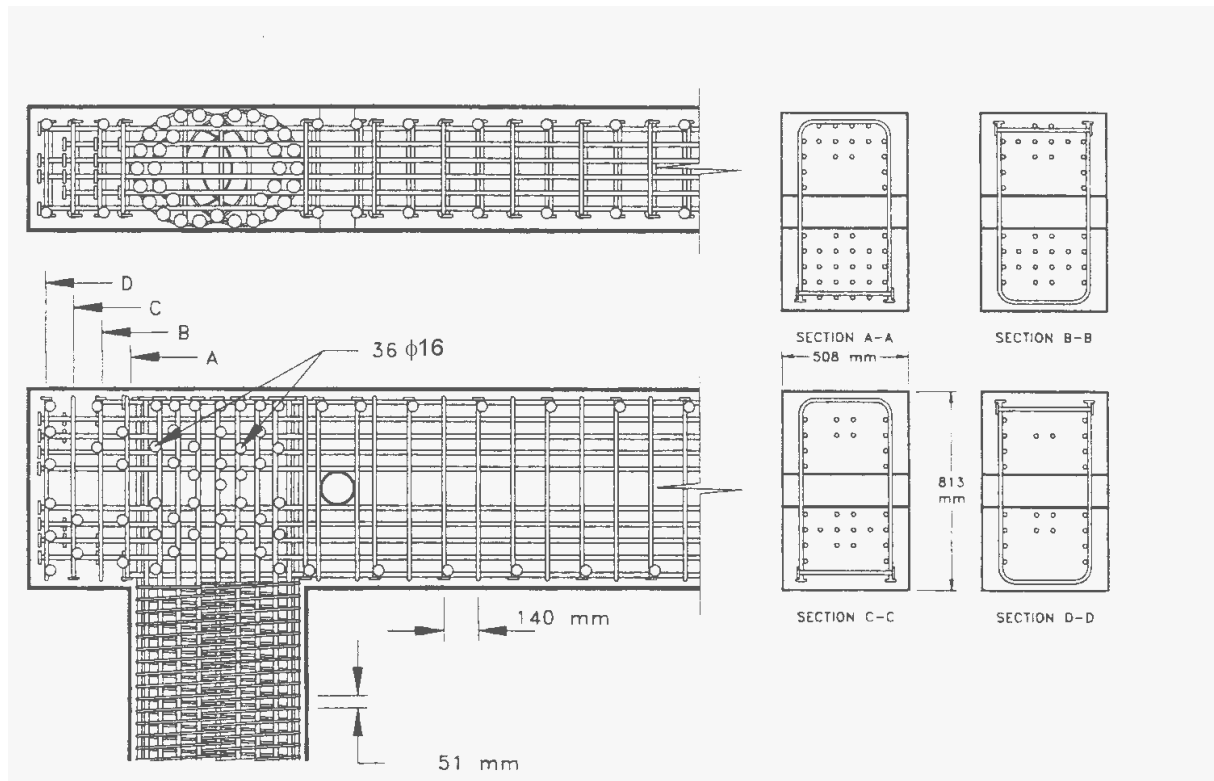


Abb. 5-8: Bewehrungsplan des Brückenlagers der Versuche von Ingham, Priestley und Seible [1996]

### 5.2.2 Rahmenknoten

Das Tragverhalten von Rahmenendknoten unterscheidet sich wesentlich von dem Tragverhalten einer Rahmenecke. Dies wird durch den Verlauf der Spannungen bzw. den Trajektorienverlauf innerhalb des Rahmendknotens verdeutlicht (Abb. 5-9).

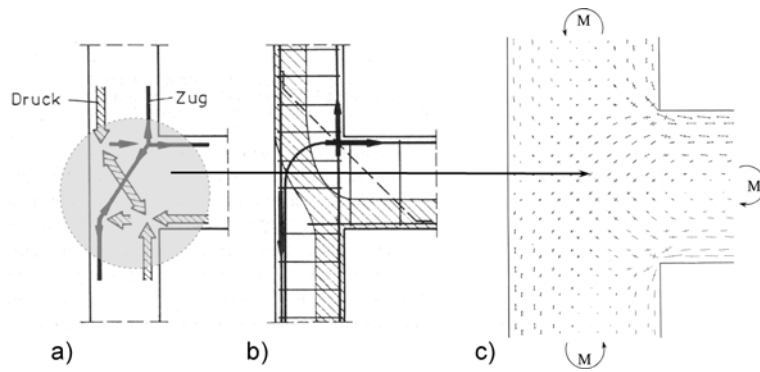


Abb. 5-9: Kräfteverlauf in einem Rahmenendknoten nach Kordina a) Zug- und Druckstreben b) Kräfteverlauf und Bewehrungsführung, c) Spannungstrajektorien

Demzufolge liegt die Zugstrebe im Rahmenstiel im Bereich unterhalb des Riegels auf der Außenseite und oberhalb des Rahmenriegels auf der Innenseite. Dies bedeutet, dass die gesamte Zugkraft in der Bewehrung bis in etwa der Mitte des Knotenbereichs über Verbundkräfte in den umgebenden Beton eingeleitet werden muss. Als Versagensart kommt somit auch Verbundbruch in Betracht. Die Zugkräfte an der Oberseite des Rahmenriegels werden je nach Steifigkeitsverhältnissen und Anordnung der Bewehrung nach unten und nach oben in den Stiel eingeleitet. Im ungerissenen Beton ist dies auch der Fall. Vergleiche dazu Abb. 5-9. In der Regel wird die Zugbewehrung im Riegel in den Rahmenstiel nach unten abgelenkt. Somit wird der Hauptanteil des Biegemomentes in den unteren Teil des Stieles abgegeben. Aufgrund der durchgeführten Versuche empfiehlt Kordina eine Bewehrungsführung nach Abb. 5-10 a mit abgelenkter Riegelzugbewehrung unter Einhaltung des zulässigen Biegerollendurchmessers. Außerdem schlägt er eine horizontale Verbügelung des Knotenbereichs durch Steckkappen und eine diagonale Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung des Kehlrisses vor. Im Rahmen der von Kordina durchgeführten Versuche wurde ein Versuchskörper mit Ankerplatten als Verankerung der Riegelzugbewehrung untersucht (siehe Abb. 5-10 b). Der Wirkungsgrad dieses Versuchskörpers lag mit  $\eta = 0,95$  nur minimal unter dem Wirkungsgrad von  $\eta = 1,0$  des Versuchskörpers mit der empfohlenen Bewehrungsführung nach Abb. 5-10 a.

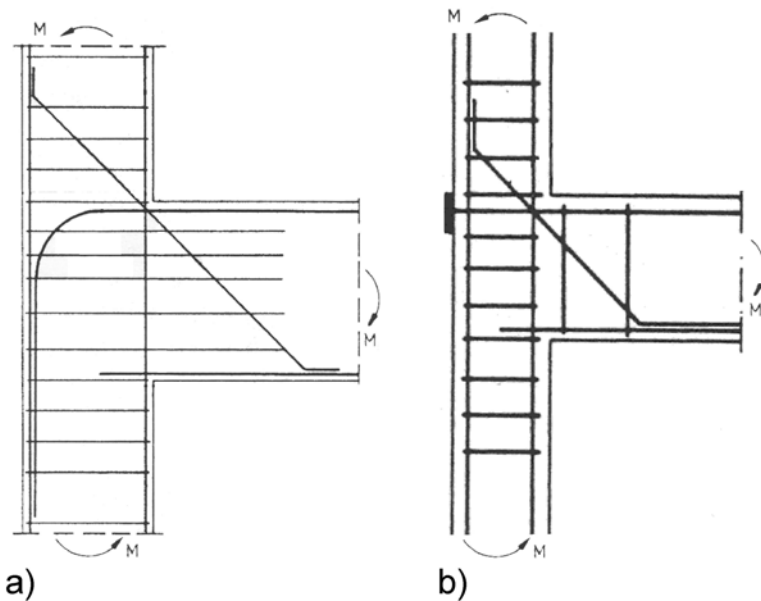


Abb. 5-10: Bewehrungsführungen in Rahmenendknoten nach Kordina a) empfohlene Bewehrung, b) Bewehrung der Versuchskörper mit Ankerplatten als Verankerung der Riegelzugbewehrung

Für die Bemessung des Rahmenknotens muss jeweils der Anschluss des Riegels und des oberen und unteren Stiels an den Rahmenknoten nachgewiesen werden. Beim Anschluss des Riegels an die Stütze kann der Bemessungsschnitt im Abstand von  $0,2 h_{\text{Riegel}}$  angenommen werden. Für den Anschluss des unteren Stiels wird aufgrund theoretischer Überlegungen als Bemessungsschnitt die Lage der unteren Riegelbewehrung herangezogen. Gleiches gilt für den Anschluss des oberen Stieles an den Knoten. Hier wird die Lage der oberen Riegelbewehrung als Bemessungsschnitt verwendet. Kordina fordert außerdem eine Schrägbewehrung, die in der Lage sein muss, das gesamte in den oberen Stiel eingeleitete Moment aufzunehmen. Diese Schrägbewehrung wird nach Gleichung 5.1 ausgelegt.

$$A_{s,\text{schräg}} = A_{s,\text{Riegel}} \cdot \frac{M_{\text{Stiel,oben}}}{M_{\text{Stiel,unten}}} \cdot \frac{d_{\text{Riegel}}}{0,5 \cdot (d_{\text{Riegel}} + d_{\text{Stiel}})} \quad \text{Gleichung 5.1}$$

Als weiteren Nachweis werden die zulässigen Schubspannungen überprüft. Unter Berücksichtigung der DIN 1045-1 lautet der Nachweis:

$$\sigma_{cw} \leq v \cdot f_{cd} \quad \text{Gleichung 5.2}$$

Die maßgebende Querkraft wird wie folgt ermittelt

$$V_{sd} = Z_s - V_{sd,o} \quad \text{Gleichung 5.3}$$

$$\sigma_{cw} = \frac{V_{sd} \cdot (\cot \theta + \tan \theta)}{b_w \cdot z}$$

Gleichung 5.4

Die angreifenden Querkraftkomponenten sind in Abb. 5-11 dargestellt.

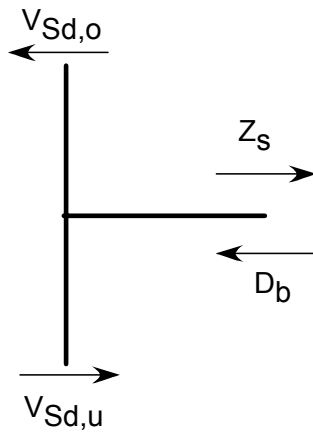


Abb. 5-11: Querkraftverhältnisse an einem Rahmenendknoten

Für die Ermittlung der Schubbewehrung im Bereich des Rahmenknotens schlägt Kordina vor, die anhand Gleichung 5.1 ermittelte Schrägbewehrung im Bereich des Rahmenknotens als Schubbewehrung einzulegen. Dabei entfallen 2/3 auf die obere und 1/3 auf die untere Hälfte des Knotenbereichs.

In Leonhardt und Mönning [1977] wird erstmals auf die Verwendung von Ankerstäben in Rahmenendknoten hingewiesen. Dies erfolgt nicht explizit, sondern durch den Abdruck einer empfohlenen Bewehrungsführung (vgl. Abb. 5-12). Weitere Angaben zu dieser Bewehrungsführung fehlen, es wird jedoch geraten, weitere Versuche zu dieser Bewehrungsführung abzuwarten.

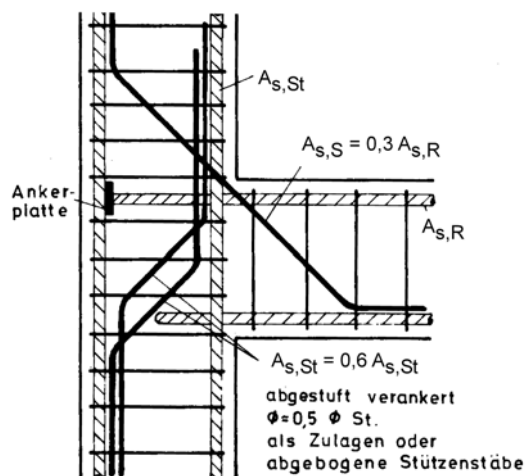


Abb. 5-12: Bewehrungsführung mit Ankerstäben in Rahmenendknoten nach Leonhardt und Mönning [1977]

Leonhardt und Mönning [1977] sind außerdem der Auffassung, dass auch ein sorgfältig bewehrter Rahmenendknoten nur dann das volle Bruchmoment des Riegels aufnehmen kann, wenn der Bewehrungsgrad  $\rho < 0,6$  beträgt. Andernfalls liegt der Wirkungsgrad bei ca. 80%.

Bashandy [1996] führte experimentelle Untersuchungen an einem Ersatzsystem für Rahmenendknoten mit abgebogener Bewehrung und Ankerstäben durch. Der prinzipielle Versuchsaufbau ist in Abb. 5-13 dargestellt. Bei den untersuchten Probekörpern kam es einerseits zu einem seitlichen Betonausbruch (blow-out) und andererseits zu einem, von Bashandy als Schubbruch bezeichneten Versagen. Dieses Schubversagen kann aber auch als ein Versagen der Druckstrebe in einem dafür entwickelten Stabwerkmodell oder als asymmetrischer Betonausbruch gewertet werden. Im Gegensatz zu der Beanspruchung des Knotenbereichs bei Rahmenendknoten treten bei diesem vereinfachten Versuchsaufbau keine Querkräfte oberhalb des Knotenbereichs, keine Normalkräfte und Biegemomente auf. Damit findet die Kraftumlenkung von der Riegelzugbewehrung in die Zugbewehrung unterhalb des Knotens nicht statt. Außerdem treten bei dieser Anordnung keine hohen Verbundspannungen entlang der äußeren Stützenbewehrung auf. Inwieweit die aus diesen Versuchen abgeleiteten Schlüsse auf die Anwendung in Rahmenendknoten übertragen werden können, ist fraglich. Für die Anwendung als Verankerung decken die Versuche ein breites Spektrum an variierten Parametern ab.

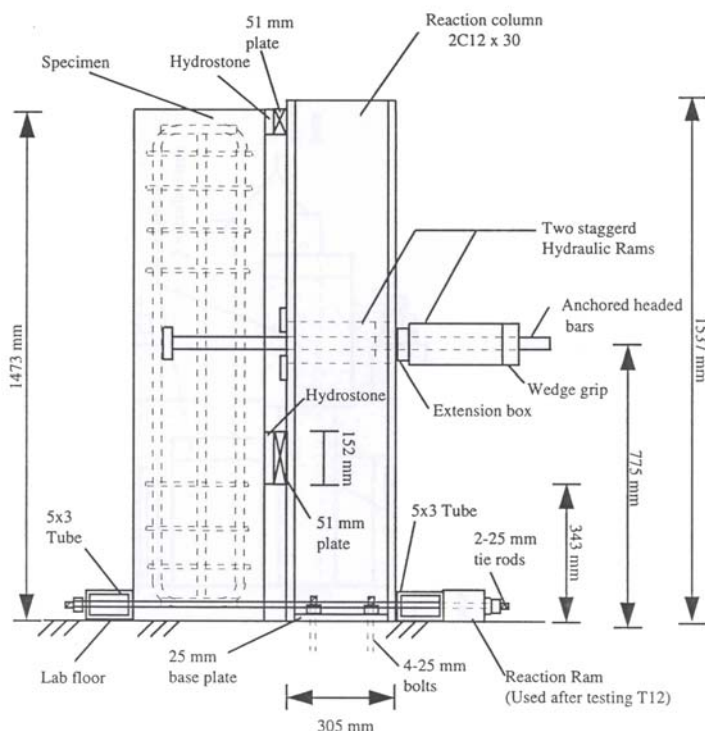


Abb. 5-13: Versuchsaufbau von Bashandy [1996]



Roeser [2002] führte experimentelle und numerische Untersuchungen an 8 Rahmenendknoten mit abgegebener Bewehrung und Ankerstäben durch. Drei dieser Versuchskörper sind mit Ankerstäben bewehrt. Es zeigte sich, dass sich mit Ankerstäben ein Wirkungsgrad von ca. 100% erreichen lässt, d.h. es wurde in allen Fällen Fließen in der Riegelzugbewehrung erreicht. Das Versagen wird von Roeser als duktil bzw. hochduktil eingestuft. Daher reicht die Sicherheit gegenüber Stahlfließen aus, obwohl eigentlich Betonversagen vorliegt. Roeser leitet aus seinen Versuchen ein halbempirisches Bemessungsmodell ab. Dabei geht die Bemessung vom Fließen der Biegezugbewehrung aus. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit und ohne Bügelbewehrung gegenüber der einwirkenden Querkraft komplettiert die Bemessung.

Die Querkrafttragfähigkeit ohne Bügelbewehrung berechnet sich nach Hegger und Roeser [2003] aus Heft 525 des DAfStb wie folgt:

$$V_{j,cd} = 1,4 \cdot (1,2 - 0,3 \cdot \frac{h_{beam}}{h_{col}}) \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \cdot f_{cd}^{0,25} \quad \text{Gleichung 5.5}$$

- mit:
- $h_{beam}$  = Querschnittshöhe des Balkens
  - $h_{col}$  = Querschnittshöhe der Stütze
  - $b_{eff}$  = effektive Knotenbreite siehe Gleichung 5.10
  - $f_{cd}$  = Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach Gleichung 5.11

Kommen Bügel im Knotenbereich zum Einsatz, erhöht sich die Tragfähigkeit. Die Bügel können jedoch nur zu 40% ausgenutzt werden.

$$V_{j,Rd} = 1,4 \cdot (1,2 - 0,3 \cdot \frac{h_{beam}}{h_{col}}) \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \cdot f_{cd}^{0,25} + 0,4 \cdot A_{sj,eff} \cdot f_{yd} \quad \text{Gleichung 5.6}$$

- mit:
- $A_{sj,eff}$  = Effektive Schubbewehrung bei Anordnung oberhalb Riegeldruckzone und unterhalb der Knotenoberkante anrechenbar
  - $f_{yd}$  = Stahlstreckgrenze (design)

Die Knotenragfähigkeit darf jedoch die angegebenen Grenzwerte nicht übersteigen:

$$V_{j,Rd} \leq 2 \cdot V_{j,cd} \quad \text{Gleichung 5.7}$$

$$V_{j,Rd} \leq \gamma_N \cdot 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \quad \text{Gleichung 5.8}$$

dabei gelten die folgenden Bedingungen:

Schubslankheit  $1,0 \leq \frac{h_{beam}}{h_{col}} \leq 2,0$  Gleichung 5.9

Effektive Knotenbreite:  $b_{eff} = 0,5 \cdot (b_{beam} + b_{col}) \leq b_{col}$  Gleichung 5.10

Bemessungswert der Druckfestigkeit  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} *$  Gleichung 5.11

- Der Dauerstandswert ist bereits in die Gleichung eingearbeitet

Der Faktor  $\gamma_N$  gibt den Einfluss der quasi-ständigen Stützennormalkraft  $N_{ED,col}$  und der Knotenschlankheit wieder:

$\gamma_N = \gamma_{N1} + \gamma_{N2}$  Gleichung 5.12

$\gamma_{N1} = 1,5 \cdot (1 - 0,8 \cdot \frac{N_{Ed,col}}{A_{col} \cdot f_{ck}}) \leq 1$  Gleichung 5.13

$\gamma_{N2} = 1,9 \cdot (1 - 0,6 \cdot \frac{h_{beam}}{h_{col}}) \leq 1$  Gleichung 5.14

Die einwirkende Querkraft wird nach Abb. 5-11 berechnet.

Kommt anstelle einer abgebogenen Bewehrung eine Verankerung mit Ankerstäben der Fa. Halfen HDB-E zum Einsatz, so kann der Knoten nach der Zulassung DiBt Z-15.6-204 bemessen werden. Die Anwendungsregeln sind in Abb. 5-14 abgebildet und den Bemessungsregeln für abgebogene Bewehrungsstäbe gegenübergestellt.

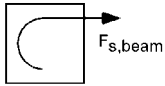
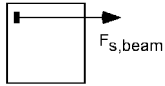
	DAfStb Heft 525	DIBt Z-15.6-204
Bewehrungsform		
Einwirkende Knotenquerkraft $V_{jh}$	$F_{s,beam} - V_{col,o}$	
Knotenragfähigkeit ohne Bügel $V_{j,cd}$	$1,4 \cdot (1,2 - 0,3 \cdot h_{beam}/h_{col}) \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \cdot f_{cd}^{1/4}$	$1,55 (1,2 - 0,3 \cdot h_{beam}/h_{col}) \cdot [1 + \rho_{col} - 0,5]/7,5 \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \cdot f_{cd}^{1/4}$
Knotenragfähigkeit mit Bügeln $V_{j,Rd}$	$V_{j,cd} + 0,4 \cdot A_{s,ieff} \cdot f_{vd}$	$V_{j,cd} + 0,475 \cdot A_{s,ieff} \cdot f_{vd}$
Obere Grenze der Knotenragfähigkeit $V_{j,Rd,max}$	$\leq 2 V_{j,cd}$ $\leq \gamma_n \cdot 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_{col}$	$\leq 2 V_{j,cd}$ $\leq \gamma_n \cdot 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_{col}$
mit: $F_{s,beam}$ = Riegelzugkraft; $V_{col,o}$ = Querkraft obere Stütze; $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ ; $b_{eff}$ = effektive Knotenbreite = $(b_{beam} + b_{col})/2 \leq b_{col}$ ; $A_{s,ieff}$ = effektive Knotenbügelbewehrung (Anordnung oberhalb Riegeldruckzone und bis zur Knotenoberkante anrechenbar); $\gamma_n = \gamma_{n1} \gamma_{n2}$ ; Einfluss der quasi-ständigen Stützennormalkraft: $\gamma_{n1} = 1,5(1 - 0,8 N_{Ed,col}/(A_{col} \cdot f_{ck})) \leq 1$ ; Einfluss der Schubslankheit: $\gamma_{n2} = 1,9 - 0,6 h_{beam}/h_{col}$ ; $\rho_{col}$ = Stützenlängsbewehrungsgrad (außen) mit $0,5\% \leq \rho_{col} \leq 2,0\%$		

Abb. 5-14: Gegenüberstellung der Bemessung von Rahmenendknoten gemäß Heft 525 des DAfStb und gemäß Zulassung für Halfen HDB-E Anker aus Hegger et al. [2004]





## 6 Numerische Vorarbeiten

### 6.1 Code MASA3

Das dreidimensionale FE-Programm MASA3 wird zur linearen und nichtlinearen Berechnung von Konstruktionen aus quasispröden Materialien (z.B. Beton) eingesetzt. Es wurde hauptsächlich für die Analyse von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen entwickelt. MASA3 basiert auf dem "microplane model" [Zdenek, Bažant, Fellow, ASCE, Ožbolt, 1990], das im Rahmen der lokalen und nichtlokalen Kontinuumsmechanik angewendet wird. Im Programm werden die Schädigung und die Rissbildung verschmiert abgebildet. Man spricht von der so genannten verschmierten Rissmethode.

Das verwendete Materialmodell (Materialgesetz) beruht auf dem "verallgemeinerten microplane model" für Beton. Es ermöglicht eine wirklichkeitsnahe Voraussage des Materialverhaltens bei dreidimensionalen Dehnungs- und Spannungszuständen unter monotoner Beanspruchung. Um für Materialien, die eine ausgeprägte Rissbildung und Schädigung zeigen, die Schädigungslokalisierung in einem "Nullvolumen" und eine von der Elementgröße abhängige Bruchlast zu vermeiden, müssen so genannte "Lokalisierungsbegrenzer" verwendet werden. In MASA stehen dafür zwei Alternativen zur Verfügung. Die Rissband-Methode und ein verallgemeinerter, nichtlokaler Ansatz, der physikalisch auf die Mikrorissinteraktion zurückgeht. In dieser Studie kommt nur die Rissband-Methode zur Anwendung. Das Materialmodell ist ausführlich von Ožbolt, Li und Kozar [Ožbolt, Li und Kozar 1997] beschrieben.

Das quasispröde Material Beton wird im Programm als 8-knotiges (räumliches) Element diskretisiert. Zur globalen Problemlösung stehen prinzipiell 3 Modelle zu Verfügung: (1) die Methode der konstanten Steifigkeit (CSM), (2) die Methode der Tangentensteifigkeit (TSM) und (3) die Methode der Sekantensteifigkeit (SSM). Die Berechnung wird inkrementell durchgeführt, daher muss die Beanspruchung in mehreren Last- bzw. Verschiebungsstufen aufgebracht werden.

### 6.2 Microplane Model

Im "microplane model" ([Ožbolt, Li, Kozar, 1997] und [Ožbolt, Li, Eligehausen, 1998]) sind die Materialeigenschaften getrennt auf Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials definiert (Abb. 6-1). Auf diesen Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor. Die Einfachheit des Modells ist auf die Tatsache

zurückzuführen, dass nur einachsige Spannungs-Dehnungsgesetze für jede Komponente der Mikroebene erforderlich sind und dass sich daraus das makroskopische Verhalten automatisch ergibt. Das “microplane model” ist in der oben aufgeführten Literatur näher beschrieben. Die Identifikation von nichtlokalen Materialmodellparametern, die zugehörigen numerischen Studien, sowie Berechnungen von Bauteilen unter besonderer Berücksichtigung des Maßstabeffektes können Ožbolt, Li und Kozar [Ožbolt, Li, Kozar, 1997] und Ožbolt [Ožbolt, 1995] entnommen werden.

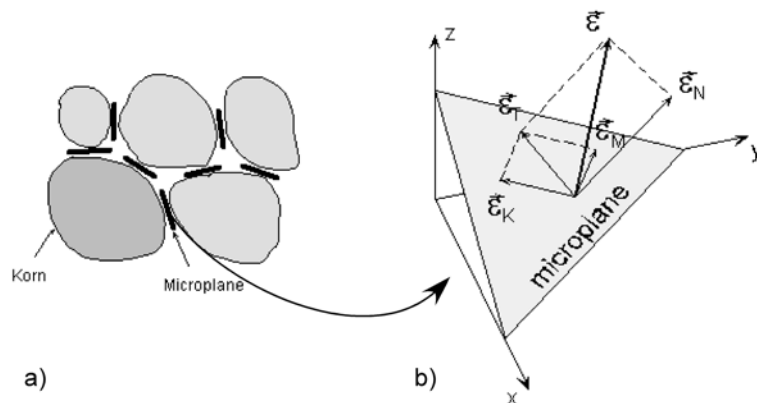


Abb. 6-1: a) Lage der Microplanes im Material, b) Definition der Dehnungskomponenten

### 6.3 Maßstabeffekt

Die klassische Festigkeitslehre beruht im Wesentlichen auf Festigkeitshypothesen. Als Versagenskriterien werden Spannungen im Bauteil mit maximal zulässigen Spannungen des jeweiligen Materials verglichen. Dies ist für duktile Werkstoffe in der Regel eine vernünftige Vorgehensweise. Für spröde Materialien liefern diese Versagenskriterien zum Teil nur sehr unbefriedigende Ergebnisse. Daher wurden im Zuge der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) und später auch in der nichtlinearen Bruchmechanik (NEBM) geeignetere Kriterien erarbeitet. Es zeigte sich, dass die Nennspannung, bei der das Versagen des Bauteils eintritt, sehr stark von der Größe des Bauteils abhängt. Als Beispiel sei hier z.B. die Nennzugspannung genannt. Diese ist sehr stark von der Größe der Querschnittsfläche abhängig. Mit zunehmender Querschnittsfläche nimmt die Bruchspannung ab, bis sie sich einem Grenzwert asymptotisch nähert. Dieser Effekt wird als Maßstabeffekt bezeichnet und ist sowohl bei verschiedenen Materialien als auch bei unterschiedlichen Belastungsmodi (Zug, Druck und Schub) verschieden stark ausgeprägt. Materialien mit einer relativ hohen Verformbarkeit zeigen gegenüber spröden Materialien einen geringen Maßstabeffekt. Betrachtet man die unterschiedlichen Belastungsmodi, so zeigt die Beanspruchungsart Zug

den ausgeprägtesten Maßstabseffekt. Der Maßstabseffekt wurde zunächst durch die so genannte Weibull'sche Theorie erklärt. Demnach ist die Wahrscheinlichkeit, in einem größeren Bauteil eine Schwachstelle zu finden, größer als in einem kleinen Bauteil. Der heute meistvertretenen Theorie liegen Erkenntnisse der nichtlinearen Bruchmechanik zugrunde. Demzufolge wird die Risspitze von einer so genannten Bruchprozesszone umgeben. Das Materialverhalten im Bereich dieser Zone verhält sich auch bei sehr spröden Werkstoffen nahezu elasto-plastisch. Außerdem hat sich gezeigt, dass die räumliche Ausdehnung der Bruchprozesszone eine Materialkonstante ist. Wird nun eine Struktur durch Kräfte belastet, bildet sich an einer Schwachstelle im Material zunächst ein kleiner Riss aus. Dieser wird von einer Bruchprozesszone definierter Größe umgeben. Sind die Abmessungen der Struktur relativ groß in Bezug auf die Größe der Bruchprozesszone, so ist die Nennspannung, die beim Versagen des Bauteils herrscht, klein. Ist die Bruchprozesszone im Vergleich zur gesamten Abmessung relativ groß, so ist die Nennspannung ebenfalls groß. Der maximale Wert der Nennspannung wird erreicht, wenn die Bruchprozesszone den gesamten Raum einnimmt. Der beschriebene Maßstabseffekt ist bei Beton relativ stark ausgeprägt, wird aber von dem nichtlinearen FE-Programm MASA berücksichtigt. Dies erfolgt durch die schon in Abschnitt 6.2 erwähnten "Lokalisierungsbegrenzer".

#### 6.4 Pre- und Postprozessor

Finite Elemente Modelle sind aus Knoten, Elementen, Lager und Lasten aufgebaut. Die Struktur des zu untersuchenden Bauteils wird dabei in finite Elemente unterteilt. Die Elemente sind an den Ecken durch Knoten miteinander verbunden. Die Auflager und die Belastungen, die auf das Bauteil einwirken, werden durch so genannte Randbedingungen simuliert. Diese Randbedingungen werden als Freiheitsgrade der jeweiligen Knoten definiert. Dieser Modellierungsprozeß kann bei einfachen Geometrien und Hexaederelementen z.T. noch von Hand durchgeführt werden. Mit zunehmender Komplexität der Bauteile und Elemente höherer Ordnung oder bei den hier verwendeten Tetraederelementen wird dies unmöglich. Daher werden für die Modellierung (preprocessing), aber auch für die Ergebnisdarstellung (postprocessing) CAE-Systeme (Computer Aided Engineering Systems) verwendet. Mit Hilfe dieser Software ist es möglich, komplexe Geometrien zu generieren und diese automatisch mit beliebigen Elementen (1D, 2D, 3D-Elemente) auszufüllen (vernetzen). Dabei können die Elementgrößen vorab genau eingestellt werden. Auch die Randbedingungen (Lager) und Belastungen lassen sich mit diesen Programmen generieren. Im Rahmen dieser

numerischen Untersuchungen kam die Software FEMAP der Fa. SDRC zum Einsatz. In Abb. 6-2 ist die Oberfläche des CAE-Systems FEMAP abgebildet. Zu sehen ist ein für die Vernetzung vorbereitetes Detail einer Rahmenecke mit Ankerstäben.

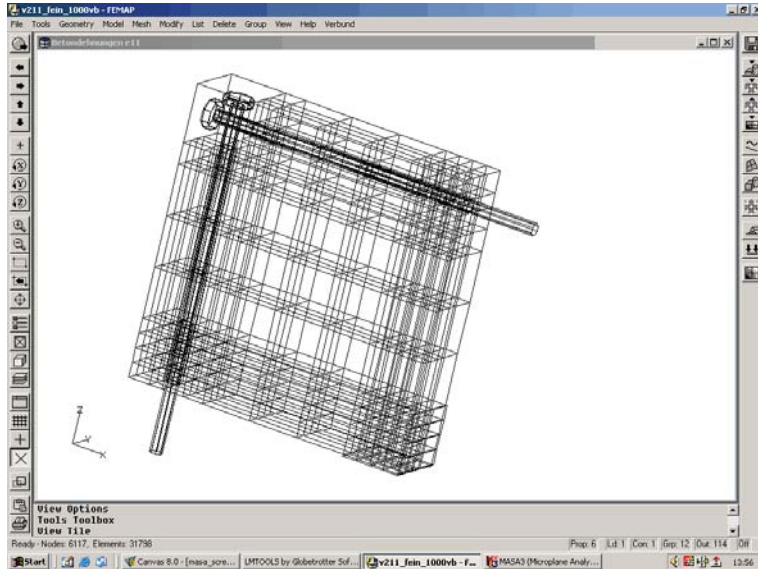


Abb. 6-2: Vorbereitung des FE Modells an einem Detail einer Rahmenecke mit dem Programm FEMAP

Die Übertragung der mit FEMAP generierten Daten als Eingabeparameter für das FE-Programm MASA erfolgt über ein so genanntes Interface-Programm. In diesem Interface werden die fehlenden Angaben wie z.B. Materialdatensätze, Berechnungs- und Belastungsparameter angegeben. Die graphische Benutzeroberfläche des Programms MASA 3 ist in Abb. 6-3 dargestellt.

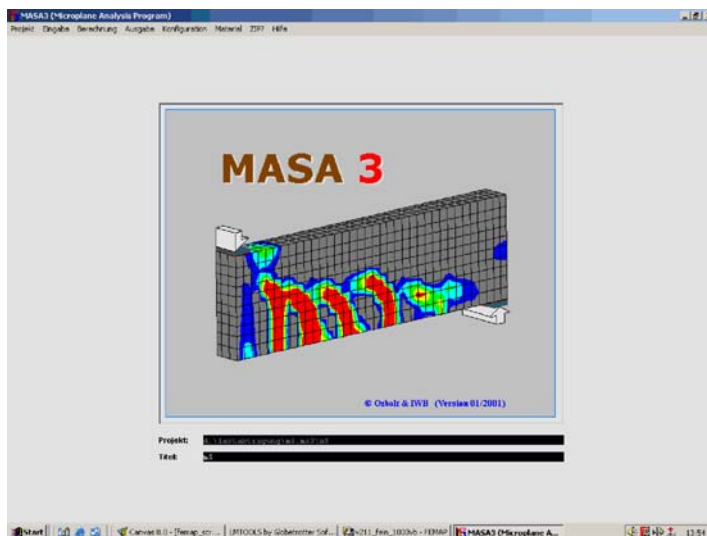


Abb. 6-3 Graphische Oberfläche des Interface-Programms MASA 3



## 6.5 Fehlerquellen und Fehlerabschätzung

Für die Qualität und Verlässlichkeit einer FE-Berechnung ist es dringend notwendig, Fehlerquellen zu kennen und eine Fehlerabschätzung vorzunehmen. Dabei muss man zwischen verschiedenen Fehlerquellen unterscheiden. Prinzipiell kann man die Fehlerquellen in 4 Bereiche aufteilen:

- Modellierung
- Material
- Berechnung
- Auswertung

Dabei lassen sich die Bereiche zum Teil nicht getrennt voneinander betrachten.

Modellierung: Besonders fehleranfällig sind Grenzschichten zwischen Materialien, wie zum Beispiel eine Schicht zwischen Beton- und Stahlelementen, die den Verbund von Beton und geripptem Bewehrungsstahl simulieren soll. Wird der Bewehrungsstahl durch 1-dimensionale Elemente (bar-Elemente) modelliert, wird ein vollständiger Verbund zwischen Beton und Stahl vorausgesetzt. Dies entspricht nicht der Realität. Die Entwicklung eines verschieblichen Verbundes ist Gegenstand neuer Forschungsarbeiten am Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Die Abbildung von Bewehrungsstäben mittels 1-dimensionaler Stabelemente hat außerdem den Nachteil, dass diese keine radialen Abmessungen besitzen und dadurch die Definition der Betondeckung nicht eindeutig ist. Bereiche der Struktur, in denen kein Versagen und auch nur eine geringe Rissbildung erwartet wird, werden z.T. sehr grob modelliert. Das bedeutet, dass die Elementgröße sehr stark angehoben wird. Dies kann einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Vor allem die Steifigkeit der Bauteile wird dabei grob unterschätzt. Als Beispiel sei ein Biegebalken aufgeführt, der mit nur einem Element über die Balkenhöhe modelliert ist. Werden in diesem Falle Tetraeder-Elemente benutzt, so ist die Dehnung und damit auch die Spannung über die Balkenhöhe konstant. Aber auch eine zu feine Elementierung kann zu Fehlern und Ungenauigkeiten führen. Da das Materialverhalten von Beton stark von der Größe der Elemente abhängig ist (vgl. Kapitel 6.3 Maßstabeffekt), werden während der Berechnung für jedes Element die Elementabmessungen berechnet und der dazugehörige Materialdatensatz aus einer Datenbank ermittelt. Zur Zeit stehen jedoch diese Materialdatensätze nur bis zu einer Elementkantenlänge von 5mm zur Verfügung. Werden Elemente mit einer Kantenlänge  $< 5\text{mm}$  eingesetzt, zeigen diese ein nahezu elasto-plastisches Materialverhalten und damit keine Entfestigung.

Material: Fehler durch Materialdaten haben eine weniger große Bedeutung, da die gängigen Materialien wie Beton und Stahl sehr gut abgebildet werden. Verbundschichten, elastische Bettungen und Kontaktschichten müssen jedoch sehr gut kalibriert werden.

Berechnung: Im Zuge der Berechnung werden die Belastungen inkrementell auf die Struktur aufgebracht. Dabei wird während eines Belastungsschrittes iterativ ein Kräftegleichgewicht hergestellt. Daher ist das Ergebnis sehr stark von der Größe des Belastungsschrittes, der Anzahl der Iterationen und der Konvergenzgrenze abhängig. Nach jedem Iterationsschritt wird das Toleranzkriterium überprüft. Dabei handelt es sich um das Energiegleichgewicht aus nachfolgender Gleichung.

$$tol = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n R_{residual,i}^2}{\sum_{j=1}^m R_{load,j}^2}} \quad \text{mit } R_{residual,i} = \text{Reaktionskräfte im Element } i$$

mit  $R_{load,j} = \text{Reaktionskräfte im Lagerknoten } j$

Des Weiteren wird die maximale Abweichung der Reaktionskräfte in einem Element bei jedem Iterationsschritt angegeben.

Die Methode zur Ermittlung der Steifigkeitsmatrix hat einen großen Einfluss auf die Ergebnisse. Zur Verfügung steht die Methode der konstanten Steifigkeitsmatrix, bei der während eines Belastungsschrittes keine Aktualisierung der Steifigkeitsmatrix stattfindet. Neben der konstanten Steifigkeitsmethode kommt auch die Sekantensteifigkeitsmethode zur Anwendung. Bei dieser wird entweder bei jedem oder bei jedem 50sten Iterationsschritt eine Aktualisierung der Steifigkeitsmatrix berechnet. Die Auswahl der geeigneten Lastschrittgröße und Anzahl der Iterationsschritte sowie die Wahl der Steifigkeitsmethode ist sehr stark von der zu berechnenden Problemstellung abhängig und kann letztlich nur durch Erfahrung entschieden werden. Die Tendenz geht jedoch zur Anwendung der Tangentensteifigkeitsmethode. Durch die Wahl eines zu großen Lastschrittes wird die Höhe der Versagenslast meist nur geringfügig beeinflusst. Verformungen und Rissbildung werden jedoch stark verfälscht. Die Methode der Tangentensteifigkeit hat den Vorteil, dass zum Teil eine bessere und damit schnellere Konvergenz erzielt wird. Der Nachteil ist, dass der Bereich nach der Höchstlast, d.h. im abfallenden Ast der Last-Verformungskurve, eine schlechte

Konvergenz und zum Teil numerische Probleme auftreten, die zum Abbruch der Berechnung führen.

Auswertung: Auch bei der Auswertung der Ergebnisse der FE-Berechnung kann es zu Fehlern und Ungenauigkeiten kommen. Üblicherweise werden für die Darstellung von Rissen die Ergebnisse der Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  herangezogen. Dabei ist darauf zu achten, dass dabei keine Mittelwertbildung zwischen benachbarten Elementen stattfindet. Vor allem an den Übergängen unterschiedlicher Materialien kann dies zu Verfälschungen führen. Für die Berechnung der Rissbreite ist die Elementabmessung  $l$  senkrecht zum Riss von Bedeutung. Die Rissbreite berechnet sich demnach zu  $w = \varepsilon_{11} l$ .

## 6.6 Modellierung der Ankerstäbe

Bei den in dieser Arbeit verwendeten Ankerstäben handelt es sich um gerippte Bewehrungsstäbe mit aufgestauchtem Kopf. Diese Ankerstäbe sind in den durchgeführten Studien zum Teil unterschiedlich modelliert. Zum einen sind die Ankerstäbe mit 1-dimensionalen bar-Elementen zum anderen mit 3-dimensionalen Solid-Elementen realisiert. Die beiden unterschiedlichen Ansätze werden im Folgenden näher beschrieben.

### 6.6.1 1D-Elemente

In einigen Berechnungen werden die Ankerstäbe mit 1-dimensionalen Stabelementen modelliert. Diese Stabelemente werden durch zwei Knoten definiert und besitzen nur einen Freiheitsgrad. Der Ankerkopf wird durch 4 zusätzliche Stabelemente gebildet, die im Winkel von  $90^\circ$  zur Stabachse angeordnet werden. Abb. 6-4 zeigt diese Art der Modellierung zusammen mit einem Ankerstab der Fa. Peikko.

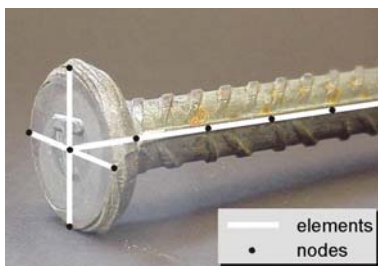


Abb. 6-4: Modellierung Ankerstab mit 1-dimensionalen Stabelementen

Die Biegesteifigkeit des aus 4 bar-Elementen modellierten Kopfes wird durch die umliegenden Betonelemente beeinflusst. Umfassende numerische Parameterstudien haben gezeigt, dass mit dieser Art der Modellierung die FE-Berechnungen gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen (Wagner, [2000]). Als Beispiel zeigt Abb. 6-5 a) einen Vergleich der Ankerkraft über der Ankerschiebung von Auszugsversuchen mit Ankerbolzen HPM 30 (Fa. Peikko) mit der numerisch ermittelten Kurve. Außerdem ist das Ergebnis der Berechnung der Ausbruchslast nach dem CC-Verfahren angegeben. Es zeigt sich eine hervorragende Übereinstimmung zwischen numerisch ermittelter und gemessener Maximallast. Die Verschiebung bei Höchstlast wird hingegen etwa um den Faktor 2 unterschätzt. Diese Unterschätzung der Verschiebung bei Höchstlast tritt bei nahezu allen FE-Simulationen auf, ist aber keine Folge der Modellierung mit 1-dimensionalen Elementen, sondern ein generelles Problem. Da es bei einer nichtlinearen FE-Analyse nicht wirklich zu Rissen kommt, die große Verschiebungen der Ankerköpfe zur Folge haben, bleibt diese immer deutlich kleiner als bei den Versuchen. In Abb. 6-5 b) ist außerdem ein Vergleich der Ausbruchkegel aus den Versuchen und der numerischen Simulation zu sehen. Der Winkel des Ausbruchkegels wird von diesem numerischen Modell nicht gut abgebildet.

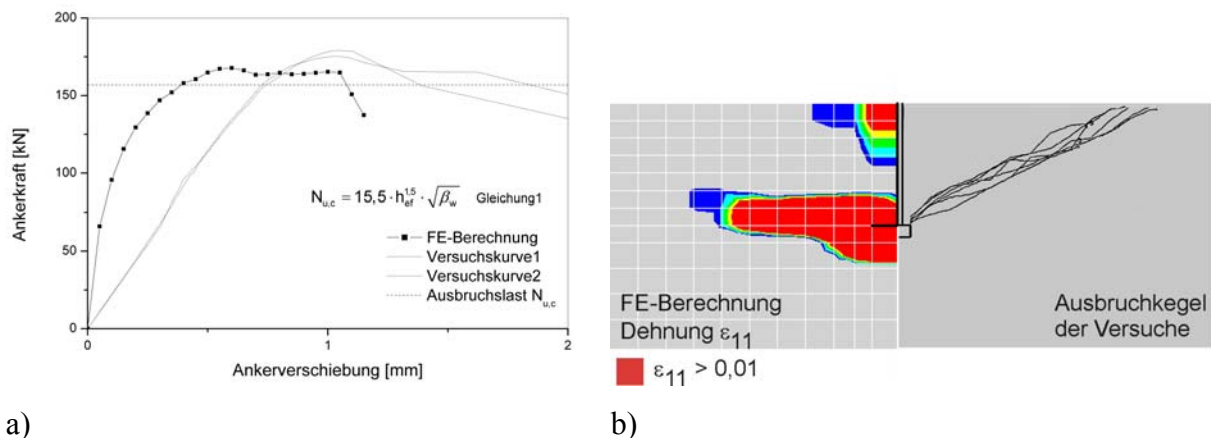


Abb. 6-5: a) Ankerkraft über Ankerschiebung zweier Auszugsversuche aus der Fläche, FE-Berechnung und Ausbruchslast nach CC-Verfahren, b) Riss- bzw. Dehnungsbilder

Wird der Ankerkopf mit 3-dimensionalen Elementen modelliert, stimmen die Winkel der numerischen Simulation deutlich besser mit den tatsächlich beobachteten Ausbruchkegeln überein.

Die 1-dimensional modellierten Ankerstäbe unterscheiden sich gegenüber den 3-dimensional modellierten Ankerstäben dadurch, dass diese keine Biegesteifigkeit besitzen. Da sich der

maßgebende Anteil der Biegesteifigkeit in der Regel durch den so genannten Steiner'schen Anteil berechnet und dieser auch bei der Modellierung mit 1-D Elementen vorhanden ist, kann man diesen Effekt in der Regel vernachlässigen. Trägt ein System jedoch über Verdübelungseffekte Lasten ab (dowl-actions), kann das von mit 1-D Elementen modellierten Systemen nicht geleistet werden. Um den Unterschied im Tragverhalten zwischen mit 1-D- und 3-D modellierten Ankerstäben aufzuzeigen, untersuchte Wagner [2000] Auszugsversuche aus der Fläche und im Randbereich von Betonkörpern mit Hilfe des FE-Programms MASA. Hinsichtlich der Höchstlast und der Verformung bei Höchstlast unterschieden sich die beiden Systeme nur geringfügig. Lediglich die Spannungsverteilung im Bereich der Lasteinleitung unterscheidet sich signifikant. In der Abbildung Abb. 6-6 sind für einen Auszugsversuch aus der Fläche die Spannungsverteilungen direkt über dem Kopf a) und 50mm oberhalb des Kopfes b) in Form der Hauptdruckspannungen  $\sigma_{33}$  dargestellt. Abb. 6-6 I stellt dabei die Spannungsverteilungen des 1D-modellierten und Abb. 6-6 II des 3-D modellierten Systems dar. Es zeigt sich, dass sich die Spannungsverteilungen direkt oberhalb der Köpfe stark unterscheiden. Im Abstand von 50mm liegt jedoch bereits ein ähnlicher Spannungsverlauf vor.

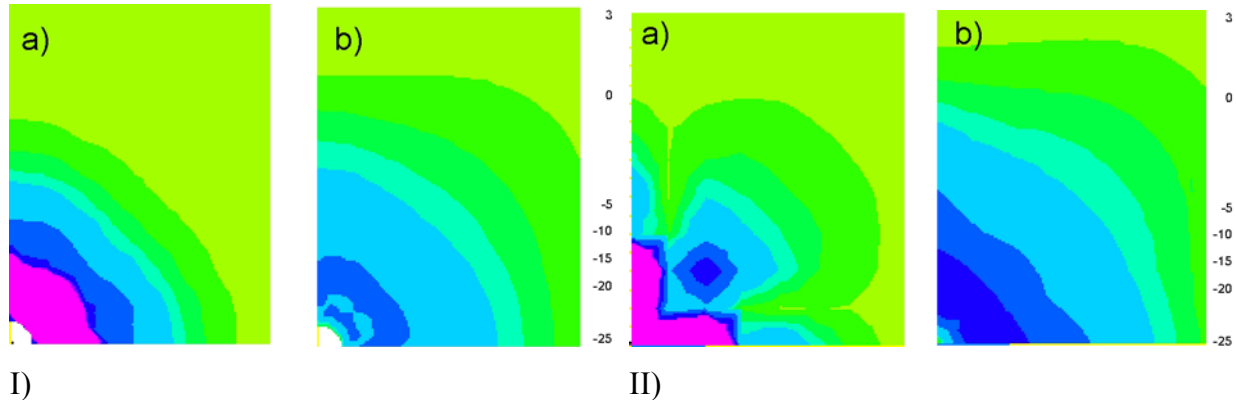


Abb. 6-6: Spannungsverteilung  $\sigma_{33}$ , I) 3-dimensionale Elemente a) 10mm über dem Kopf, b) 50mm über dem Kopf, II) 1-dimensionale Elemente a) 10mm über dem Kopf, b) 50mm über dem Kopf, nach Wagner [2000]

Für die Beurteilung der Eignung einer Modellierung mit 1-D Stabelementen darf nicht nur das Tragverhalten einer Verankerung in der Fläche als Kriterium herangezogen werden, sondern muss auch die Versagensart lokaler Betonausbruch berücksichtigt werden. Dazu werden die Ergebnisse eines Auszugsversuches am Bauteilrand [Eligehausen und Furche, 1991] ( $h_{ef} = 400\text{mm}$ ;  $c = 60\text{mm}$ ) mit einer FE-Simulation verglichen. Es zeigt sich, dass bei der

Versagensart lokaler Betonausbruch die FE-Berechnung den gemessenen Versuchswert um den Faktor 1,15 überschätzt. Hinsichtlich der Ankerkopfverschiebung zeigt die FE-Berechnung eine um den Faktor 2,2 zu große Verschiebung bei Höchstlast (vgl. Abb. 6-7 a). Betrachtet man die Geometrie der Ausbruchkörper in Abb. 6-7 b), kann man eine gute Übereinstimmung der FE-Simulation mit der Ausbruchgeometrie der Versuche erkennen. Insgesamt stellt das Ergebnis der FE-Berechnung eine brauchbare Abbildung der Versuchsergebnisse dar.

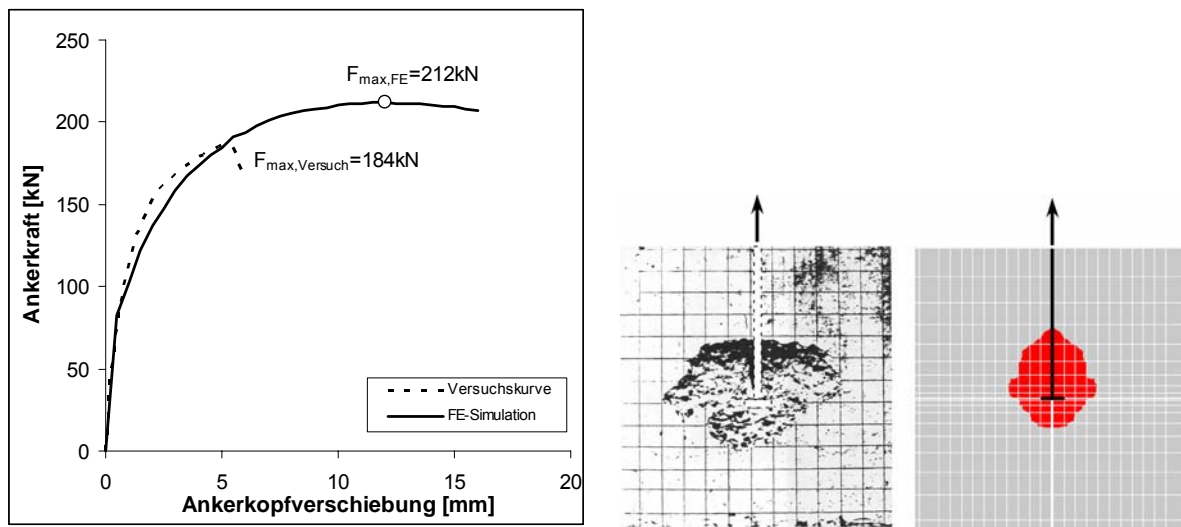


Abb. 6-7: a) Vergleich der Ankerkräfte über der Ankerkopfverschiebung eines Auszugversuchs am Bauteilrand mit der Versagensart lokaler Betonausbruch [Eligehausen und Furche, 1991] und der numerischen Simulation, b) Riss- bzw. Dehnungsbilder (rote Bereiche stellen Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11} > 0,01$  dar)

### 6.6.2 3 D-Elemente

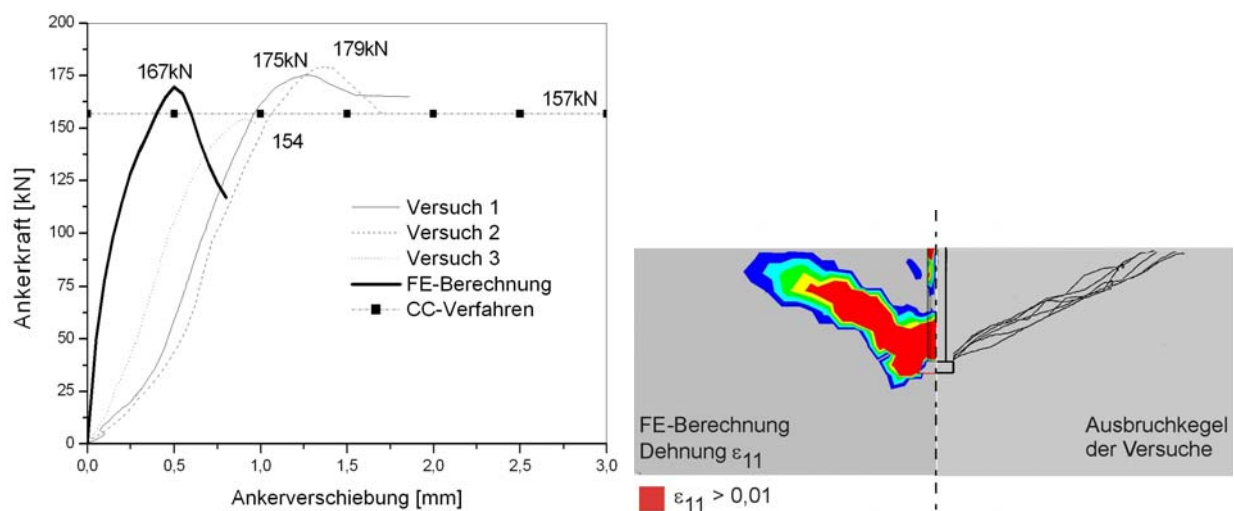
Mit zunehmender Rechnerleistung wird die Modellierung von Bewehrungselementen mittels 3-dimensionaler Stahlelemente möglich. Der Vorteil dieser Modellierung liegt darin, dass die Ankerköpfe von Kopfbolzen bzw. Ankerstäben realistisch abgebildet werden können. Stab- bzw. Mattenbewehrung wird jedoch auch weiterhin in der Regel mit 1-dimensionalen Stabelementen realisiert. Um bei diesen Elementen die Verbundeigenschaften zwischen Beton und Stahl realistisch abbilden zu können, wird von Lettow [2004] ein Verbundelement entwickelt. Dieses Verbundelement kam jedoch hier nicht zum Einsatz.

Um die Anwendbarkeit eines 3-dimensional modellierten Kopfbolzens bzw. Ankerstabes zu überprüfen, werden Auszugsversuche in der Fläche nachgerechnet. In Abb. 6-8 a) ist die Ankerkraft über der Ankerkopfverschiebung von 3 Versuchen, das Ergebnis der FE-Berechnung und die Ausbruchslast nach dem CC-Verfahren dargestellt. Die maßgebenden Parameter der Versuche sind Tab. 6-1 wiedergegeben.

$h_{ef}$	$d_s$	$d_k$	$c$	$\beta_w$
160mm	32mm	67mm	350mm	25,2MPa

Tab. 6-1: Geometrische und Werkstoffparameter der Versuche

Die Höchstlast der Versuche wird von der FE-Simulation gut abgebildet. Der Mittelwert der Versuche liegt bei  $F_{max,m} = 169,3kN$ . Die numerisch ermittelte Traglast beträgt  $F_{max,FE} = 167kN$ . Die Verschiebung bei Höchstlast wird gegenüber den Versuchswerten aber deutlich unterschätzt.



a)

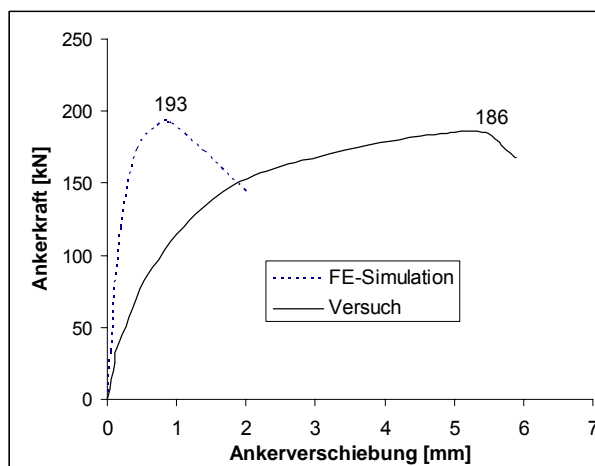
b)

Abb. 6-8: a) Ankerkraft über Ankerverschiebung von Auszugversuchen aus der Bauteilfläche und numerischer Simulation, b) Riss- bzw. Dehnungsbilder

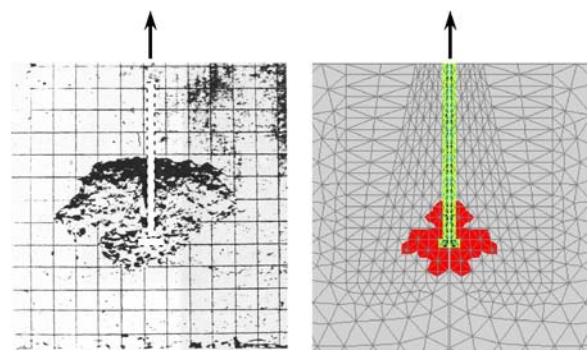
In Abb. 6-8 a) sind die Ausbruchkegel der Versuche und der FE-Simulation nebeneinander aufgetragen. Man kann erkennen, dass hier eine gute Übereinstimmung vorliegt.

Zur Überprüfung der Tauglichkeit von 3-dimensional modellierten Ankerstäben werden ebenfalls Vergleichsrechnungen zu Ausziehversuchen am Bauteilrand durchgeführt. Es zeigte

sich, dass die Berechnungen die Versagenslasten deutlich überschätzen. Bei den Versuchen kamen glatte Ankerstäbe zum Einsatz, d.h. es findet keine Kraftübertragung zwischen dem Schaft des Ankerstabes und dem umliegenden Beton in Belastungsrichtung statt. Da sich der Ankerstab aber während der Belastung zum freien Rand verbiegt, stützt sich der Schaft in diesem Bereich auf dem Beton ab. Es entstehen radiale Druckspannungen. Dies ist in der FE-Berechnung sehr schwer zu modellieren. Bei der Simulation von glatten Ankerstäben (Kopfbolzen) werden in der Regel nur die Köpfe modelliert und im Bereich des Schaftes eine Aussparung gelassen. Durch diese Art der Modellierung kommt es aber nicht zu der oben beschriebenen Abstützung des Ankerschafts auf den Beton. Wird eine Kontaktschicht zwischen den Ankerschaft und den umliegenden Beton generiert, so kann durch die Materialeigenschaft der Kontaktschicht das Tragverhalten beeinflusst werden. Es wird versucht, die Zug- und Schubtragfähigkeit stark zu reduzieren, während die Drucktragfähigkeit erhalten bleiben soll. Dies gelingt jedoch nicht perfekt, so dass meist eine nicht unerhebliche Zug- und Schubkraft übertragen werden kann. Für die hier dargestellte numerische Simulation wird eine eigens dafür kalibrierte Kontaktschicht verwendet. Um eine mit den Versuchen übereinstimmende Ankerkraft zu bekommen, werden die Ankerlasten aus dem Mittelwert der Elementspannungen des Ankers im Bereich des Ankerkopfes berechnet und mit den Versuchswerten verglichen. Die so berechnete Ankerkraft ist zusammen mit der korrespondierenden Versuchskurve in Abb. 6-9 a) über der Anker-verschiebung aufgetragen.



a)



b)

Abb. 6-9: a) Vergleich der Ankerkräfte über der Ankerkopfverschiebung eines Auszugversuchs am Bauteilrand mit der Versagensart lokaler Betonausbruch [Eligehausen und Furche, 1991] und der numerischen Simulation, b) Riss- bzw. Dehnungsbilder (rote Bereiche stellen Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11} > 0,01$  dar)



Es zeigt sich hier eine sehr gute Übereinstimmung der Traglasten. Die Verschiebung wird jedoch von der FE-Berechnung stark unterschätzt (Faktor 6).

Betrachtet man die seitliche Verschiebung der Betonoberfläche im Bereich des Kopfes, so ergibt sich bei der FE-Simulation eine Verschiebung von  $v_{3,FE} = 0,48\text{mm}$  und bei den Versuchen eine mittlere Verschiebung von  $v_{3,m,test} = 0,3\text{mm}$ . Insgesamt stimmt der Verlauf der seitlichen Verschiebung der Betonoberfläche nach numerischer Berechnung gut mit dem aus den Versuchen ermittelten Verlauf überein (Abb. 6-10).

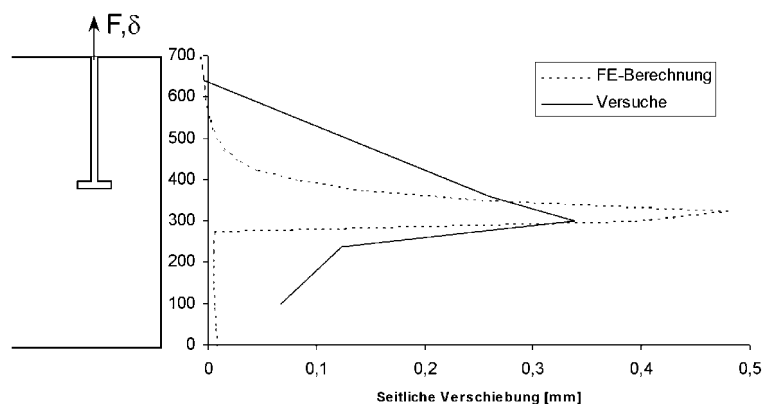


Abb. 6-10: Seitliche Verschiebung der Betonoberfläche bei verschiedenen Höhen (Versuchswerte aus [Eligehausen und Furche, 1991])

### 6.6.3 Vor- und Nachteile Tetraeder/Hexaederelemente

Zu Beginn der FE-Studien dieser Arbeit standen in dem FE-Code Masa nur eine 3-dimensionale Elementart, die Hexaeder-Elemente zur Verfügung. Diese 8-knotigen Elemente besitzen 8 Gauß-Punkte. Diese Gauß-Punkte liegen in einem definierten Abstand von den Ecken entfernt. In jedem dieser Gaußpunkte kann ein eigener Dehnungszustand vorliegen. Die Modellierung komplexer Geometrien ist mit Hexaeder-Elementen nur begrenzt möglich und die Rechenzeiten sind relativ hoch, da die Integration im Element über alle Gaußpunkte durchgeführt werden muss. Außerdem weisen Hexaeder-Netze in der Regel eine wesentlich höhere Knotenanzahl auf. Der Vorteil dieser Elementart ist, dass sich entlang der Elementkanten die 1-dimensionalen bar-Elemente für die Bewehrung gut modellieren lassen. Mit der Weiterentwicklung des Programms MASA wurde ein Tetraeder-Element entwickelt. Dieses besteht aus 4 Knoten und 4 Gaußpunkten, die alle denselben Dehnungszustand annehmen. Mit dieser Elementart lassen sich auch sehr komplizierte Strukturen automatisch

vernetzen und die Rechenzeiten sind wesentlich kürzer, da innerhalb eines Elementes nicht über 8, sondern nur noch über 4 Gaußpunkte integriert werden muss. Die Modellierung von Bewehrung ist bei dieser Elementart jedoch wesentlich aufwändiger und muss sorgfältig geplant werden. Die Genauigkeit der Berechnungen hinsichtlich der Dehnungen und der Steifigkeiten ist bei den beiden Elementarten unterschiedlich. So benötigt man für dieselbe Genauigkeit der Dehnungsverteilung einer belasteten Struktur wesentlich mehr Tetraeder-Elemente als Hexaeder-Elemente. Außerdem zeigen Strukturen, die mit Tetraeder-Elementen modelliert werden, eine deutlich höhere Steifigkeit.

#### 6.6.4 Kontaktschichten

In dieser Arbeit werden die Ankerstäbe zum größten Teil 3-dimensional modelliert. Um einen starren Verbund zwischen den Stahlelementen und den Betonelementen zu vermeiden, wird um die Ankerstäbe eine 1mm dicke Kontaktschicht generiert. Dieser Schicht wird entlang des Ankerschafts ein Materialdatensatz zugewiesen, der die Eigenschaften des Verbunds zwischen geripptem Bewehrungsstahl und dem umliegenden Beton simuliert. Dieser Materialdatensatz ist im Anhang angegeben. Die Materialeigenschaften werden an einem Hexaederelement mit der Kantenlänge von 1mm anhand einer Zug-, Schub- und Druckbelastung kalibriert und anhand einer Vergleichrechnung mit einem Übergreifungsstoß aus der Literatur validiert [Spieth, 2002]. Der Kontaktschicht im Bereich der Kopfaufstandsfläche (vgl. Abb. 6-11) wird ein Materialdatensatz zugeordnet, der mit dem des Betons identisch ist. Im Bereich der Seitenflächen und der Unterkopffläche der Kontaktschicht werden die Elemente gelöscht, so dass ein Spalt entsteht.

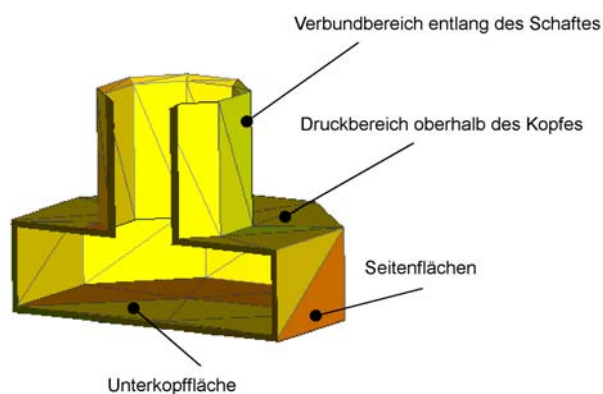


Abb. 6-11: Kontaktschicht um Ankerstäbe

## 6.6.5 Materialgesetze für Stahl

Ankerstäbe werden in den durchgeführten Studien mit 1- bzw. 3-dimensionalen Elementen und Bewehrungsstäbe ausschließlich mit 1-dimensionalen Elementen modelliert. Als Materialeigenschaften wird ein elasto-plastisches Materialgesetz angenommen. In den Studien, in denen ein Betonversagen erreicht werden sollte, wird ein elastisches Materialverhalten für die Ankerstäbe angenommen.

## 6.7 Einfluss der Ankerkopfgröße auf das Tragverhalten von Kopfbolzen in der Fläche

Verankerungen von Kopfbolzen mit ausreichend großem Randabstand und ausreichender Stahlfestigkeit versagen durch Bildung eines Ausbruchkegels. Rehm, Eligehausen, Mallée [1992] bzw. Eligehausen et al [1992] und Eligehausen, Fuchs und Mayer [1987] stellten eine Gleichung zur Bestimmung der Betonausbruchlast auf. Diese ist in Gleichung 6.1 angegeben

$$N_{u,c}^0 = 15,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \text{Gleichung 6.1}$$

mit  $h_{ef}$  = effektive Verankerungstiefe

$\beta_w$  = mittlere Würfeldruckfestigkeit an Würfel mit Kantenlänge 200mm

Demnach ist die Ausbruchlast abhängig von der Verankerungstiefe und der Betondruckfestigkeit. Ein Einfluss des Kopfdurchmessers ist dabei nicht erfasst. Betrachtet man die Gleichung für die Ausbruchlast nach ACI-Standard 349-85 (Gleichung 6.2), so geht in diese Gleichung der Kopfdurchmesser mit dem Verhältnis  $(1+d_k/h_{ef})$  ein.

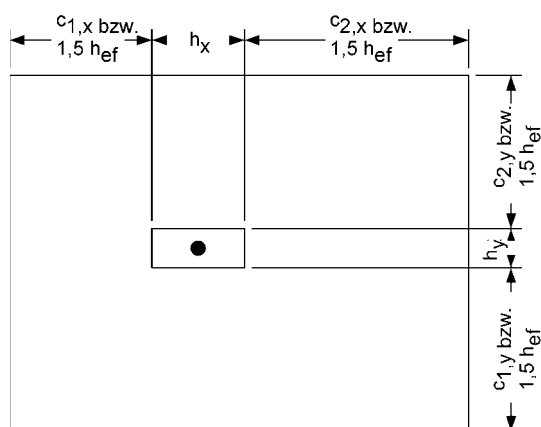
$$F_u = 0,96 \cdot \left(1 + \frac{d_k}{h_{ef}}\right) \cdot h_{ef}^2 \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \text{Gleichung 6.2}$$

In Gleichung 2 wird der Einfluss der Verankerungstiefe durch den quadratischen Ansatz überschätzt. Die Auswertung von Versuchen führte Bode und Hanenkamp [1985] zu folgenden Gleichung 6.3.

$$F_u = 11,0 \cdot \left(1 + \frac{d_k}{h_{ef}}\right) \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \text{Gleichung 3}$$

Nach dieser Gleichung steigt die Ausbruchlast proportional mit  $h_{ef}^{1,5}$  an. Dies wird mit dem Maßstabeffekts auf die Betonausbruchlast erklärt. Der Einfluss der Kopfgröße ist durch den Faktor  $d_k/h_{ef}$  erfasst. Da die Versuche mit dem Verhältnis  $d_k/h_{ef} = 0,35$  bis  $d_k/h_{ef} = 0,43$

durchgeführt wurden, ist dieser Ansatz nicht allgemein gültig, da gängige Ankerbolzen zur Zeit mit einem Verhältnis von Kopfdurchmesser zu Verankerungstiefe  $d_k/h_{ef} \approx 0,17$  bis  $d_k/h_{ef} \approx 0,29$  hergestellt werden. DeVries [DeVries, 1996] untersuchte 18 Versuchskörper mit Ankerstäben, die angeschweißte Ankerplatten als Köpfe besaßen. Dabei variierte er die Verankerungstiefe, die Geometrie der angeschweißten, rechteckigen Ankerplatten und die Lage der Ankerbolzen (Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke). DeVries führte eine numerische Regression durch und erhielt einen veränderten Vorfaktor  $k = 18,6$  anstatt  $k = 15,5$  in Gleichung 1. Durch diese Anpassung konnte eine bessere Übereinstimmung zwischen den Ausbruchlasten der Versuche und den Ausbruchlasten nach CC-Verfahren erzielt werden. DeVries schlägt weiter vor, die projizierte Fläche des Ausbruchkörpers  $A_{c,N}$  so zu bestimmen, dass die Kopfgeometrie berücksichtigt wird. Die Ermittlung von  $A_{c,N}$  kann Abb. 6-12 entnommen werden.



$$A_{c,n} = (3 \cdot h_{ef} + h_x) \cdot (3 \cdot h_{ef} + h_y)$$

für genügend große Randabstände

Abb. 6-12: Ermittlung der vorhandenen projizierten Fläche des Ausbruchkörpers  $A_{c,N}$  nach DeVries

Mit der Berücksichtigung der Kopfgröße und dem veränderten Vorfaktor  $k = 18,6$  erreicht DeVries eine sehr gute Übereinstimmung mit seinen Versuchen. Da DeVries aber eine Vielzahl von Parametern gleichzeitig verändert, wäre es wünschenswert, diese Ergebnisse in einer speziell auf die Kopfgröße abgestimmte Parameterstudie zu überprüfen.

Da es bisher keine Studie gibt, die den Einfluss des Kopfdurchmessers auf die Ausbruchlast für größere Kopfdurchmesser aufzeigt, wurde eine Finite Elemente Studie durchgeführt. In dieser Studie wird der Kopfdurchmesser zwischen  $d_k = 30\text{mm}$  und  $d_k = 100\text{mm}$  variiert. Die Verankerungstiefe beträgt  $h_{ef} = 223\text{mm}$  und der Schaftdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$ . Damit beträgt in der numerischen Simulation das Verhältnis  $d_k/h_{ef} = 0,13$  bis  $d_k/h_{ef} = 0,45$ . Die

geometrischen Verhältnisse und die Materialkennwerte sind in Abb. 6-13 wiedergegeben. Die Materialkennwerte für Beton entsprechen einem Beton der Güteklasse C20/25.

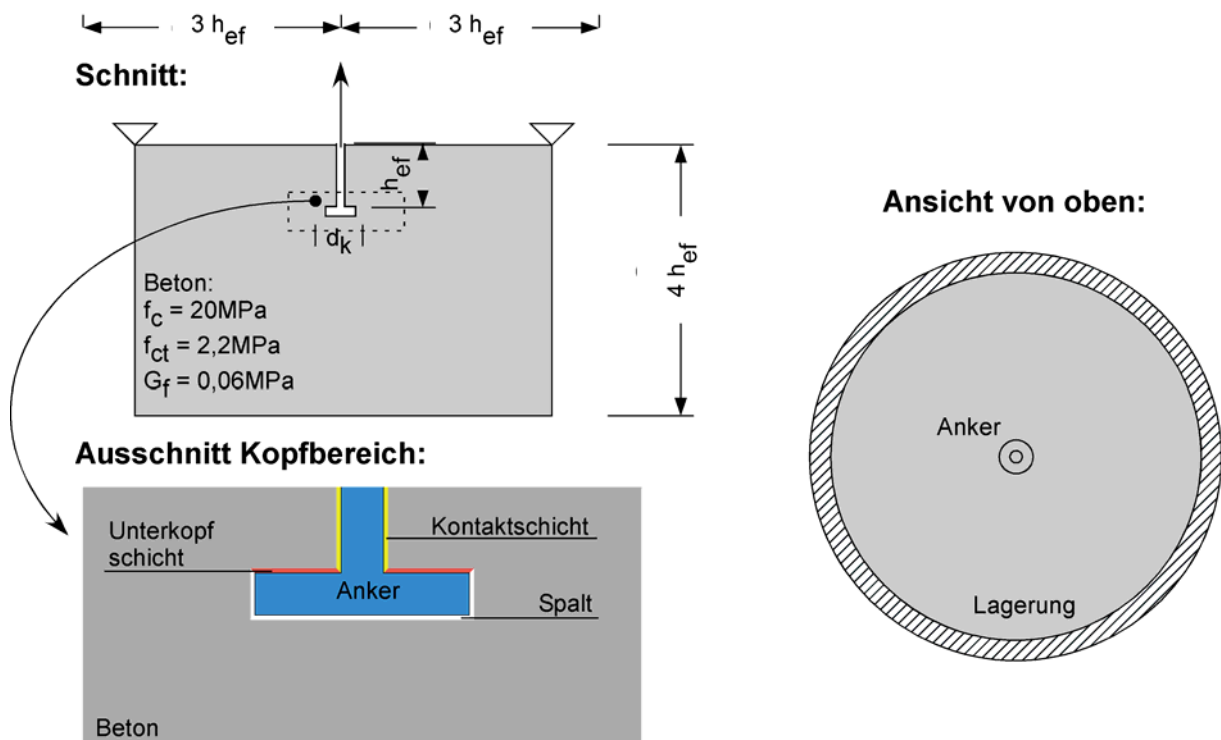


Abb. 6-13: Schematische Anordnung und Materialparameter der Parameterstudie Ankerkopfdurchmesser

Im Bereich des Kopfes ist das FE-Netz relativ fein aufgeteilt und wird zu den Rändern des Probekörpers hin vergrößert. Es wurde darauf geachtet, dass die Feinheit des FE-Netzes bei allen Modellen ungefähr gleich groß ist, um den Einfluss der Modellierung auf die Rissbildung zu reduzieren. Bei der numerischen Simulation wird die Belastung in Form von Verschiebungen auf den Ankerbolzen (vgl. Abb. 6-13) aufgebracht.

In Abb. 6-14 sind die Last-Verschiebungsdiagramme der FE-Studie aufgetragen. Die Verschiebungen sind am oberen Ende des Ankers ermittelt. Die Ausbruchslast nimmt mit größer werdendem Durchmesser  $d_k$  des Kopfes von  $F_{u,dk=30} = 214,7\text{kN}$  auf  $F_{u,dk=100} = 383,6\text{kN}$  zu. Dies bedeutet einen Anstieg um den Faktor 1,8. Im Vergleich zum CC-Verfahren liegen die Werte für kleine Köpfe unter und für große Köpfe über der Ausbruchslast nach der CC-Methode. Betrachtet man die Ankerverschiebung, so nimmt diese mit zunehmender Kopfgröße ab. Dies ist in Abb. 6-15 zu sehen.

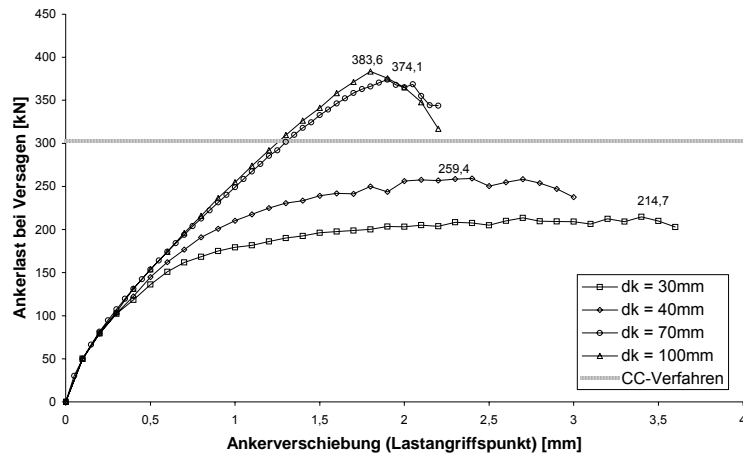


Abb. 6-14: Last-Verschiebungskurven der Auszugsversuche mit unterschiedlichem Kopfdurchmesser, konstanter Verankerungstiefe und Schaftdurchmesser

Mit abnehmender Kopfgröße nehmen die Verschiebungen bis zum Erreichen der Höchstlast zu und die Traglast ab. Die Versagensart ändert sich allmählich von Betonausbruch zu Herausziehen. Bleiben die Abmessungen des Bauteils konstant, kann sich die Versagensart von Betonausbruch zum Durchreißen des Bauteils ändern. Dieser Effekt wird auch anhand Abb. 6-16, der die Bruchlast a) bzw. die Bruchverschiebung b) über der auf Betondruckspannung bezogenen Pressung darstellt, deutlich.

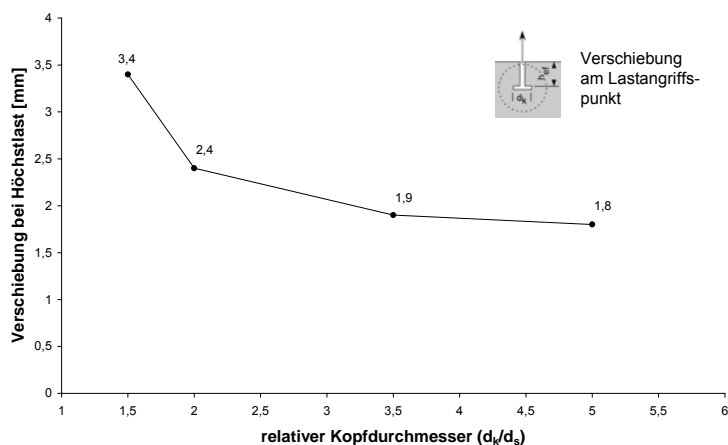


Abb. 6-15: Einfluss des relativen Kopfdurchmessers auf die Ankerschiebungen bei Höchstlast (gemessen am Lastangriffspunkt)

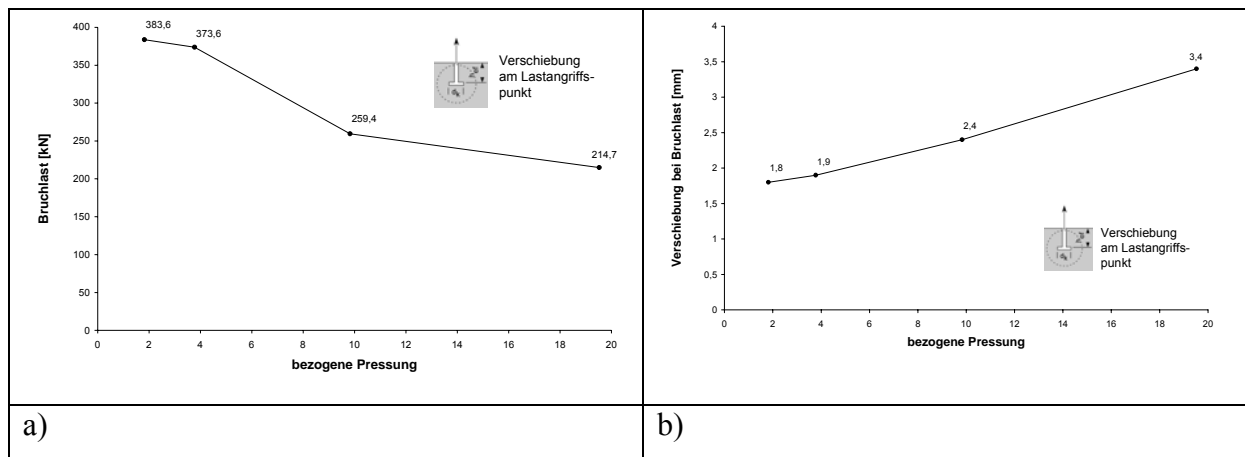


Abb. 6-16: Bruchlast a) bzw. Verschiebung bei Bruchlast b) über auf Betondruckspannung bezogener Pressung

In Abb. 6-17 und Abb. 6-18 sind die Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  der berechneten Auszugskörper für einen Kopfdurchmesser  $d_k = 30\text{mm}$  (links) und  $d_k = 100\text{mm}$  dargestellt. Die roten Bereiche stellen Dehnungen  $\varepsilon_{11} > 0,01$  dar. Die Rissbreiten liegen im Bereich von  $0,2 - 0,3\text{mm}$ . Die Bilder stellen nicht die Dehnungen bei Höchstlast, sondern im Bereich nach der Höchstlast dar. Damit wird die Darstellung des vollständigen Ausbruchkegels möglich.

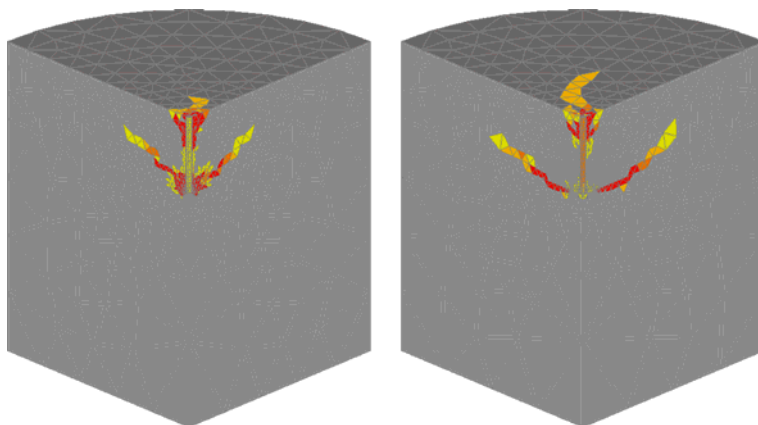


Abb. 6-17: Rissbildung in Auszugskörpern mit  $d_k = 30\text{mm}$  (links) und  $d_k = 100\text{mm}$  (rechts) (Isometrische Ansicht auf Viertelsymmetrie)

Für kleine Kopfgrößen ist die Pressung unter der Aufstandsfläche der Köpfe sehr groß und der umliegende Beton wird plastisch verformt (rote Bereiche über dem Kopf). Für  $d_k = 30\text{mm}$  beträgt die Pressung  $p = 19,5 f_{cm}$ . Aus diesem plastifizierten Bereich heraus verläuft der Riss in einem Winkel von ca.  $29^\circ$  (gemessen vom äußersten Punkt des Kopfes bis zur Risspitze). Nimmt die Kopfgröße zu, so nimmt die Pressung deutlich ab. Bei einer Kopfgröße von

$d_k = 100\text{mm}$  beträgt die Pressung gerade noch das 1,8-Fache der Druckfestigkeit  $f_{cm}$ . Der Riss breitet sich in diesem Falle direkt vom äußeren Rand des Kopfes unter einem Winkel von ca.  $10,5^\circ$  aus. In allen untersuchten Probekörpern bildet sich ein kleiner Ausbruchkegel im oberen Drittel der Verankerungstiefe. Dieser wird durch die allmähliche Lasteinleitung der Kraft in den Beton über den Verbund entlang des Ankers verursacht. Durch den größeren Schlupf der Anker bei kleineren Köpfen nimmt die Verbundfestigkeit entlang des gerippten Stabes durch die Zerstörung der Kontaktschicht stärker ab als bei großen Köpfen. Dies kann ebenfalls Abb. 6-18 entnommen werden.

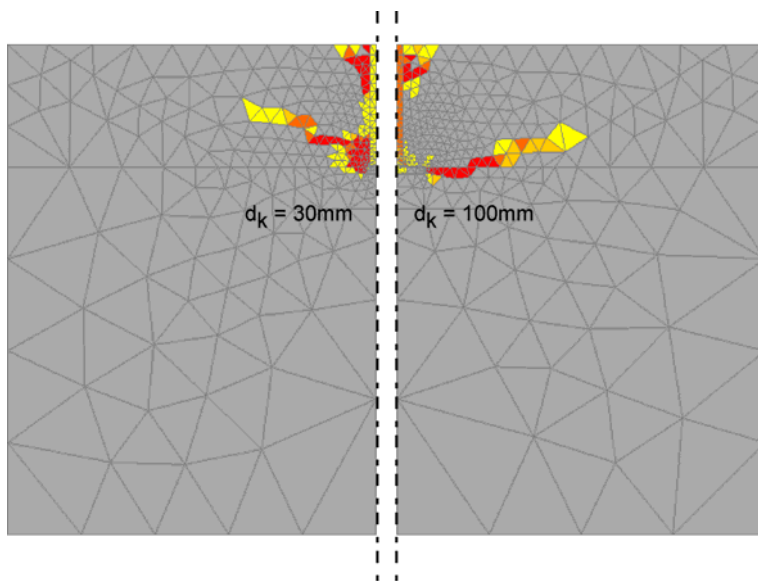


Abb. 6-18: Rissbildung in Auszugskörpern mit  $d_k = 30\text{mm}$  (links) und  $d_k = 100\text{mm}$  (rechts)

Bezieht man nun die Ausbruchlasten der FE-Berechnung auf die Ausbruchlasten nach dem CC-Verfahren und trägt diese über dem Verhältnis von Kopf- zu Schaftdurchmesser auf, so erhält man den in Abb. 6-19 dargestellten Graphen. Neben den Wertepaaren der FE-Berechnungen sind noch die auf die Ausbruchlast nach ACI 349-85 bzw. nach Bode und Hanenkamp bezogenen Werte aufgetragen. Es zeigt sich, dass die FE-Berechnungen sehr gut mit den Ergebnissen nach ACI 349-85 für große relative Kopfdurchmesser übereinstimmen. In diesem Bereich unterschätzen sowohl das CC-Verfahren als auch die von Bode und Hanenkamp angegebene Formel die tatsächliche Ausbruchlast. Für sehr kleine Köpfe überschätzen alle Ansätze die Tragfähigkeit.



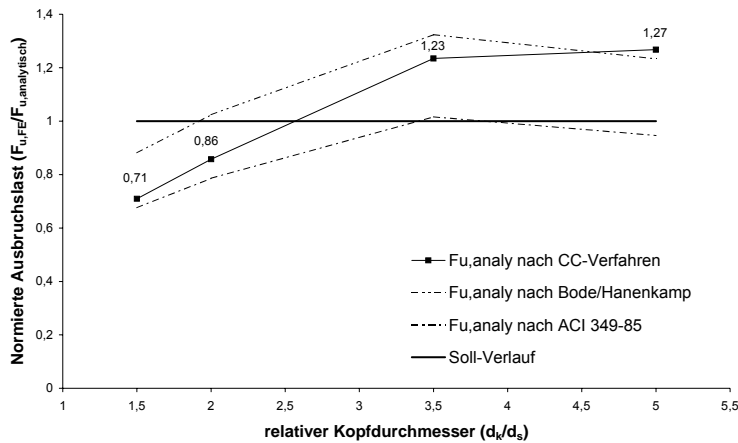


Abb. 6-19: Auf verschiedene analytisch ermittelte Ausbruchlasten normierte Höchstlast der FE-Berechnung über dem auf Schaftdurchmesser bezogenen Kopfdurchmesser

Wie oben schon ausgeführt, führte DeVries Auszugsversuche an 21 Versuchskörpern zur Ermittlung einer Gleichung für die Betonausbruchlast durch. In Abb. 6-20 ist die normierte Ausbruchlast für das CC-Verfahren, der neue Vorfaktor  $k = 18,6$  und die modifizierte Bruchflächenberechnung über dem relativen Kopfdurchmesser aufgetragen. Deutlich ist zu erkennen, dass eine sehr gute Übereinstimmung für den Bereich großer Kopfdurchmesser vorliegt. Für kleine Köpfe wird die Tragfähigkeit überschätzt.

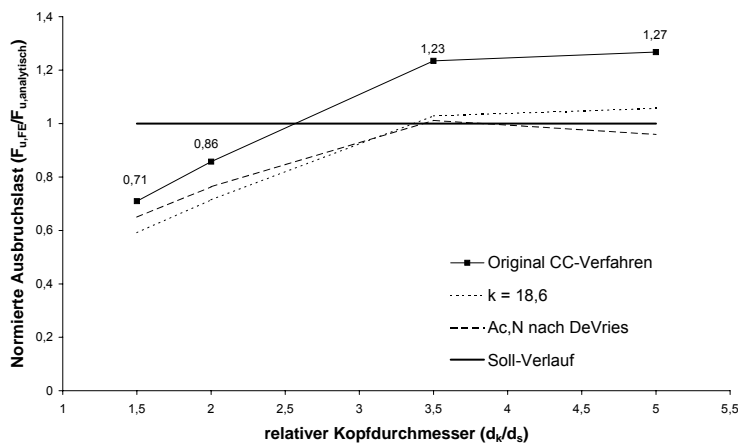


Abb. 6-20: Auf die von DeVries analytische ermittelte Ausbruchlasten normierte Höchstlast der FE-Berechnung über dem auf Schaftdurchmesser bezogenen Kopfdurchmesser

## 6.8 Kalibrierung der elastischen Bettung

Bei der numerischen Simulation von Stütze-Fundament-Verbindungen in Kapitel 9 kommt eine elastische Bettung zum Einsatz. Diese elastische Bettung wird durch eine 50mm starke Kontaktschicht unter dem Fundament modelliert. Die Kontaktschicht ist über gemeinsame Knoten fest mit dem Beton verbunden, Es kann in diesem Bereich nicht zu einer Relativverschiebung kommen (keine klaffende Fuge). Die Kontaktschicht ist in vertikaler Richtung am unteren Rand gehalten. Um den Einfluss der Steifigkeit des Untergrundes zu untersuchen, kommen zwei unterschiedliche Materialdatensätze zum Einsatz. Für einen weichen Untergrund (Lehmboden) wird eine Bettungsziffer von  $c = 0,02\text{N/mm}^3$  und für einen steifen Boden eine Bettungsziffer von  $0,25\text{N/mm}^3$  (Kies) angenommen [Ramm, 1993]. Die Kontaktschicht wird anhand einer FE-Berechnung eines elastisch gebetteten Balkens kalibriert. Dazu wird für beide Materialien die Fundamentlänge ermittelt, für die das Fundament als unendlich langer, elastisch gebetteter Balken gelten kann. Der so dimensionierte Balken wird als FE-Modell abgebildet und durch eine Einheitsverschiebung von  $z = 10\text{mm}$  vertikal belastet. Die entstehende Reaktionskraft wird in die Gleichungen für den elastisch gebetteten Balken eingesetzt. Daraus ergibt sich eine Vertikalverschiebung. Diese wird mit der Einheitsverschiebung verglichen. Durch eine Veränderung der Materialeingabeparameter wird die Differenz zwischen Einheitsverschiebung und Verschiebung nach analytischer Berechnung minimiert. Der so gefundene Materialdatensatz wird für die Berechnung der Stütze-Fundament-Verbindung eingesetzt. Dieser iterative Prozess wird sowohl für den weichen als auch den steifen Untergrund separat durchgeführt. Die Materialdatensätze sind im Anhang wiedergegeben.

## 7 Rahmenecken unter negativem Moment

### 7.1 Numerische Untersuchungen

#### 7.1.1 Studie 1

##### 7.1.1.1 Ausgangssystem

Die ersten numerischen Untersuchungen an Rahmenecken werden an einem Kragträgersystem mit einer Einzellast durchgeführt. Als Betonelemente werden Hexaederelemente und für die Ankerstäbe 1-dimensionale bar-Elemente verwendet. Die Elemente der Ankerstäbe sind direkt mit den Betonelementen über gemeinsame Knoten verbunden. Die Köpfe der Ankerstäbe werden als sich kreuzende bar-Elemente modelliert. Das statische System für die Berechnung, die verwendeten Materialparameter und die Darstellung der verschiedenen Bewehrungsanordnungen finden sich in Abb. 7-1. Bei den Ankerstäben handelt es sich um 2 Ankerstäbe mit  $d_s = 35\text{mm}$ . Dieser relativ große Durchmesser wurde gewählt, um mit nur 2 Ankerstäben einen hohen Bewehrungsgrad (ca. 2%) zu erreichen. Im Rahmen einer Parameterstudie wird untersucht, welcher Unterschied im Tragverhalten vorliegt, wenn man eine solche Rahmenecke mit sich überkreuzenden Abb. 7-1 1) bzw. sich nicht überkreuzenden Ankerstäben 3) bewehrt. Zum Vergleich wird die Rahmenecke einmal nur mit geraden Stabenden ohne Kopf 2) und einmal ohne eine Bewehrung 4) berechnet. Zunächst wurde bei den Berechnungen auf eine Querbewehrung verzichtet, um das Prinzip der Lastabtragung ohne den Einfluss der Querbewehrung beobachten zu können. Bei der Modellierung und Berechnung wurde die Querschnittssymmetrie ausgenutzt.

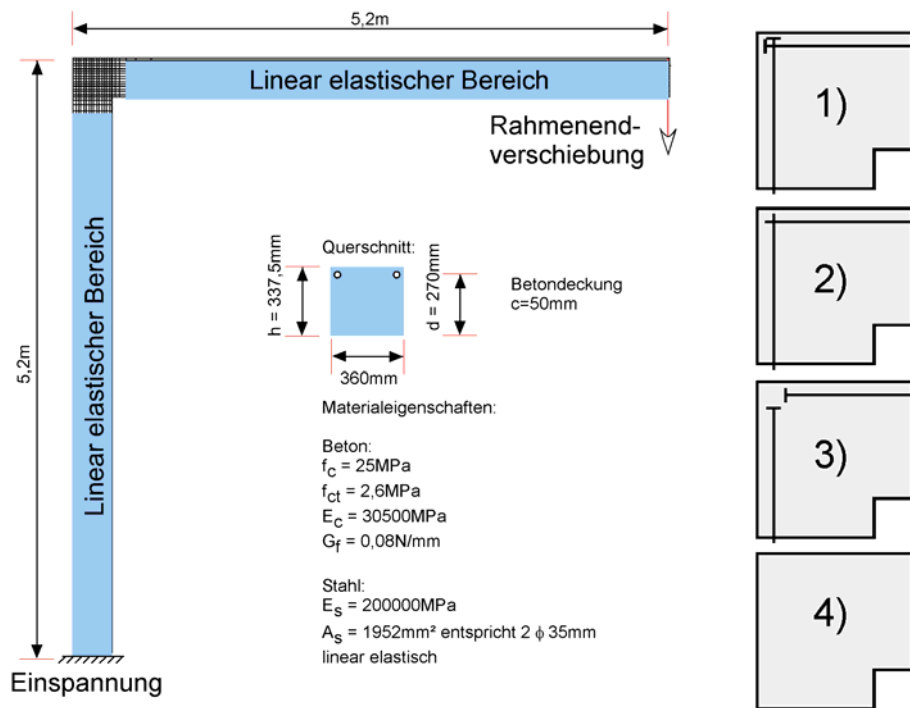


Abb. 7-1 Statisches System, Materialparameter FE-Studie Rahmenecke und Darstellung der verschiedenen Bewehrungsanordnungen

In Abb. 7-2 sind die Biegemomente im Riegel im Stützenanschnitt über der vertikalen Rahmenverschiebung der verschiedenen Systeme aufgetragen. Zusätzlich ist das Rissmoment am Anschnitt, das Diagonalrissmoment und das Fließmoment der Bewehrung am Anschnitt angegeben.

Die Zugspannung des Betons in der Rahmendiagonalen kann nach Stroband und Kolpa [1983] wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_c = \frac{F_s}{h \cdot b} \leq f_{cd} \quad \text{Gleichung 7.1}$$

Daraus ergibt sich eine Diagonalrisslast bzw. ein Diagonalrissmoment von:

$$F_s = f_{ct} \cdot h \cdot b \quad \text{Gleichung 7.2}$$

$$M_{cr} = f_{ct} \cdot h \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \quad \text{Gleichung 7.3}$$

- mit:
- $f_{ct}$  = mittlere Zugfestigkeit des Betons
  - $b$  = Querschnittsbreite
  - $h$  = Querschnittshöhe
  - $d$  = Nutzhöhe des Querschnitts

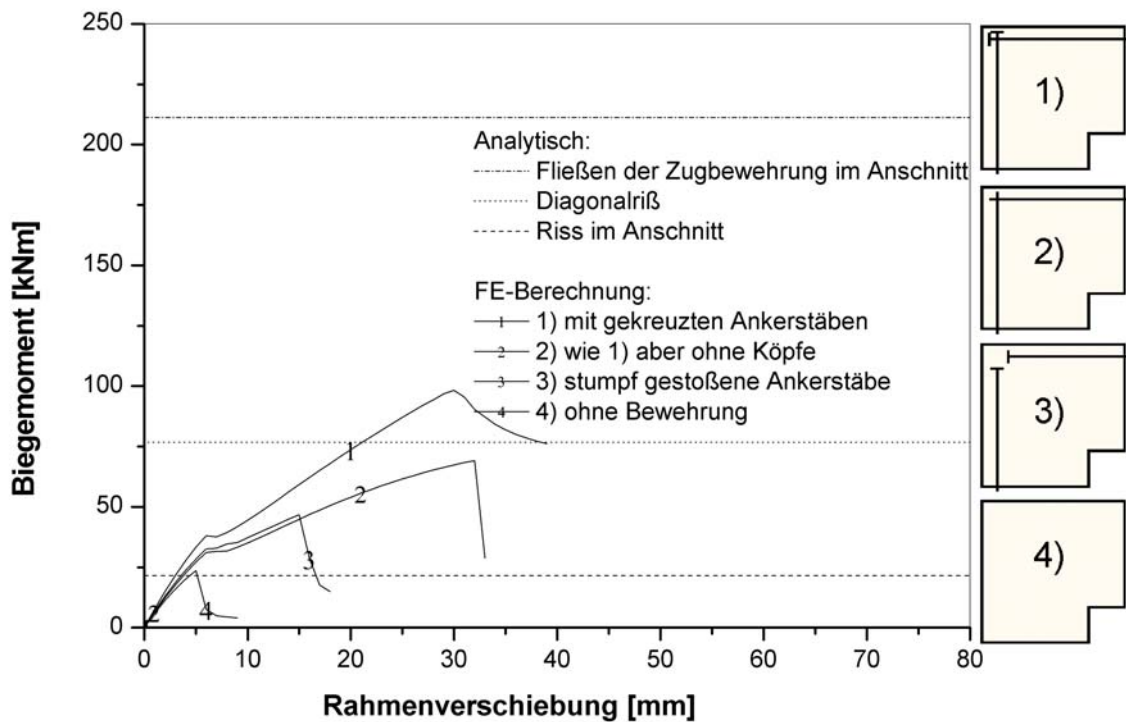


Abb. 7-2: Biegemoment im Riegel am Stützenanschnitt über der vertikalen Rahmenverschiebung (vgl. Abb. 7-1) der untersuchten Systeme

Abb. 7-3 zeigt die Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  bei Höchstlast.

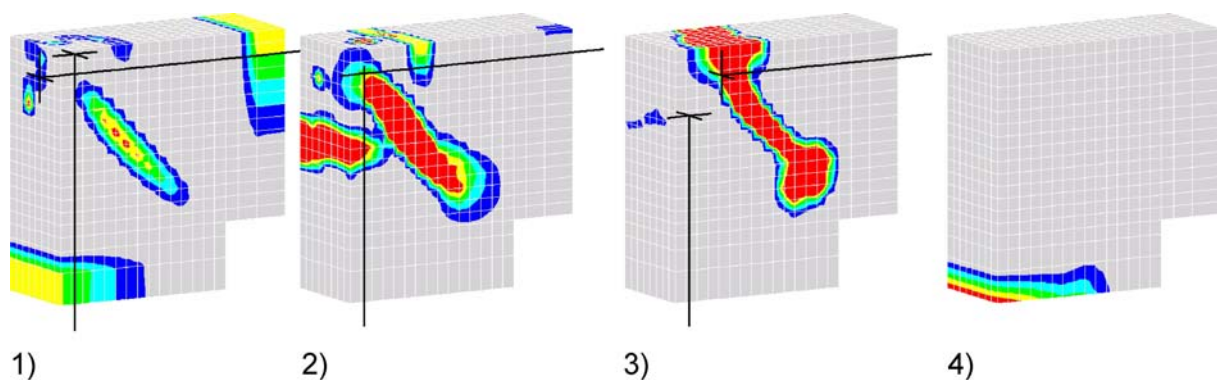


Abb. 7-3: Darstellung der Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  bei Höchstlast (rote Bereiche stellen eine Dehnung  $>0,01$  dar)

Das größte Biegemoment kann von der Rahmenecke mit gekreuzten Ankerstäben aufgenommen werden. Es bilden sich zunächst zwei Biegerisse an den Stützen- bzw.

Riegelanschnitten. Das Versagen tritt in diesem Fall durch einen Diagonalriss auf. Das maximale Biegemoment beträgt dabei  $M_u = 98 \text{ kNm}$ . Dieser Diagonalriss öffnet sich ungefähr in der Mitte der Knotendiagonalen, am Ort der maximalen Zugspannung. Die Spannung in der Riegelzugbewehrung im Bereich des Ankerkopfes beträgt bei Höchstlast  $70 \text{ MPa}$  und am Anschnitt  $165 \text{ MPa}$ . Werden die Ankerköpfe bei der Berechnung weggelassen, so kommt es zunächst ebenfalls zu Biegerissen an den Anschnitten. Das Versagen stellt sich auch durch einen diagonalen Riss bei einem Biegemoment von  $M_u = 69 \text{ kNm}$  ein. Die Spannung in der Riegelzugbewehrung am stumpfen Ende des Stabes beträgt bei Höchstlast  $11 \text{ MPa}$  und am Anschnitt  $121 \text{ MPa}$ . Werden die Ankerköpfe so modelliert, dass sie sich nicht überkreuzen, wird das Versagen durch einen Riss, der von dem Ankerkopf der Riegelzugbewehrung ausgeht, ausgelöst. Die Spannung in der Riegelzugbewehrung im Bereich des Ankerkopfes beträgt bei Höchstlast  $37 \text{ MPa}$  und am Anschnitt  $72 \text{ MPa}$ . Das maximale Biegemoment beträgt dabei  $M_u = 47 \text{ kNm}$ . Berechnet man das System ohne Biegebewehrung und ohne Ankerstäbe, so stellt sich ein Biegeriss in der Stütze auf der Höhe des Riegelanschnittes ein. Das Biegemoment beträgt dabei  $M_u = 24 \text{ kNm}$  und wird von der analytisch berechneten Risslast  $M_{cr} = 22 \text{ kNm}$  gut abgeschätzt.

In Gleichung 7.6 wird der Hebelarm mit  $0,9 \cdot d$  ( $0,9 \times$  statische Nutzhöhe) abgeschätzt. Es zeigt sich, dass dieser Ansatz das Rissmoment des Diagonalrisses wie in Kurve 2 in Abb. 7-2 dargestellt gut widerspiegelt. Bei der Rissbildung des Systems 3 mit den stumpf gestoßenen Ankerstäben bildet sich der Riss im Bereich des Ankerkopfes der Riegelzugbewehrung am freien Rand der Riegeloberseite. Daher fällt das maximale Biegemoment dieses Systems deutlich niedriger aus. Der Grund, warum die Diagonalrisslast des Systems 1 mit überkreuzten Ankerstäben höher liegt als bei den Systemen mit geraden Stäben ohne Ankerkopf bzw. mit stumpf gestoßenen Ankerstäben, liegt daran, dass ein Großteil der zu übertragenden Zugkraft über die sich kreuzenden Ankerstäbe übertragen wird. Das Modell für diese Lastabtragung ist in Abb. 7-33 dargestellt.

Für dieses Modell der Lastabtragung geben Stroband und Kolpa ebenfalls eine analytische Gleichung zur Berechnung der Diagonalrisskraft bzw. des Diagonalrissmoments an. Diese beträgt:

$$F_s = \frac{f_{ct} \cdot h \cdot b}{0,73} \quad \text{Gleichung 7.4}$$

$$M_{cr} = f_{ct} \cdot h \cdot b \cdot 0,9 \cdot d = 105 \text{ kNm} \quad \text{Gleichung 7.5}$$

Vergleicht man das Versagemoment des Systems mit überkreuzten Ankerstäben ( $M_{u, \text{System1}} = 98 \text{ kNm}$ ) mit dem analytisch ermittelten Diagonalrissmoment  $M_{u, \text{cr}, a} = 105 \text{ kNm}$ ), so kann man eine sehr gute Übereinstimmung feststellen.

In Abb. 7-2 ist außerdem das analytisch berechnete Fließmoment ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ) der Biegezugbewehrung im Anschnitt angegeben. Es zeigt sich deutlich, dass keines der Systeme in der Lage ist, das Bemessungsmoment abzutragen. Der Grund dafür ist in der fehlenden Bewehrung zu suchen, die den auftretenden Diagonalriss stabilisiert. Auch bei dem System mit überkreuzenden Ankerstäben kann der Rissfortschritt nicht aufgehalten werden.

### 7.1.1.2 Erforderliche Querbewehrung

Im zweiten Teil dieser Untersuchung wird ermittelt, ob es möglich ist, die Traglast des Systems mit stumpf gestoßenen Ankerstäben (vgl. Abb. 7-2 3) durch eine Querbewehrung im Knotenbereich so zu steigern, dass es zum Fließen der Biegezugbewehrung am Knotenanschnitt kommt, da dies das Bemessungskriterium darstellt. Für die Berechnungen wird eine Querbewehrung modelliert, die aus 1-dimensionalen Stabelementen besteht. Das statische System und die Anordnung der Querbewehrung sind in Abb. 7-4 zu sehen.

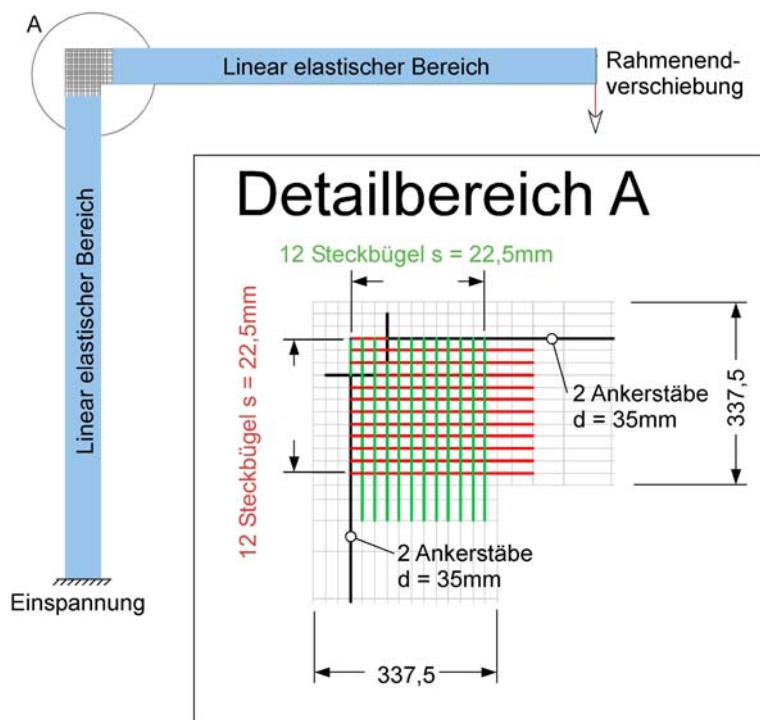


Abb. 7-4: Statisches System und Anordnung der Querbewehrung

Der Abstand der Querbewehrung beträgt in diesem Falle 22,5mm. Der gewählte Bügelabstand ist für die praktische Anwendung viel zu gering, dient hier jedoch dazu, um eine stabile Simulation zu gewährleisten. Der Durchmesser der Querbewehrung wird zwischen  $d_{Bü} = 10\text{mm}$  und  $20\text{mm}$  variiert. Das Ergebnis der Studie ist in Abb. 7-5 wiedergegeben. Neben den Kurven für die Variation der Querbewehrung sind die Kurven des Systems mit gekreuzten Ankerstäben und mit stumpf gestoßenen Ankerstäben ohne Querbewehrung abgebildet. Das System mit stumpf gestoßenen Ankerstäben weist dabei die geringste Traglast auf. Im Vergleich dazu zeigt das System mit gekreuzten Ankerstäben ohne Querbewehrung eine deutlich höhere Traglast. Wird bei dem System mit stumpf gestoßenen Ankerstäben eine Bügelbewehrung eingelegt, liegt die Traglast sofort über der Traglast des Systems mit gekreuzten Ankerstäben (vgl. dazu Kurve 1 mit der mit Kreuz gekennzeichneten Kurve).

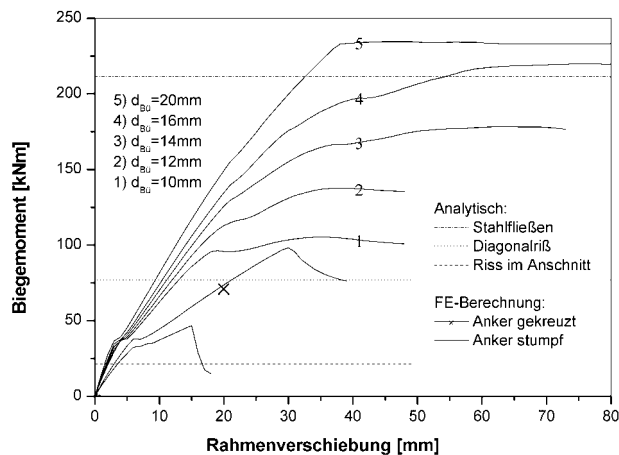


Abb. 7-5: Biegemoment über Rahmenendverschiebung der Systeme mit variiertem Querbewehrungsgrad

Es zeigt sich, dass mit ansteigendem Querbewehrungsgrad die Diagonalrissbildung zunehmend stabilisiert werden kann und es zu einem Fließen der Riegellängsbewehrung im Stützenanschnitt kommt (Kurve 4 und 5). Die Summe der Stahlfläche der Bügel in horizontaler Richtung beträgt jedoch in diesem Falle bereits  $4824\text{mm}^2$ , während die Stahlquerschnittsfläche der Biegebewehrung  $A_s = 1952\text{mm}^2$  beträgt. Die Kurven 4 und 5 liegen über dem rechnerischen Fließmoment, da die Horizontalbügel bis in den Riegel hinein reichen und damit den Riegelbiegebewehrungsgrad erhöhen. Dies ist bei der Berechnung des Fließmoments nicht berücksichtigt. Betrachtet man die Rissbildung anhand der Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  in Abb. 7-6, verkleinert sich mit zunehmendem Querbewehrungsgrad



der Diagonalriss und es entstehen weitere Biegerisse. Mit einem Bewehrungsdurchmesser  $d_{B\ddot{u}} = 20\text{mm}$  kommt es zu keiner nennenswerten Rissbildung innerhalb des Rahmenknotens.

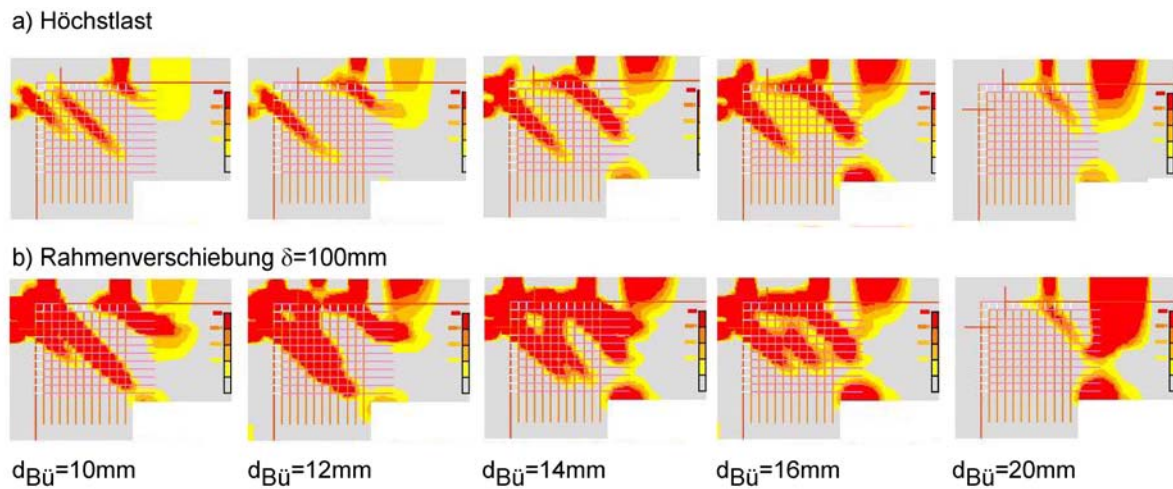


Abb. 7-6: Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  der Systeme mit variiertem Querbewehrungsgrad (Detailbereich A) a) bei Höchstlast, b) im abfallenden Ast der Last-Verformungskurve (Rahmenverschiebung  $\delta = 100\text{mm}$ )

Die numerischen Berechnungen zeigen somit, dass mit einer Bügelbewehrung die Traglast der Rahmenecken bis zum Fließen der Biegezugbewehrung gesteigert werden kann. Dazu ist aber ein nicht praxisgerechter und unwirtschaftlicher Querbewehrungsgrad notwendig. Die weiteren Untersuchungen beschränken sich auf Systeme mit gekreuzten Ankerstäben.

## 7.1.2 Numerische Untersuchungen am Versuchskörpersystem

### 7.1.2.1 Allgemeines

Für die Durchführung von Versuchen wurde ein auf die Versuchseinrichtung des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen abgestimmter Probekörper entwickelt. Dieser Versuchskörper besteht nur aus dem Rahmenknoten ohne Rahmenriegel und Rahmenstiel. Die Druckzone wird durch Lagerplatten ersetzt, die nur Druckkräfte aufnehmen können. Die Riegel- und Stützenbewehrung ragt dabei aus dem Versuchskörper heraus. In Abb. 7-7 a ist ein Rahmentragwerk und der daraus abgeleitete Versuchskörper dargestellt. Abb. 7-7 b) zeigt den daraus resultierenden Versuchsstand.

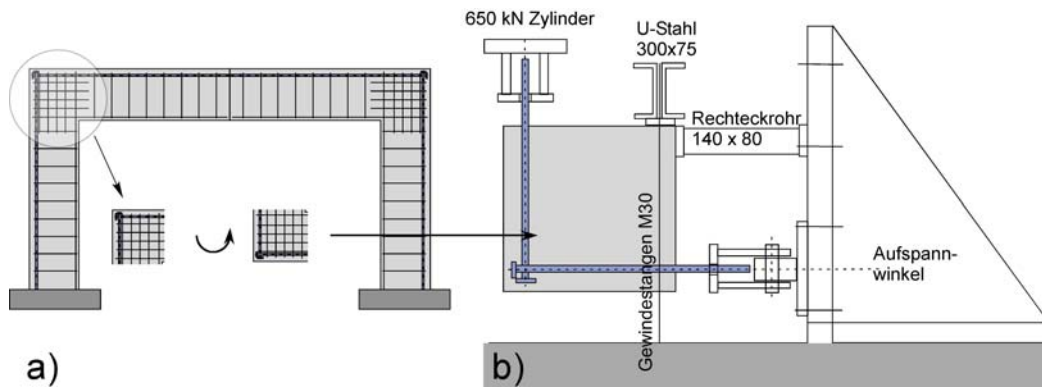
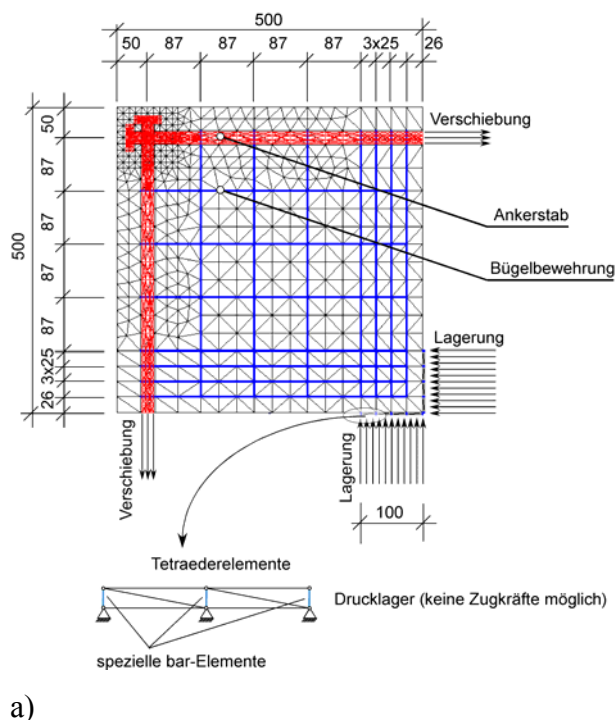


Abb. 7-7: Rahmentragwerk und Ableitung des Versuchskörpers (a), Skizze des Versuchsstands (b)

Dieser vereinfachte Versuchskörper wurde so genau wie möglich als FE-Modell abgebildet. Dabei kamen für den Beton und die Ankerstäbe sowie für die Lagerplatten Tetraederelemente zum Einsatz. Die Bügelbewehrung wurde mit 1-dimensionalen bar-Elementen abgebildet. Da die Lagerung im Versuch nur Druckkräfte zulässt, wurde für die Umsetzung in ein FE-Modell eine Kombination aus Tetraederelementen mit einer minimalen Steifigkeit und speziellen bar-Elementen verwendet. Diese bar-Elemente können nur Druckkräfte aber keine Zugkräfte aufnehmen. Das FE-Modell sowie Angaben zur Geometrie sind in Abb. 7-8 a) abgebildet. Angaben zum Material und Bewehrung sind in Abb. 7-8 b) wiedergegeben.



Abmessungen 500 x 500 x 240 [mm]

Beton:

$$E_c = 30.000 \text{ MPa}$$

$$f_c = 24,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = 2,0 \text{ MPa}$$

Stahl:

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2\Phi 20 = 628 \text{ mm}^2$$

$$\text{Bügel: } \Phi 6/87 \text{ mm}$$

$$\text{Biegebewehrungsgrad } \rho = A_s/b \cdot d = 0,6\%$$

$$\text{Bügelbewehrungsgrad } \rho = 650 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Lagerplatten; } 100 \times 240 \text{ [mm]}$$

a)

b)

Abb. 7-8: a) FE-Modell und Geometrie mit Darstellung des Drucklagers, b) Angaben zu Materialparameter und Bewehrung

Im Rahmen dieser numerischen Studie wurde nur ein Versuchskörper vorab berechnet. Im Zuge von Parameterstudien wurde der Einfluss des Verbundes der Riegelzugbewehrung, der Anordnung der Ankerstäbe und des Biegebewehrungsgrades untersucht.

### 7.1.2.2 Vorausberechnung der Versuchskörper

Die Belastung des in Abb. 7-8 gezeigten Probekörpers erfolgte durch eine Verschiebung der Ankerstäbe bis über die Höchstlast hinaus. In Abb. 7-9 sind die Last-Verschiebungskurve und die Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  (Rissbild) der numerischen Simulation aufgetragen.

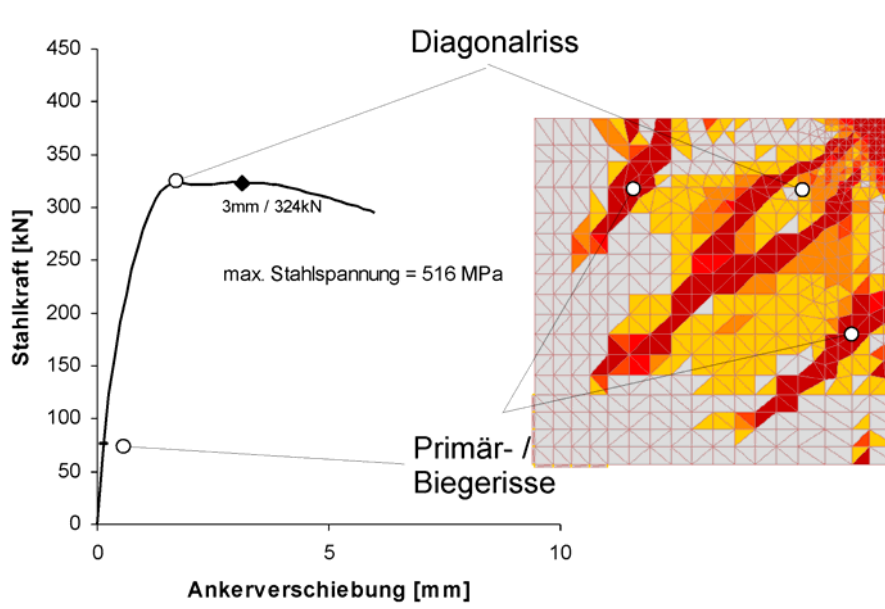


Abb. 7-9: Last-Verformungskurve und Rissbild der numerischer Simulation der Versuchskörper V2.1.X und Rissbild (Hauptzugspannungen  $\varepsilon_{11}$  nach Erreichen der Höchstlast, rote Bereiche  $\varepsilon_{11} \geq 5\text{‰}$ )

In der numerischen Simulation kommt es zunächst zum Entstehen von Biegerissen (Primärrisse). Diese entstehen im Abstand von ca. 200mm von der Lasteinleitung entfernt. Die Kräfte in den Ankerstäben werden über die Verbundwirkung in den umliegenden Beton eingeleitet, bis die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird und die beiden Biegerisse auftreten. Mit zunehmender Belastung öffnen sich diese Risse und dringen in Richtung Auflagerplatten vor. Im weiteren Verlauf der Belastung kommt es zu einem Diagonalriss, dessen Anfang ca. im ersten Drittel der Knotendiagonalen liegt und sich nach beiden Seiten entlang der Knotendiagonalen ausbreitet. In Abb. 7-10 sind die Spannungen in den horizontalen und den

vertikalen Bügeln dargestellt. Es zeigt sich, dass in den gerissenen Bereichen die Streckgrenze der Bügel erreicht wird. Der Grund dafür ist, dass die Ankerkraft nicht ausschließlich von Ankerkopf zu Ankerkopf übertragen werden kann, sondern ein erheblicher Anteil über den Beton und damit auch über die Bügelbewehrung übertragen wird.

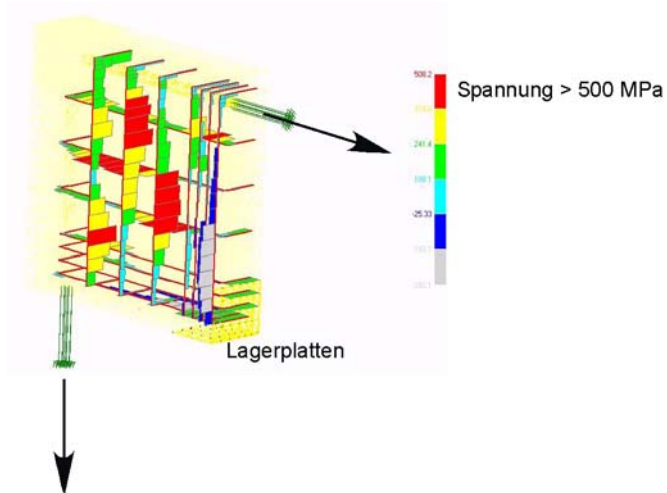


Abb. 7-10: Spannungen in den horizontalen und vertikalen Bügeln bei Erreichen der Höchstlast

Die Traglast des Systems wird bei 324kN erreicht. Die Spannung in den Ankerstäben am freien Stabende beträgt dabei  $\sigma_s = 516\text{MPa}$ . Nach altem Sicherheitskonzept beträgt der Sicherheitsbeiwert  $S_{\text{alt}} = 516\text{MPa}/305\text{MPa} = 1,7$  und ist somit kleiner als die geforderte Sicherheit von 2,1. Nach neuem Sicherheitskonzept beträgt die Sicherheit  $S_{\text{neu}} = 516\text{MPa}/435\text{MPa} = 1,2$  und liegt damit ebenfalls unter dem geforderten Sicherheitswert von 1,3.

### 7.1.2.3 Einfluss des Verbundes am Ankerschaft

Die numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass sich die Spannung in den Ankern im Bereich der Rahmenecke in Richtung Ankerkopf reduziert. Dies liegt an der allmählichen Krafteinleitung der Stahlzugkräfte über die Rippen in den Beton. Dies führt in den Versuchen und auch in der numerischen Simulation zu einer Betonzugbelastung und zu Biege- bzw. Primärrissen (vgl. Abb. 7-9). Die Primärrisse reichen bis weit in die Betondruckzone hinein und führen zu einer großflächigen Zerstörung des Betons. Da es Ankerstäbe auch mit glattem Schaft gibt und die experimentellen Versuche mit relativ stark profilierten Stäben durchgeführt werden (bezogene Rippenfläche  $f_R \approx 0,08 > f_{R,0,05} = 0,056$ ), wird in einer

Parameterstudie die Verbundfestigkeit variiert. Da sich die Verbundfestigkeit der Kontaktschicht zwischen Ankerschaft und umliegendem Beton aus numerischen Gründen nicht zu Null setzen lässt, wird die Verbundfestigkeit zwischen  $\tau = 1,3\text{MPa}$  und  $\tau = 12,1\text{MPa}$  variiert. Als Ergebnis der Studie ist in Abb. 7-11 die Höchstlast am belasteten, freien Stabende über der Verbundfestigkeit aufgetragen. Außerdem sind in der Abbildung die Rissbilder in Form der Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  für die Verbundfestigkeit von  $\tau = 1,3\text{MPa}$ ,  $6,6\text{MPa}$  und  $12,1\text{MPa}$  abgebildet. Die Traglast der Rahmenecken nimmt nach Abb. 7-11 mit zunehmender Verbundsteifigkeit bis zu einem Wert von  $\tau = 6,6\text{MPa}$  ab und bleibt mit weiter ansteigendem  $\tau$  nahezu konstant. Bei einer geringen Verbundfestigkeit bilden sich keine Biegerisse, sondern nur ein Diagonalriss. Die Schädigung des Betons findet hauptsächlich im Bereich der Ankerköpfe statt. Dort kommt es auch zu großen seitlichen Verformungen. Mit zunehmender Verbundfestigkeit treten vermehrt Primärrisse und mehrere diagonale Risse auf. Die Schädigung des Betons im Bereich der Köpfe ist nicht mehr so ausgeprägt. Bei einer sehr hohen Verbundfestigkeit von  $\tau = 12,1\text{MPa}$  sind die Primärrisse sehr ausgeprägt und der Diagonalriss stark reduziert.

Mit zunehmender Verbundfestigkeit wird die Stahlkraft im Anschnitt schon zum großen Teil auf der Strecke zwischen Anschnitt und 1. Primärriss in den Beton eingeleitet. In diesem Bereich ist jedoch nur eine schwache Bügelbewehrung vorhanden, um die Kräfte aufzunehmen. Dies führt insgesamt zu einer Abnahme der Traglast. Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass Ankerstäbe ohne Rippung mit einer darauf abgestimmten Bügelbewehrung, die im Bereich der Köpfe konzentriert angeordnet sein muss, eine höhere Traglast ergeben als gerippte Ankerstäbe.

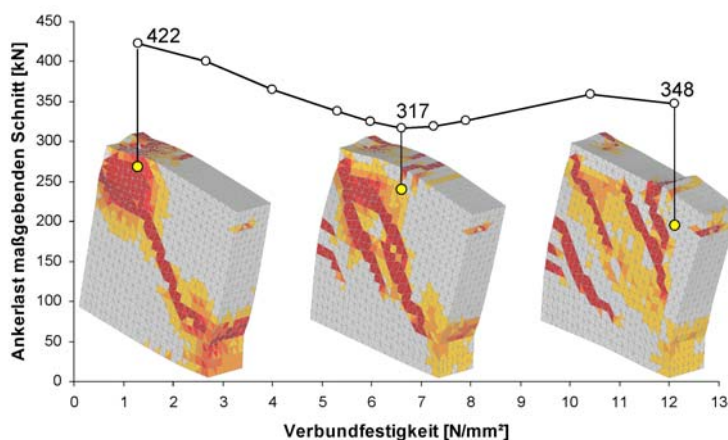


Abb. 7-11: Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Traglast und die Rissbildung des Rahmensystems

### 7.1.2.4 Einfluss verschiedener Bewehrungsanordnungen

In diesem Teil der numerischen Untersuchungen wird das Tragverhalten der Rahmenecken mit höherem Bewehrungsgrad an dem in Kapitel 7.1.2.1 beschriebenen vereinfachten System studiert. Die Erhöhung des Bewehrungsgrads erfolgt lediglich durch eine Reduzierung der Querschnittsbreite von 240mm auf 168mm. Der Biegebewehrungsgrad des Systems erhöht sich somit von 0,58% auf 0,83%. Diese Erhöhung des Bewehrungsgrades wird durchgeführt, um die Stahlfließlast deutlich von der Diagonalrisslast abzugrenzen.

Untersucht werden Systeme mit gekreuzten und nicht überkreuzten Ankerstäben mit und ohne Querbewehrung. Die Ankerlasten der Systeme sind in Abb. 7-12 a über der Verschiebung der Ankerstäbe am freien Stabende aufgetragen. Abb. 7-13 zeigt die Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  jeweils bei Höchstlast. Es zeigt sich, dass bei Vorhandensein einer Bügelbewehrung das System mit stumpf gestoßenen Ankerstäben gegenüber einem System mit überkreuzten Ankerstäben eine um 15% geringere Traglast aufweist. Demgegenüber nimmt die Traglast bei stumpf gestoßenen Ankerstäben um 23,5% ab, wenn keine Bügelbewehrung vorhanden ist. Der Einfluss einer Bügelbewehrung ist bei dem System mit gekreuzten Ankerstäben (-9,1%) deutlich geringer als bei dem System mit nicht gekreuzten Ankerstäben (-18,5%). Anhand der Last-Verschiebungskurven kann man erkennen, dass sich das Vorhandensein einer Bügelbewehrung hauptsächlich auf die Duktilität auswirkt. Durch die Verkleinerung der Rahmeneckenbreite von 240mm auf 168mm verringern sich auch die Traglasten. So erreicht auch das System mit gekreuzten Ankern mit Bügelbewehrung die Fließlast von  $F_y = f_{yk} \cdot A_s = 500\text{N/mm}^2 \cdot 628\text{mm}^2 = 314\text{kN}$  nicht mehr.

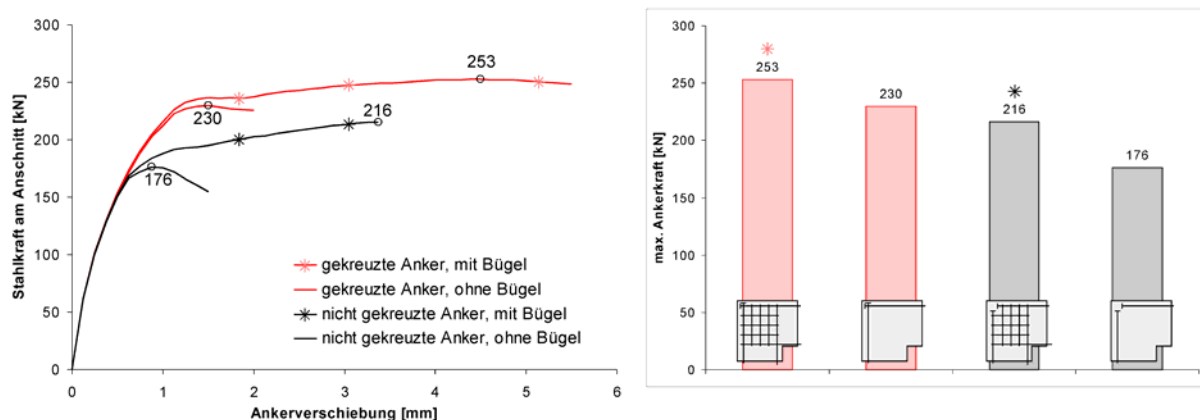


Abb. 7-12: Variation der Bewehrungsanordnung a) Stahlkraft über Ankerverschiebung b) Traglasten der Rahmenecken

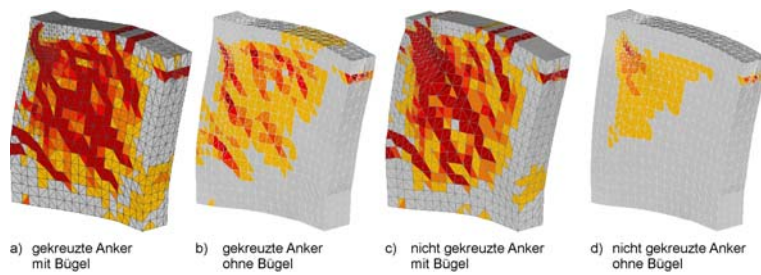


Abb. 7-13: Variation der Bewehrungsanordnung Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$

#### 7.1.2.5 Variation der Bügelbewehrung

Um den Einfluss einer Verstärkung der Bügelbewehrung nochmals deutlich zu machen, wird der Bügeldurchmesser zwischen  $d_{Bü} = 8\text{mm}$  und  $16\text{mm}$  für das Ausgangssystem (vgl. Abb. 7-8) und das System mit höherem Bewehrungsgrad variiert. Der Abstand der Bügel beträgt  $e = 87\text{mm}$  und wird nicht verändert. Durch die Vergrößerung des Durchmessers der Bügelbewehrung steigt die Bruchlast bei beiden untersuchten Rahmenecken etwas an. Der Anstieg der Traglast steht aber in keinem Verhältnis zur Zunahme der Querschnittsfläche der Bügelbewehrung. Das auf die Rahmenquerschnittsbreite bezogene Last-Verschiebungs-Diagramm in Abb. 7-14 b zeigt, dass das Versagen der Rahmenecken nicht wesentlich durch die Querschnittsfläche der Bügelbewehrung, sondern durch die Betonquerschnittsfläche bestimmt wird. Selbst wenn der Bügelabstand verringert wird, lässt sich die Traglast nicht extrem steigern. Das zeigen numerische Berechnungen mit einem kleineren Bügelabstand, die hier nicht explizit vorgestellt werden.

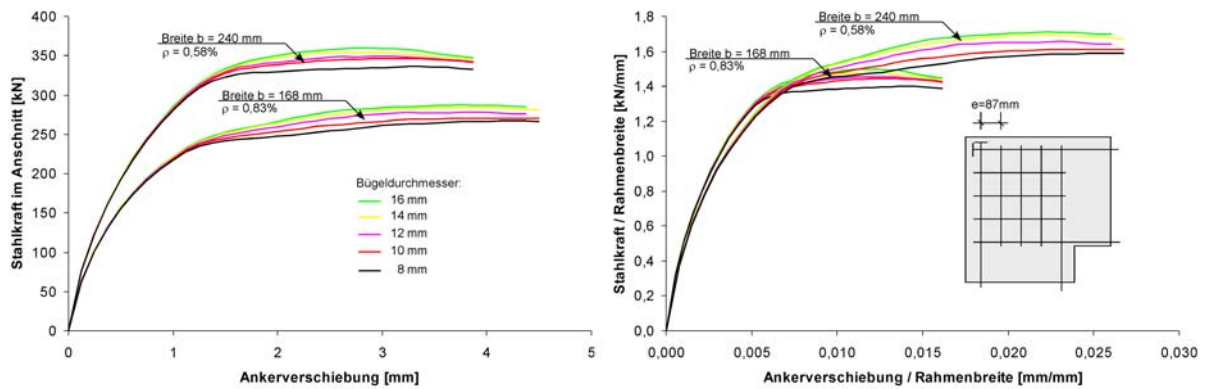


Abb. 7-14: Numerische Variation der Bügelbewehrung zwischen  $d_{Bü} = 8\text{ mm}$  und  $16\text{ mm}$  am Ausgangssystem (Rahmenbreite =  $240\text{ mm}$ ) und am System mit höherem Bewehrungsgrad (Rahmenbreite =  $168\text{ mm}$ ) a) Ankerkraft am Anschnitt über Ankerverschiebung am freien, belasteten Stabende und b) auf die Rahmenbreite bezogene Stahlkraft über der auf die Rahmenbreite bezogenen Ankerverschiebung

## 7.2 Experimentelle Arbeiten

### 7.2.1 Allgemeines

Um die Anwendbarkeit von Ankerstäben in Rahmenecken unter negativer Momentenbelastung zu überprüfen, wurden 16 Versuche durchgeführt. Dabei wurden die folgenden Parameter variiert:

- Bewehrungsgrad der Ankerstabbewehrung
- Kopfdurchmesser
- Bewehrungsgrad der Querbewehrung
- Lage der Ankerköpfe in der Rahmenecke

Da die Durchführung eines Versuches an einer praxisgerecht dimensionierten Rahmenecke als ganzes Bauteil sehr aufwändig ist, wurden die Untersuchungen an einem Ersatzsystem durchgeführt. Dieses wurde bereits in Kapitel 7.1.1.1 vorgestellt. Bei der Konzeption dieses Ersatzsystems geht man davon aus, dass sich in der Regel an den Anschnitten von Stütze und Riegel eines Rahmentragwerks ein Biegeriss bildet und die Biegezugkraft vollständig von der Bewehrung aufgenommen wird. Außerdem wird angenommen, dass sich bei einem Rahmentragwerk die Druckzonenhöhen in den Schnitten nach dem Öffnen der Biegerisse



nicht wesentlich verändern. Die Druckzonen des Riegel- bzw. Stützenanschnittes werden daher bei dem Ersatzsystem mit Druckplatten simuliert.

### 7.2.2 Statisches System und Versuchseinrichtung

Für den vereinfachten Versuchskörper wurde nur der Bereich des Rahmenknotens, d.h. der Schnittbereich des Stiels und des Riegels betoniert. Die Bewehrung in Form der Ankerstäbe stand über die Betonränder heraus. In Abb. 7-15 ist der Versuchstand von vorne und von der Seite auf Fotos abgebildet und die einzelnen Bauteile beschriftet.

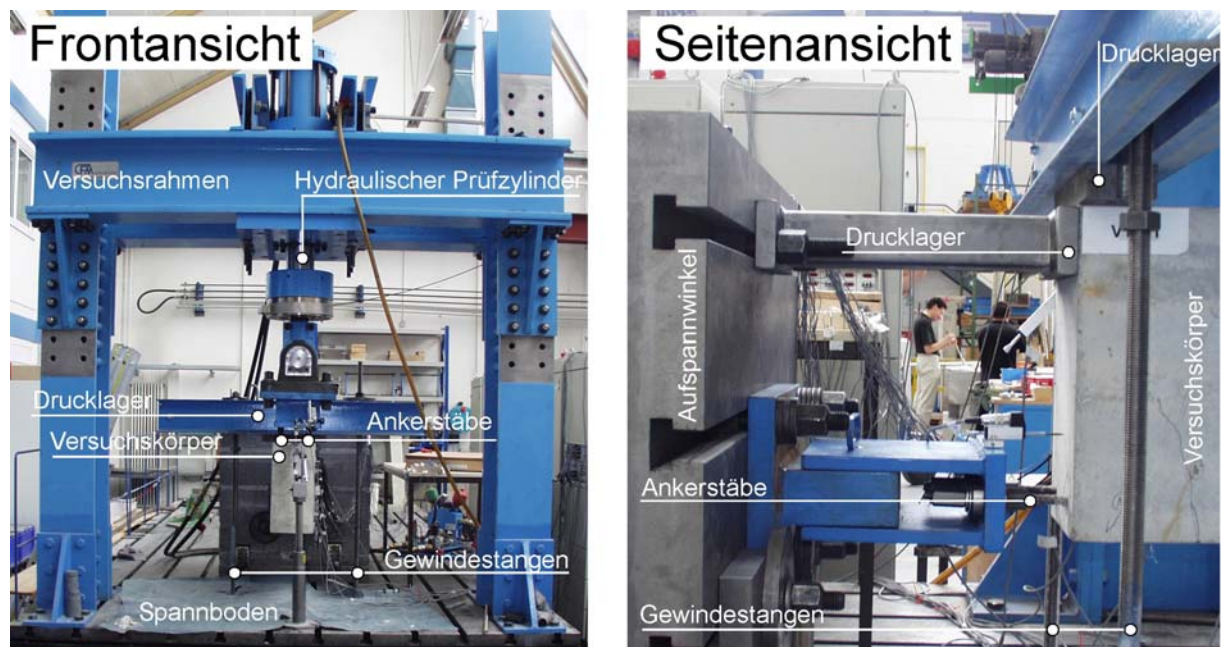


Abb. 7-15: Front- und Seitenansicht des Versuchsaufbaus mit eingebautem Versuchskörper

### 7.2.3 Versuchsdurchführung

Bei den Versuchen wurden die beiden vertikalen Ankerstäbe durch den servo-hydraulisch, Weg-gesteuerten Prüfzylinder zunächst bis zur 1,3-fachen zulässigen Stabkraft belastet und bis auf 10kN entlastet. Die zulässige Stabkraft berechnet sich nach Gleichungen 7.9 und 7.10 zu:

$$F_{zul} = \sigma \cdot A_s \quad \text{Gleichung 7.9}$$

$$\text{mit } \sigma = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot \gamma_f} \quad \text{Gleichung 7.10}$$

$\gamma_s$  = Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungsstahl = 1,3  
 $\gamma_f$  = Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen = 1,43  
 (Annahme: ständige Einwirkungen = veränderliche Einwirkungen  
 $\sigma = 305,11 \text{ MPa}$

Danach wurden 30 Belastungszyklen bis zur 1,0-fachen zulässigen Last aufgebracht. Diese Belastungswechsel wurden durchgeführt, um eine in der Praxis vorliegende Langzeitbelastung zu simulieren. Im weiteren Verlauf der Belastung wurden die vertikalen Ankerstäbe bis zum Versagen des Versuchskörpers belastet. Der zeitliche Verlauf der Belastung ist in Abb. 7-16 abgebildet.

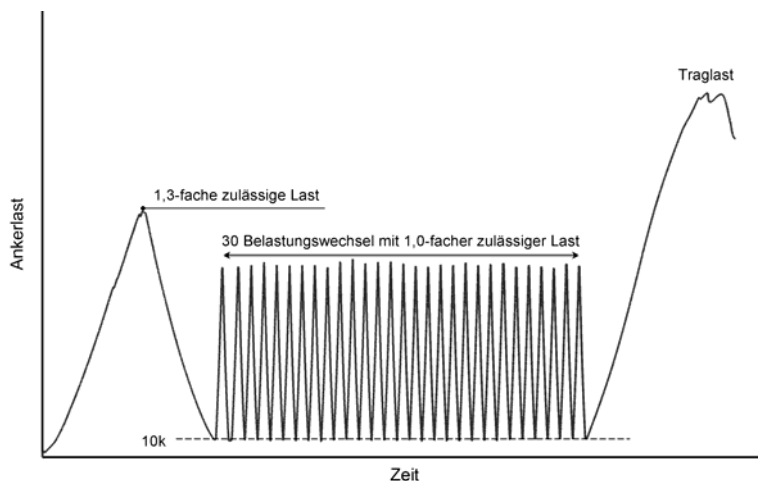


Abb. 7-16: Zeitlicher Verlauf der Belastung der experimentellen Untersuchungen

#### 7.2.4 Versuchskörper

Bei den Versuchskörpern handelte es sich um Betonquader mit den Abmessungen  $h/b/t = 500\text{mm}/500\text{mm}/240\text{mm}$ . Bei Versuchsserie 1 kamen Ankerstäbe mit einem Schaftdurchmesser von  $d_s = 15\text{mm}$  zur Anwendung. Bei Versuchsserie 2 betrug der Durchmesser  $d_s = 20\text{mm}$ . Bei beiden Versuchsserien wurde die Lage der Ankerköpfe im Querschnitt (Ankerkopfüberstand  $\bar{u}$  und der Ankerachsabstand  $s$  (Abb. 7-19)) variiert. Bei der Versuchsserie 2 mit einem Schaftdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$  (Gruppe V.2) wurde zusätzlich der Einfluss des Durchmessers der Querbewehrung untersucht. In Tab. 7-1 sind die untersuchten Parameter und die Bezeichnung der Versuchskörper aufgeführt. Die Bewehrungspläne der

Versuchskörper sind in den Abbildungen Abb. 7-17 und Abb. 7-18 in einem Überblick dargestellt. Die detaillierten Bewehrungspläne finden sich bei Zoller [2004].

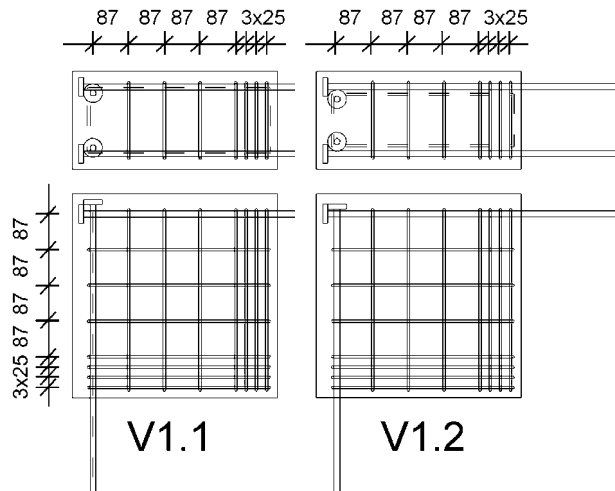


Abb. 7-17: a) Bewehrungspläne der Versuchskörper mit  $d_s = 15\text{mm}$ ,

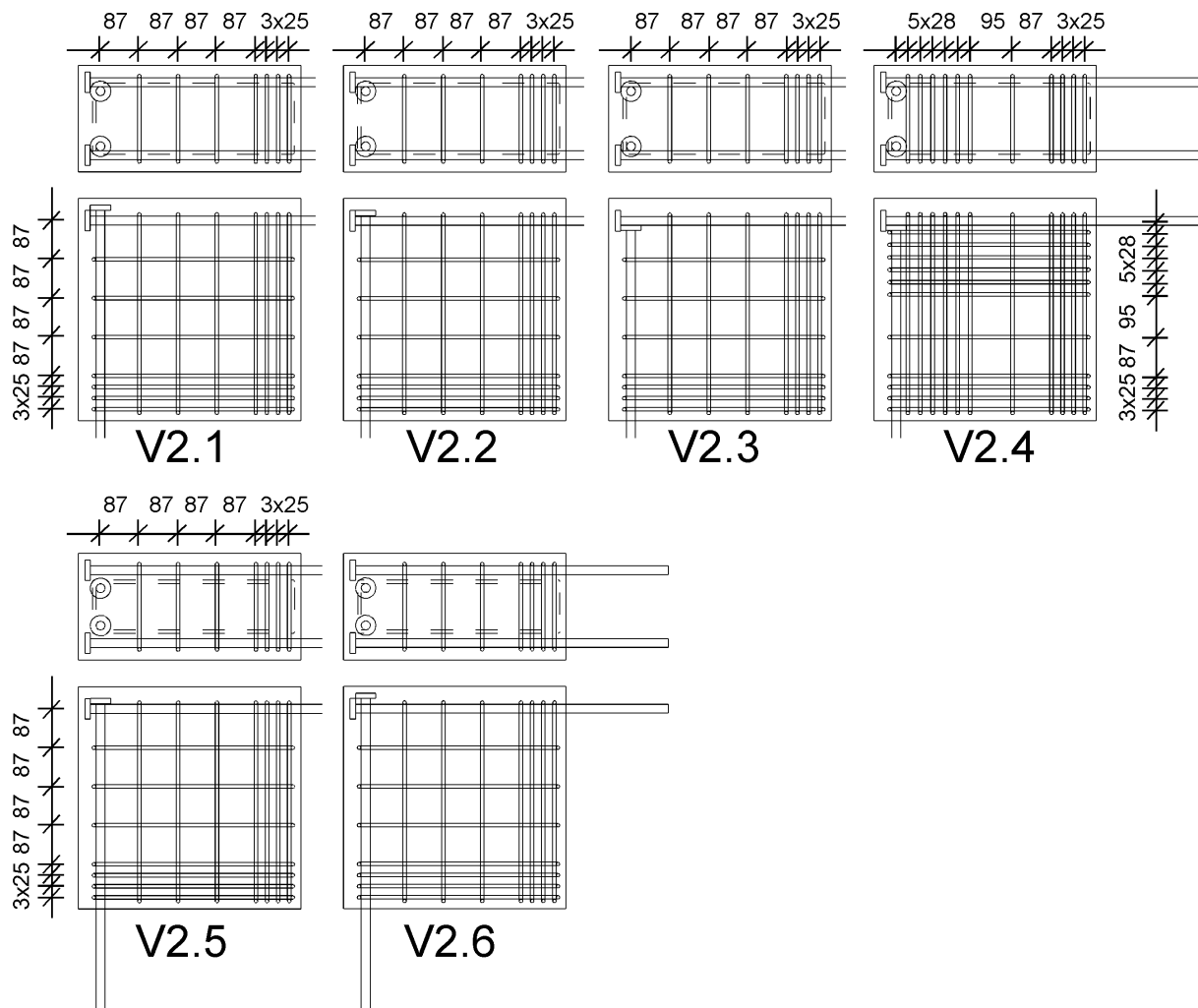


Abb. 7-18: Bewehrungspläne der Versuchskörper mit  $d_s = 20\text{mm}$

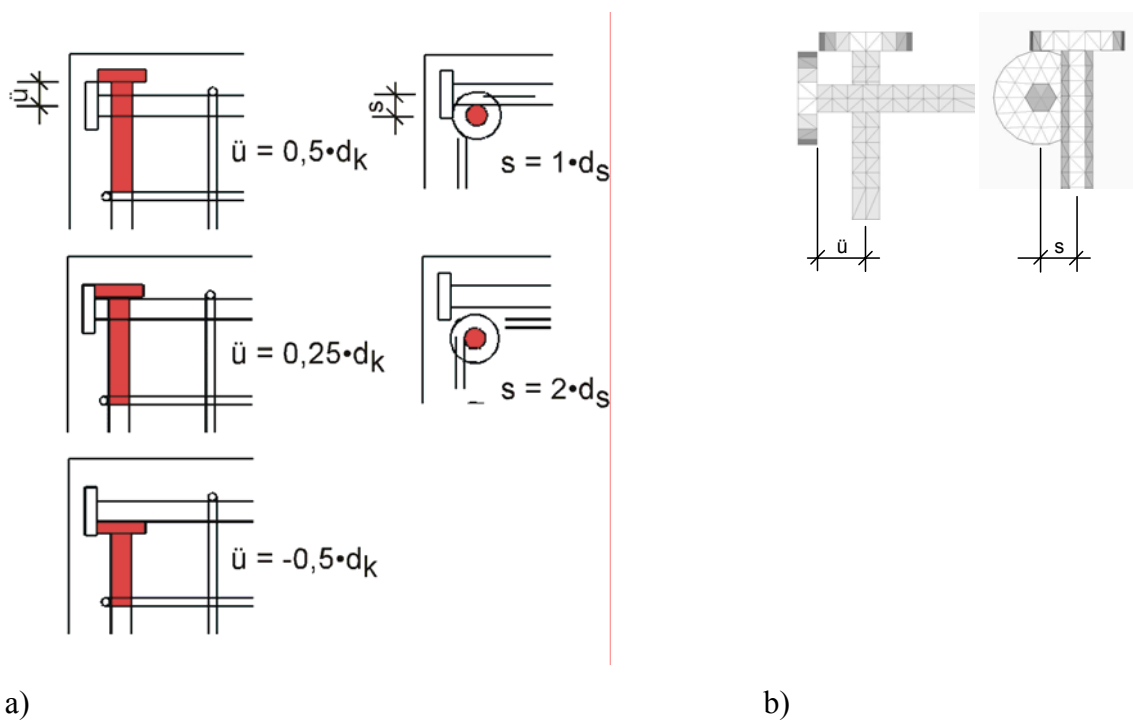


Abb. 7-19: a) Definition des Ankerachsabstands  $s$  und Ankerkopfüberstands  $\ddot{u}$ , b) FE-Modell

Bez.	Anzahl Versuche	Schaft- durchmesser	Kopf- durchmesser	Ankerkopf- überstand $\ddot{u}$	Ankerachs- abstand $s$	Bügel- bewehrung
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	je Richtung
V1.1	2	15	$3d_s = 46$	$0,5 \cdot d_k$	1	3 $\Phi$ 6
V1.2	2	15	$3d_s = 46$	$0,25 d_k$	2	3 $\Phi$ 6
V2.1	2	20	$2,3d_s = 46$	$0,5 d_k$	1	3 $\Phi$ 8
V2.2	2	20	$2,3d_s = 46$	$0,25 d_k$	1	3 $\Phi$ 8
V2.3	2	20	$2,3d_s = 46$	$-0,5 d_k$	1	3 $\Phi$ 8
V2.4	2	20	$2,3d_s = 46$	$-0,5 d_k$	1	6 $\Phi$ 8
V2.5	2	20	$2,3d_s = 46$	$0,25 d_k$	2	3 $\Phi$ 8
V2.6	2	20	$2,3d_s = 46$	$0,5 d_k$	2	3 $\Phi$ 8

Tab. 7-1: Übersicht über die Variation der Versuchsparameter

### 7.2.5 Materialeigenschaften

Es wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C20/25 angestrebt. Die Versuchskörper und die Probekörper zur Bestimmung der Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit wurden aus einer

Charge betoniert. Der Beton besaß die Konsistenz KP. Die Sieblinie der Zuschlagstoffe lag zwischen den Regelsieblinien A16 und B16. Die Zusammensetzung des Betons kann Tab. 7-2 entnommen werden.

Zement		Zuschlag			Wasser	
Art	Menge	0-2	2-8	8-16	Menge	w/z
[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[-]
CEM I 32,5 R	238	768	480	754	107	0,45

Tab. 7-2: Zusammensetzung und Betonierdatum des Betons

Die Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit des Betons wurden gemäß DIN 1048 Teil 5 bestimmt. Die Festbetoneigenschaften können Tab. 7-3 entnommen werden.

Mittelwert der gemessenen Würfeldruckfestigkeit	$f_{ck}$ nach Gleichung 7.3	$f_{ctm}$ (Biegezugversuch)	$f_{ctm}$ (Spaltzugversuch)	Betonalter
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[Tagen]
28,8	16,8	-	-	32
29,7	17,5	-	-	47
31,7	19,1	1,7	2,8	55

Das Alter der Rahmenecken zum Zeitpunkt der Versuche lag zwischen 31 und 56 Tagen

Die Würfeldruckfestigkeit wurde an Probekörper den Abmessungen 200x200x200 mm<sup>3</sup> getestet.

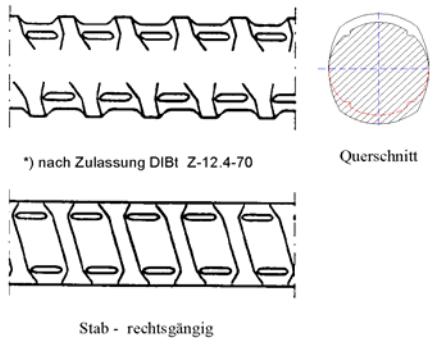
Tab. 7-3: Festbetoneigenschaften des Betons

$$f_{ck} = (f_{cm} - 8 \text{ MPa}) * 0,81 \quad \text{Gleichung 7.11}$$

Für die Ankerstäbe wurden hochfeste Schalungsanker der Firma Dywidag verwendet, um ein Fließen der Bewehrung zu vermeiden. In Abb. 7-20 ist das Datenblatt der Schalungsanker abgebildet. Da es nicht zum Fließen dieser Stäbe kam, wurden keine Werkstoffkennwerte ermittelt.

Durchmesser 15 und 20 mm

Abmessung und Gewindeform\*):



Richtanalyse:	C	Si	Mn	P	S	V
	0,20	0,30	1,30	≤ 0,035	≤ 0,035	0,10

Mechanische Eigenschaften		Einheit	Ø 15	Ø 20
Metergewicht l)	g	kg/m	1,41	2,51
Nennquerschnitt	$s_0$	mm <sup>2</sup>	173	309
Bruchlast	$F_m$ min.	kN	190	345
Streckgrenzenlast	$F_{p0,2}$ min.	kN	175	310
Bruchdehnung	$A_{10}$	%	≥ 7,0	
Gleichmaßdehnung	$A_g$	%	≥ 3,0	
Faltversuch	4 x Ø / 180°			
Traglast nach DIN 18216 (1,75 fache Sicherheit auf $F_{p0,2}$ )		kN	100	180

l) Gewicht wurde um 3,5% nichttragenden Rippenanteil erhöht. Toleranz +3% / -2%

Abb. 7-20: Datenblatt des Schalungsankers St 1000/1100 (FW)

Da sich die Art, Höhe und Anzahl der Rippen stark von einem herkömmlichen Bewehrungsstab unterscheiden, wurde die bezogene Rippenfläche der Schalungsanker nach dem in Abb. 7-21 dargestellten Schema ermittelt. Der Mittelwerte der bezogene Rippenflächen betragen  $f_R = 0,083$  für  $d_s = 15\text{mm}$  und  $f_R = 0,0806$  für  $d_s = 20\text{mm}$ . Die in Deutschland verwendeten Betonstähle sind nach DIN 488 (1984) genormt. Die Mindestwerte der bezogenen Rippenfläche nach DIN 488 betragen für einen Bewehrungsstab mit  $d_s = 14\text{mm}$  bis  $d_s = 20\text{mm}$   $f_t = 0,056$ . In der Praxis betragen die bezogenen Rippenflächen von Bewehrungsstäben mit  $d_s = 16\text{mm}$  bis  $d_s = 25\text{mm}$  zwischen 0,07 und 0,08 (vgl. Mayer 2002). Die in den Versuchen verwendeten Dywidag Spannstähle besitzen somit keine anderen Verbundeigenschaften als herkömmliche Bewehrungsstäbe.

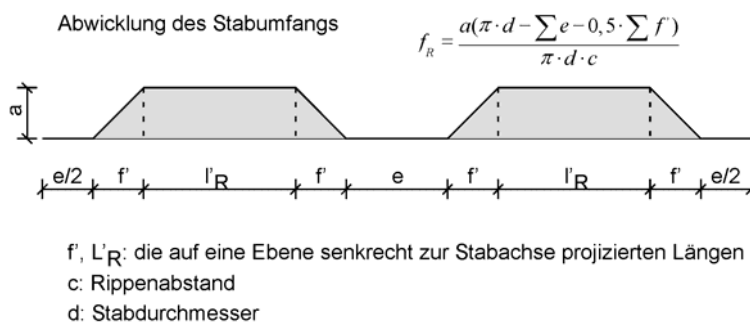


Abb. 7-21: Ermittlung der bezogenen Rippenfläche

In der Regel werden die Köpfe von Ankerstäben durch das Anstauchen des Stabes in einer Presse geformt. Da dies bei dem verwendeten hochfesten Stahl die Werkzeuge der Pressen beschädigt hätte, wurden die Köpfe aus Baustahl S355 (St52) gedreht und mit zwei V-Nähten

aufgeschweißt. Im Rahmen einer Tauglichkeitsprüfung wurde die Tragfähigkeit dieser Verbindung überprüft. Demnach versagte der Stabstahl im Bereich der Schweißnaht bei einer Last, die in etwa der Fließlast der ungeschweißten Stäbe entspricht.

Die Bügelbewehrung wurde aus herkömmlichem Bewehrungsstahl gefertigt. Es handelte es sich um kaltverformten Bewehrungsstahl vom Ring. Die mittlere Fließspannung beträgt  $f_y = 620\text{MPa}$  für  $d_s = 6\text{mm}$  und  $f_y = 600\text{MPa}$  für  $d_s = 8\text{mm}$ .

### 7.2.6 Messeinrichtung

Bei allen Versuchen wurden die Stahlkraft in den Ankerstäben und deren Verschiebung am freien Stabende, die Rissbreiten der Primärrisse, die Rissbreiten in der Diagonalen sowie die Relativverschiebung zwischen den Ankerstäben und der Betonoberfläche gemessen. Die Lage der Primärrisse und der Diagonalarisse wird anhand Abb. 7-22 deutlich. Insgesamt wurden 8 verschiedene Prüfkörperkonfigurationen untersucht. Dabei wurden immer zwei Versuche mit gleicher Konfiguration geprüft. Für jede Prüfkörperkonfigurationen wurden bei einem Versuch die Dehnungen der Ankerstäbe und der Bügel an verschiedenen Punkten gemessen. Die Lage der Rissmesspunkte und der Dehnmessstreifen auf den Ankern bzw. Bügeln kann Abb. 7-22 entnommen werden.

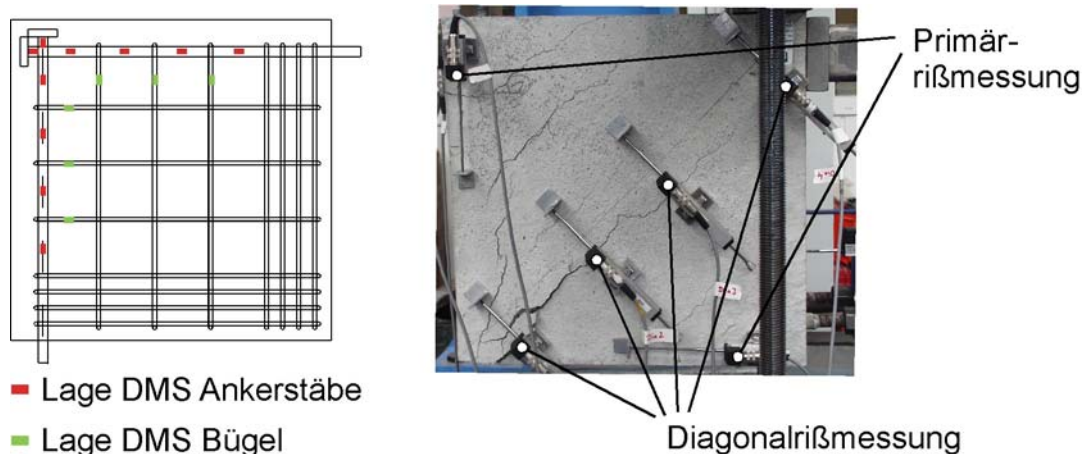


Abb. 7-22: Lage der Dehnmessstreifen (DMS) und der Rissmessung

### 7.2.7 Versuchsablauf

Bei allen Versuchen traten zunächst zwei Primärrisse (Riss1 und 2 in Abb. 7-23) auf. Diese entstehen dadurch, dass die Kraft in den gezogenen Bewehrungsstäben über Verbundkräfte in den Beton eingeleitet wird. Der Abstand von der freien Betonoberfläche beträgt ca. 20cm. Hätte man es bei dem System mit einem kompletten Riegel-Stützen-System zu tun, würde man von einem Biegeriss sprechen. Mit zunehmender Belastung tritt kein weiterer Primärriss (Biegeriss) mehr auf. Aufgrund der zunehmenden Belastung kommt es dann zur Ausbildung des Diagonalrisses (Riss 3 in Abb. 7-23). Dieser entsteht nicht am Bauteilrand, sondern im oberen Drittel der Diagonalen. Hier treten die höchsten Hauptzugspannungen im ungerissenen Zustand auf (vgl. dazu Abb. 5-5). Im weiteren Verlauf der Belastung breitet sich der Riss in Richtung Druckzone entlang der Diagonalen aus und die Rissbreite nimmt stark zu. Nach Erreichen der Traglast kommt es zu einer vollständigen Zerstörung des Betons im Bereich der Ankerköpfe.

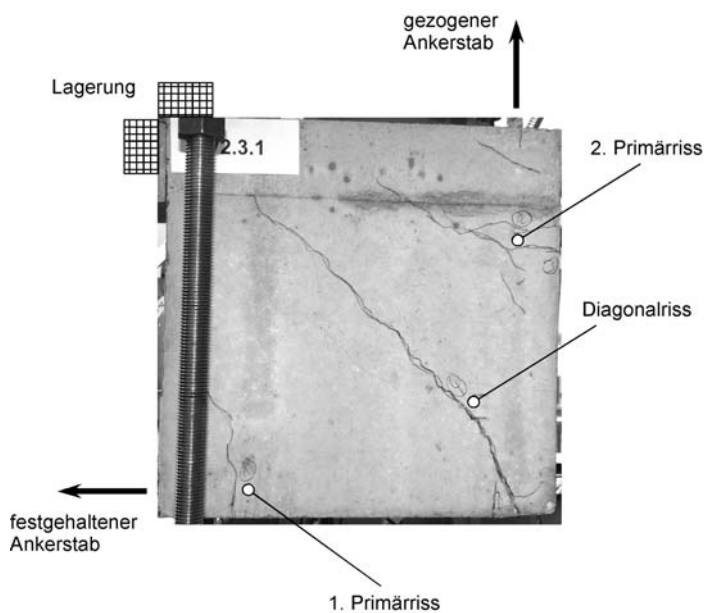


Abb. 7-23: Prinzipieller Verlauf der Rissbildung der Rahmenecken-Versuchskörper

In Abb. 7-24 sind die Last-Verschiebungskurven (am belasteten Ankerstab) für einen Versuch mit  $d_s = 15\text{mm}$  und  $d_s = 20\text{mm}$  abgebildet. Zusätzlich zu den Versuchskurven sind die zulässige Last (nach Gleichung 7.1) und der 1,3-fache Wert der zulässigen Last angegeben. Bei den Versuchskörpern mit einem Ankerdurchmesser von  $d_s = 15\text{mm}$  kommt es erst bei Wiederbelastung nach den 30 Lastwechseln zu einem diagonalen Riss. Die Traglasten dieser Versuchskörper liegen nur wenig höher als die Diagonalrisslast. Bei den Versuchskörpern mit einem Ankerdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$  kommt es bereits vor der Belastung durch die zulässige Last zu einem Diagonalriss.



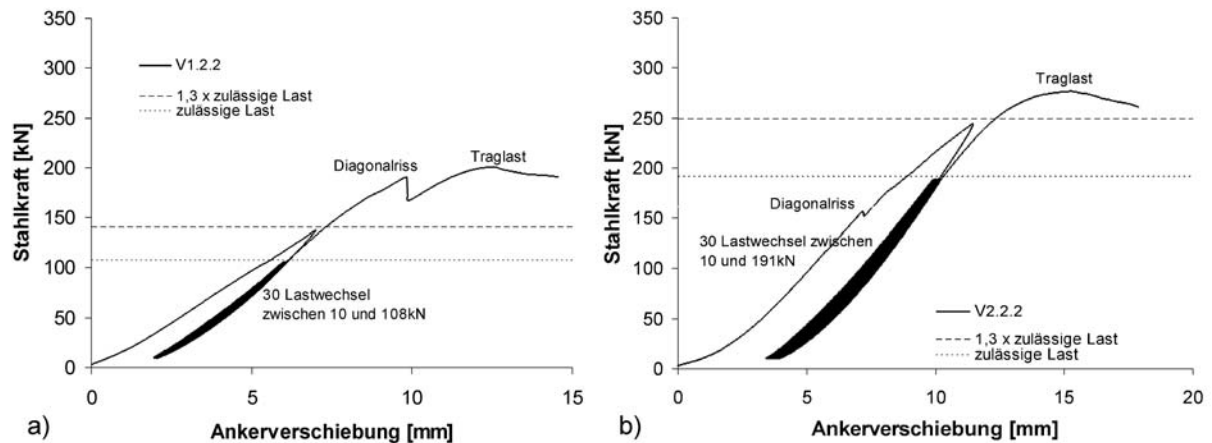


Abb. 7-24: Last-Verschiebungskurven der Versuche a)  $d_s = 15\text{mm}$  (V1.2.2) und b)  $d_s = 20\text{mm}$  (V2.2.2)

Die Ergebnisse der Versuche sind in Tab. 7-4 zusammengefasst. Hier sind für alle Versuchskörper die Lasten in [kN] für die beiden Biegerisse, die Entstehung des diagonalen Risses und die gemessene Traglast angegeben. Außerdem sind die zulässige Last, die 1,3-fache zulässige Last und die nach Gleichung 7.12 berechnete Traglast.

$$F_{u,cal} = f_y \cdot A_s$$

Gleichung 7.12

mit  $f_y = 500 \frac{N}{\text{mm}^2}$

Bezeichnung					
Versuche		1.1.1	1.1.2	1.2.1	1.2.2
Ankerdurchmesser		Φ15	Φ15	Φ15	Φ15
Last bei 1. Riss	[kN]	94	46	37	79
Last bei 2. Riss	[kN]	100	70	47	95
Diagonalrisslast	[kN]	136	248	181	190
gemessene Traglast	[kN]	204	248	181	201
$F_{u,cal}$ nach Gl. 7.12	[kN]	177	177	177	177
$zulF$ nach Gl. 7.9	[kN]	108	108	108	108
1,3 zulF	[kN]	140	140	140	140

Tab. 7-4: Ergebnistabelle der Versuche mit Stabdurchmesser  $d_s = 15\text{mm}$

Bezeichnung													
Versuche		2.1.1	2.1.2	2.2.1	2.2.2	2.3.1	2.3.2	2.4.1	2.4.2	2.5.1	2.5.2	2.6.1	2.6.2
Ankerdurchmesser		Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20
Last bei 1. Riss	[kN]	85	53	18	33	56	44	54	36	80	80	59	39
Last bei 2. Riss	[kN]	92	72	88	39	60	93	91	66	84	98	99	53
Diagonalrisslast	[kN]	204	165	175	154	181	166	146	173	159	204	122	175
Traglast	[kN]	263	275	265	277	294	285	384	421	251	264	269	283
$F_{u,cal}$ nach Gl. 7.12		314	314	314	314	314	314	314	314	314	314	314	314
$zulF$ nach Gl. 7.9	[kN]	192	192	192	192	192	192	192	192	192	192	192	192
1,3 zulF	[kN]	249	249	249	249	249	249	249	249	249	249	249	249

Tab. 7-5: Ergebnistabelle mit Stabdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$

In Abb. 7-25 sind die Last-Verschiebungskurven aller Versuche dargestellt:

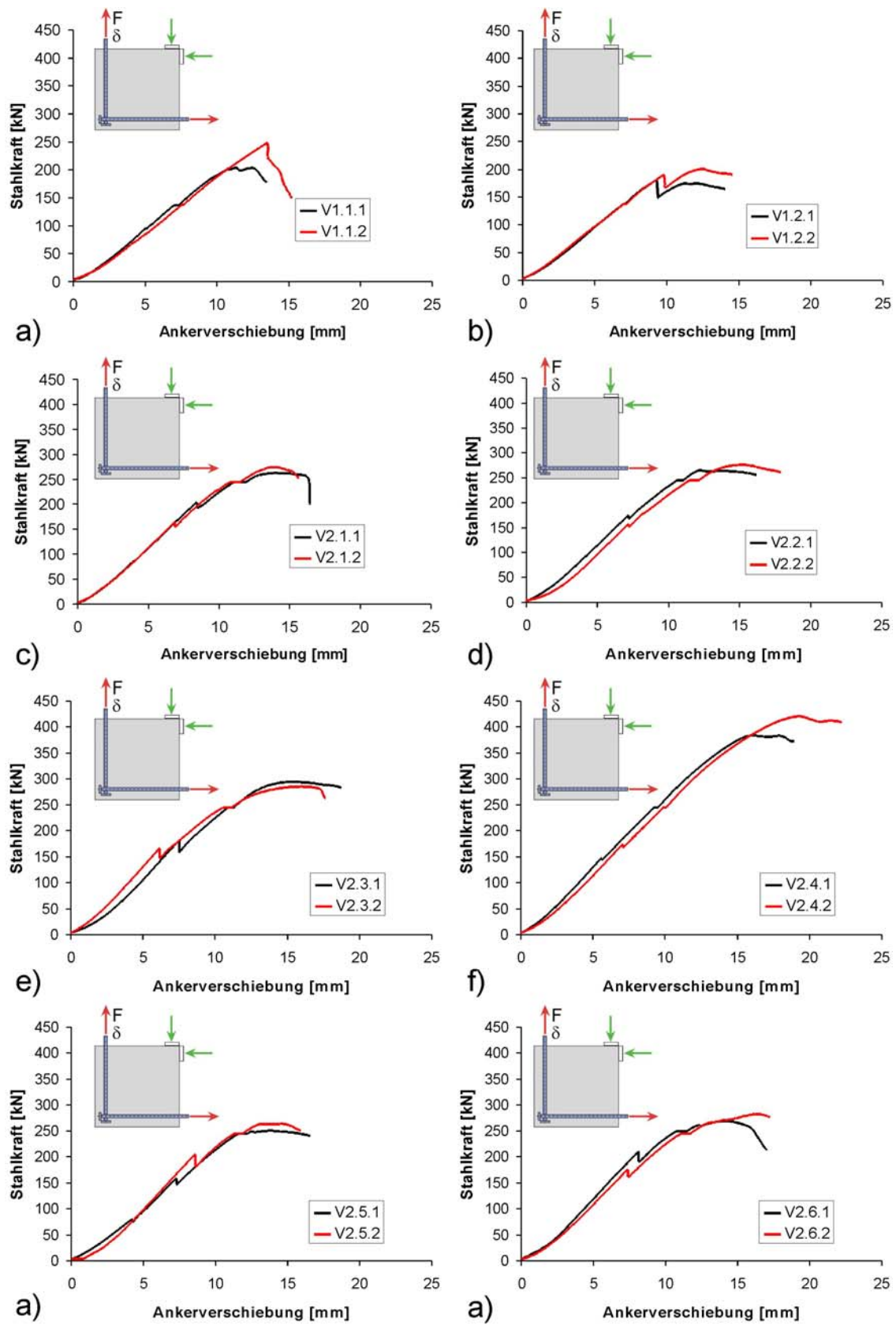


Abb. 7-25: Stahlkraft  $F$  über Ankerverschiebung  $\delta$  am freien Stabende aller Versuche

Zur Beurteilung der Eignung einer Bewehrung mit Ankerstäben wird der Vergleich der Traglasten zur rechnerischen Traglast nach Gleichung 7.12 herangezogen. Nach dem bisherigen Sicherheitskonzept muss bei einem Versagen ohne Vorankündigung eine Sicherheit von  $\gamma_{\text{tot}} = 2,1$  gegenüber der zulässigen Last eingehalten werden. Nach dem neuen Sicherheitskonzept nach DIN1055-100 [2001] muss bei einem spröden Betonversagen die Traglast um den Faktor  $\gamma_c/\gamma_s = 1,5/1,15 = 1,3$  höher sein als die Last bei Erreichen der nominellen Streckgrenze der Bewehrung. Daher sind in Abb. 7-26 die gemessenen Traglasten der Versuchskörper  $F_u$  im Verhältnis zur Fließlast  $F_y = f_{yk} \cdot A_s$  aufgetragen. Mit eingetragen ist die nach DIN1055-100 erforderliche relative Bruchlast  $S = 1,3$ .

Man kann deutlich erkennen, dass die Prüfkörper mit einem Ankerdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$  ( $d_k/d_s = 2,3$ ) bis auf die Versuche mit einer relativ stark ausgebildeten Bügelbewehrung das geforderte Sicherheitsniveau nicht erreichen. Unter vergleichbaren Bedingungen ist bei den Prüfkörpern mit einem Ankerdurchmesser  $d_s = 15\text{mm}$  ( $d_k/d_s = 3,0$ ) das Sicherheitsniveau höher als bei Ankerstäben mit  $d_s = 20\text{mm}$ . Das liegt daran, dass bei niedrigeren Bewehrungsgraden der Anteil der über den Beton übertragenen Last höher ist als bei höheren Bewehrungsgraden. Der Versuch V1.1.2 bildet bei diesen Versuchen eine Ausnahme, da sich bis kurz vor dem Erreichen der Traglast kein Diagonalriss ausgebildet hat. Das System versagt schlagartig unter Ausbildung des diagonalen Risses.

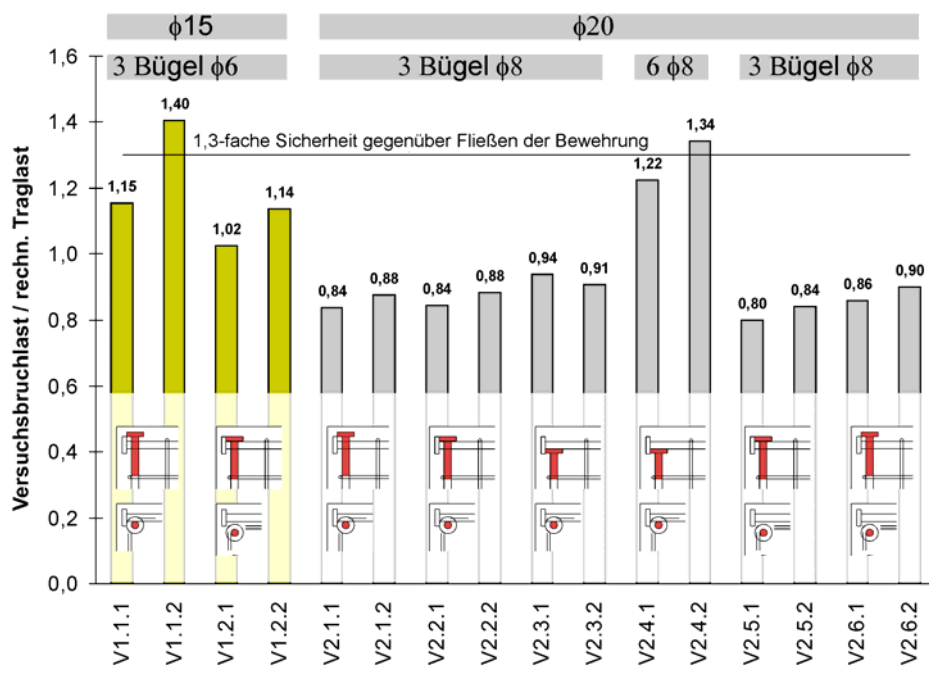


Abb. 7-26: - Sicherheit = Traglast / zulässige Last aller Versuche mit Angaben zu Durchmesser des Ankers, Bügelbewehrung und Anordnung der Ankerköpfe im Querschnitt

Die Breiten der Diagonalrisse nach 30 Belastungswechseln beim Erreichen der zulässigen Last sind in Abb. 7-27 aufgetragen. Die gemessenen Rissbreiten liegen zum Teil über dem 10-Fachen des zulässigen Wertes. Bis auf den Versuchskörper V1.1.1 weisen die Probekörper mit einem Ankerdurchmesser  $d_s = 15\text{mm}$  bei diesem Lastniveau noch keinen Diagonalriss auf.

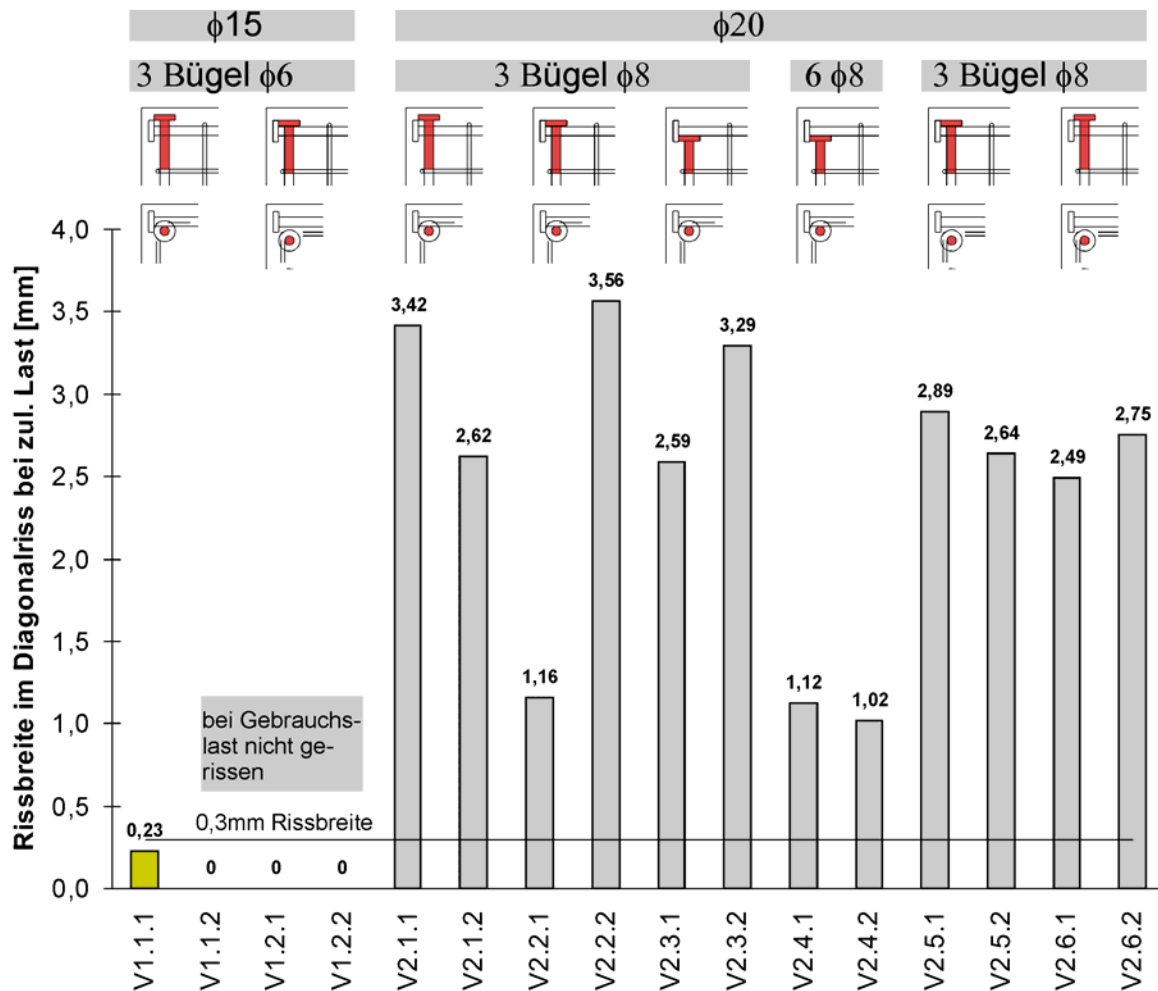


Abb. 7-27: Rissbreiten im Diagonalriss bei allen Versuchen

Somit erfüllen bis auf wenige Ausnahmen die geprüften Versuchskörper nicht die Anforderungen nach DIN1045 an die Gebrauchstauglichkeit und nach DIN1055-100 an die Tragfähigkeit.

## 7.2.8 Vergleich Versuche und FE-Berechnung

In Kapitel 7.1.2.2 wurde die Vorausberechnung der Versuche bereits vorgestellt. In diesem Abschnitt wird nun das numerische Tragverhalten mit den Versuchsergebnissen verglichen.

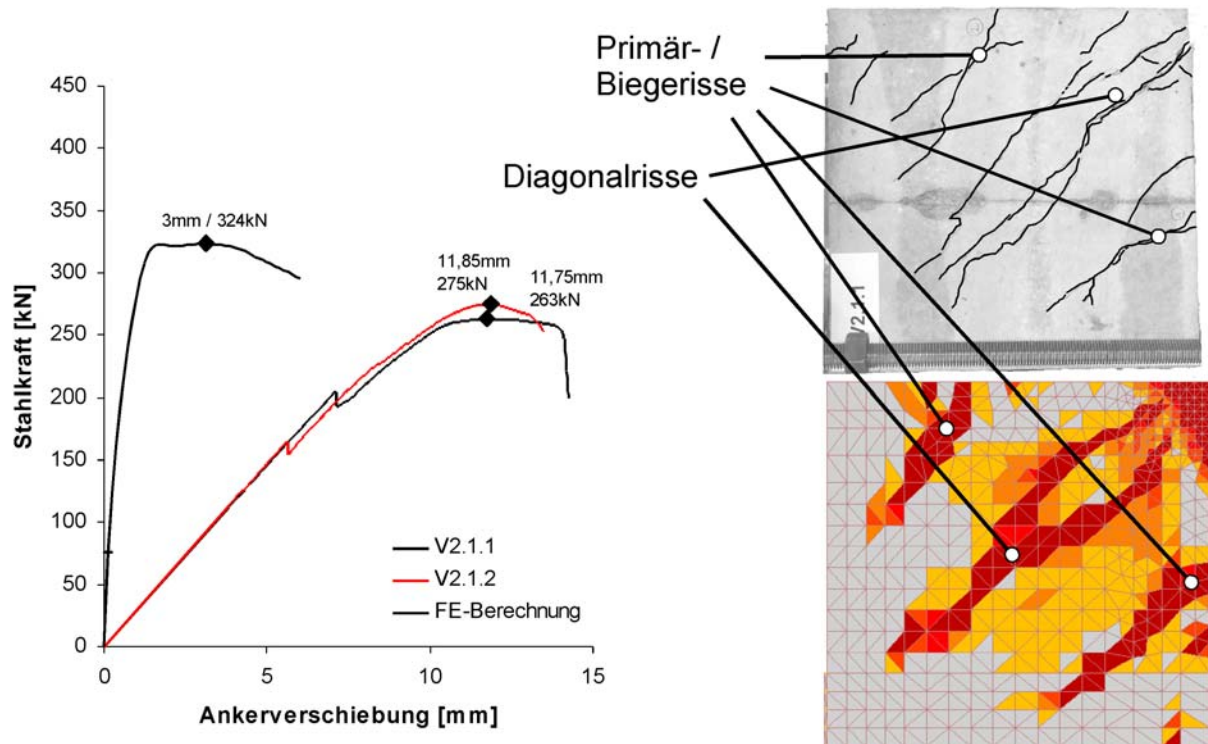


Abb. 7-28: Vergleich zwischen numerischer Simulation und experimentellen Versuchen a) Stahlkraft als Funktion der Verschiebung am freien Stabende der Ankerstäbe der Versuchskörper und Rissbild (Hauptzugspannungen  $\varepsilon_{11}$  nach Erreichen der Höchstlast, rote Bereiche  $\varepsilon_{11} \geq 5\%$ )

Die Traglast der FE-Berechnung liegt mit  $F_u = 324\text{kN}$  um 23,3% über dem Mittelwert der Versuche von  $F_{u,\text{test}} = 263\text{kN}$ . Da es sich bei dem Versagen um ein komplexes Betonversagen handelt, kann diese Abweichung als zufrieden stellend angesehen werden. Betrachtet man die Rissbildung, so stellt man fest, dass sowohl bei der numerischen Untersuchung als auch bei den Versuchen zuerst die Primärrisse und danach die Biegerisse auftreten. Im weiteren Verlauf der Belastung kommt es in beiden Fällen zu einer starken Schädigung im Bereich der Köpfe und zur Vergrößerung der Rissbreiten der Diagonalrisse. Die Übereinstimmung in Bezug auf die Rissbildung ist somit außerordentlich gut. Ein großer Unterschied zwischen numerischer Simulation und den Versuchen ergibt sich in der Steifigkeit, d.h. dem Anstieg der Last-Verformungskurve. Der Grund dafür ist einerseits darin zu suchen, dass bei

Versuchen immer ein Schlupf in der Belastungseinrichtung stattfindet und die elastische Dehnung über größere Längen (Ankerstäbe Zylinder Querhaupt, Abspannung) stattfindet. Außerdem zeigt die Simulation mit dem FE-Code MASA bei der Versagensart Betonversagen immer wesentlich kleinere Verschiebungen als in Vergleichsversuchen. Dies liegt einerseits an der Wahl der Elemente und andererseits daran, dass sich die lokalen Schädigungen z.B. unter einem Ankerkopf nicht genau abbilden lassen.

Es kann somit festgestellt werden, dass man mit der numerischen Simulation das Tragverhalten von Rahmenecken mit Ankerstäben im Hinblick auf Rissbildung, Höchstlast und Bruchart mit ausreichender Genauigkeit abbilden kann.

#### 7.2.9 Versuchsauswertung

Im Zuge der Versuche wurden die Parameter  $d_k/d_s$ , Ankerkopfüberstand  $\bar{u}$ , Ankerachsabstand  $s$  und Bügelbewehrungsgrad variiert. Entgegen den Erwartungen nimmt die Traglast jedoch mit steigendem Verhältnis  $d_k/d_s$  ab (siehe Abb. 7-29). Eigentlich hatte man aufgrund der größeren Ankerkopfaufstandsfläche mit einer geringeren Schädigung des Betons in diesem Bereich und einer damit verbundenen höheren Traglast gerechnet. Da die Spannung in den Bügeln beim Erreichen der Traglast unterhalb der Fließgrenze liegt, kann auch der etwas geringere Bügelbewehrungsgrad der Systeme mit  $d_k/d_s = 3,0$  nicht den Ausschlag gegeben haben. Der Grund ist dagegen in dem wesentlich größeren Anteil der Stahlkraft, der bei einem Ankerdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$  über Verbund in den Beton eingeleitet wird, zu suchen. Anhand der Auswertung der mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessenen Stahldehnungen entlang des Ankerschafts kann man feststellen, dass die Ankerstäbe mit  $d_k/d_s = 3,0$  einen deutlich größeren Kopffraganteil gegenüber den Systemen mit  $d_k/d_s = 2,3$  aufweisen. Das bedeutet, dass es trotz größerer Kopfaufstandsfläche zu einer größeren Pressung bei gleicher Ankerlast kommt.

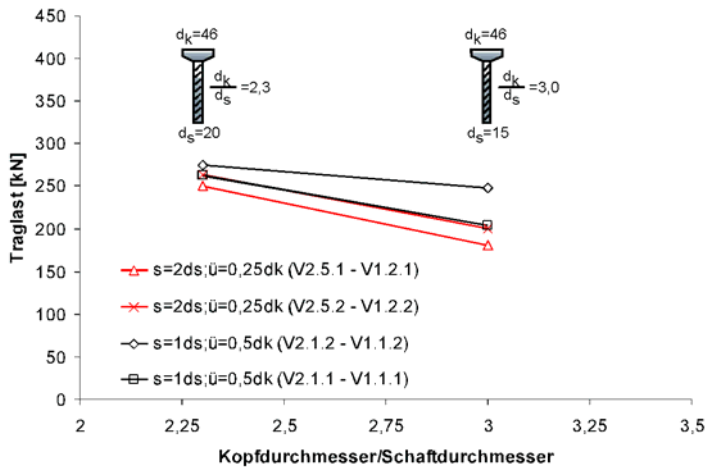


Abb. 7-29: Variation des Quotienten aus Kopf- und Ankerdurchmesser

Betrachtet man den Einfluss des Parameters Ankerkopfüberstand  $\ddot{u}$  (siehe Abb. 7-30), so ergibt sich keine einheitliche Aussage. Bei den Systemen mit einem Ankerachsabstand von  $s = 1d_s$  hat der Ankerkopfüberstand praktisch keinen Einfluss auf die Traglast. Dagegen zeigen die Probekörper mit einem Ankerachsabstand von  $s = 2d_s$  eine allerdings sehr geringe Zunahme der Traglast bei zunehmender Übergreifung der Ankerköpfe. Erwartet wurde ein größerer Einfluss des Ankerkopfüberstandes.

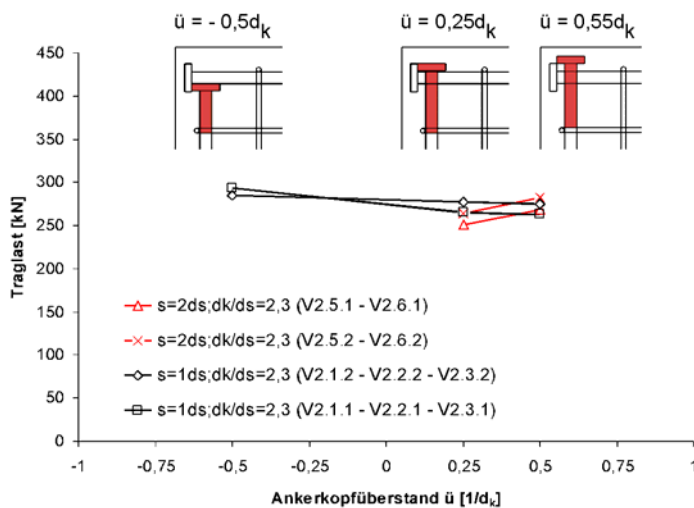


Abb. 7-30: Variation des Ankerkopfüberstandes  $\ddot{u}$

Der seitliche Ankerachsabstand ergibt nach den Versuchen keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Probekörper (siehe Abb. 7-31).

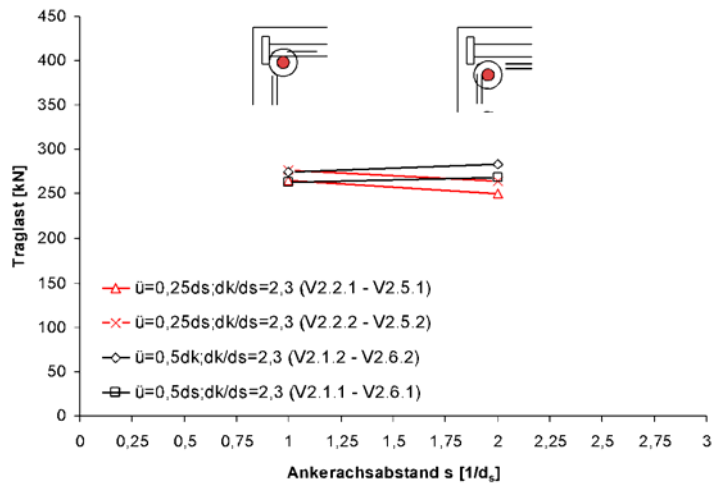


Abb. 7-31: Variation des Ankerachsabstands

Einen deutlichen Einfluss auf die Lastabtragung und die Bruchlast hat dagegen die Bügelbewehrung der Rahmenecke. So kommt es durch die Verdoppelung der Bügelbewehrung im Bereich von 200mm vor den Ankerköpfen zu einem deutlichen Lastanstieg (siehe Abb. 7-32).

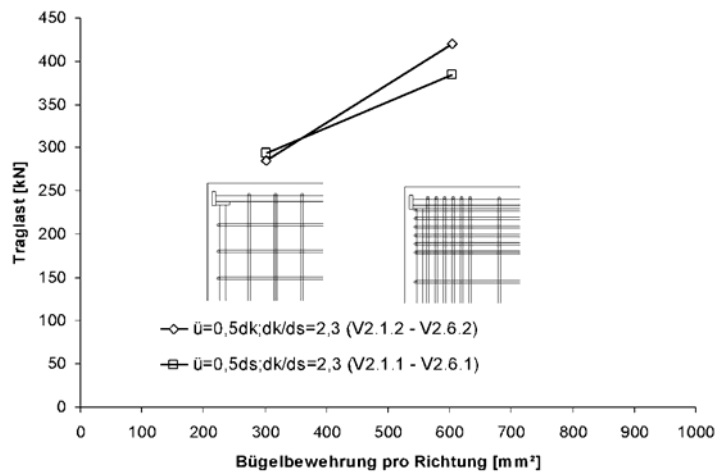


Abb. 7-32: Variation der Bügelbewehrung in [mm<sup>2</sup>] in horizontaler und vertikaler Richtung

Die Versuche haben gezeigt, dass mit einer verstärkten Bügelbewehrung ein ausreichendes Tragverhalten erreicht werden kann (vgl. Abb. 7-26). Im Falle des hohen Bügelbewehrungsgrades waren 6 Bügel ( $\Phi 8$ )  $A_s = 603,6\text{mm}^2$  notwendig. Die Querschnitts-



fläche der 2 Anker  $\Phi 20$  betrug  $A_s = 628 \text{ mm}^2$ . Die Tragfähigkeit betreffend, muss also mindestens die Querschnittsfläche der Ankerbewehrung als Bügelbewehrung vorgesehen werden um eine ausreichende Sicherheit zu gewährleisten. Die Rissbreiten übersteigen die zulässigen Werte jedoch deutlich. Der Grund dafür ist, dass die Bügelbewehrung die Rissebene in einem Winkel von ca.  $45^\circ$  schneidet und somit nicht sehr effektiv ist. Nach Leonhardt [1986] muss in diesem Falle aber mindestens die 1,0-fache und nach Windisch [2000] die 1,74-fache Bewehrungsmenge orthogonal in zwei Richtungen eingelegt werden, die notwendig wäre, wenn der Riss und die Bewehrung im Winkel von  $90^\circ$  zueinander verlaufen würden.

### 7.3 Stabwerkmodell

Um den Lastabtragungsmechanismus einer Rahmenecke zu verdeutlichen, sind in Abb. 7-33 drei verschiedene Stabwerkmodelle abgebildet. Bei den betrachteten Systemen handelt es sich um Rahmenecken, die durch ein reines Biegemoment belastet sind. Die Stabwerkmodelle repräsentieren verschiedene Bewehrungstypen a) Rahmenecke mit abgebogener Biegebewehrung, b) Rahmenecke mit überkreuzt gestoßenen Ankerstäben und c) Rahmenecke mit stumpf gestoßenen Ankerstäben. Im Fall a) wird die am Anschnitt auftretende Biegezugkraft durch Umlenkkräfte, die in diesem Stabwerkmodell durch zwei Druckstreben symbolisiert sind, umgelenkt. Vernachlässigt man die Tatsache, dass über den Verbund zwischen geripptem Stahl und dem Beton Zugkräfte in den Beton eingeleitet werden, entstehen auf Grundlage des Modells keine Zugspannungen im Beton. Ein verfeinertes Stabwerkmodell zeigt Abb. 7-34 a). Aus diesem Stabwerkmodell ergeben sich die Querzugkräfte der Betondruckstreben und damit auch die erforderliche „konstruktive“ Bewehrung. Bei gekreuzt gestoßenen Ankerstäben breiten sich die Kräfte wie in Abb. 7-33 b) gezeigt aus. Es entstehen ebenfalls keine primären Betonzugspannungen. Diese werden erst in dem verfeinerten Stabwerkmodell aus Abb. 7-34 b) deutlich. Die numerischen und experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass ein Teil der Zugkräfte in den Ankerstäben direkt über die Köpfe übertragen wird. Da dieser Teil jedoch relativ gering ist, muss davon ausgegangen werden, dass sich das Stabwerkmodell in Abb. 7-33 c) eher für die Beschreibung des Tragmechanismus eignet. Aus den Stabkräften dieses Stabwerkmodells kann man ablesen, dass die Bügelbewehrung so bemessen werden muss, dass diese in der Lage ist  $\frac{2}{3}$  der Biegezugkraft zu übertragen. Es muss somit gelten:

$$A_{s,B} \geq A_{s,L} \quad \text{Gleichung 7.12}$$

mit  $A_{s,b}$  = Querschnittsfläche der Bügelbewehrung

$A_{s,L}$  = Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung

Das verfeinerte Stabwerkmodell für Rahmenecken mit abgebogener Bewehrung (vgl. Abb. 7-33 a) hat gezeigt, dass auch in diesem Fall eine Bügelbewehrung vorzusehen ist. Diese muss dagegen nur so bemessen werden, dass diese in der Lage ist 25% der Biegezugkraft zu übertragen

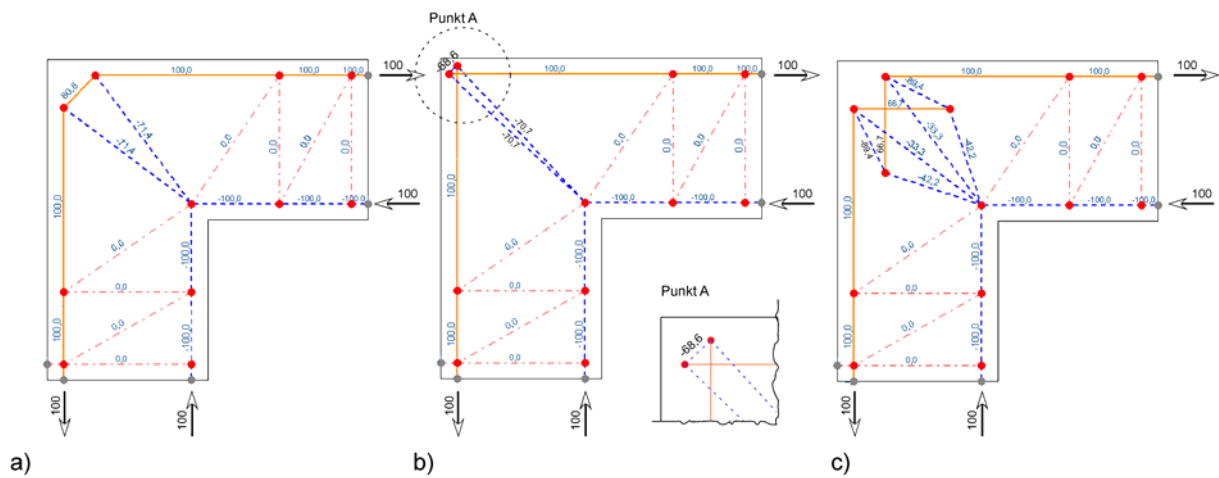


Abb. 7-33: Stabwerkmodelle für die Systeme a) mit abgebogener Biegebewehrung, b) gekreuzt gestoßenen Ankerstäben und c) nicht gekreuzt gestoßenen Ankerstäben

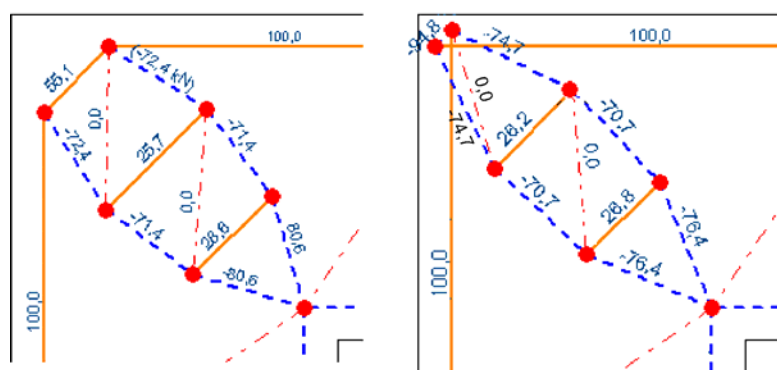


Abb. 7-34: Detailbereich der Diagonalen für die Systeme a) mit abgebogener Biegebewehrung, b) gekreuzt gestoßenen Ankerstäben u

#### 7.4 Empfehlungen für den Einsatz von Ankerstäben

Nach den numerischen und experimentellen Untersuchungen muss festgestellt werden, dass sich der Einsatz von Ankerstäben zur Bewehrung von Rahmenecken unter einer negativen (schließenden) Momentenbeanspruchung wenig eignet. Durch den Einsatz einer starken Bügelbewehrung lässt sich eine ausreichende Sicherheit gegenüber dem Fließmoment erreichen. Eine Begrenzung der Rissbreiten gelingt jedoch nicht. Dem Vorteil der einfachen Bewehrungsführung mit Ankerstäben steht somit der Nachteil einer intensiven Bügelbewehrung entgegen. Es zeigt sich, dass beim Einsatz von Ankerstäben ein großer Anteil der Biegezugkräfte über den Beton übertragen werden muss. Dabei spielt die Anordnung der Köpfe eine eher untergeordnete Rolle. Diese Kraftübertragung über die Köpfe führt zu einer lokalen Zerstörung des Betons im Bereich der Köpfe. Dabei tritt eine Mischung aus Diagonalriss, seitlichem Betonausbruch und Spalten des Betons auf. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad der Biegezugbewehrung nimmt das Fließmoment zu, während die Traglast, die von der Betonzugfestigkeit abhängt, konstant bleibt. Dies führt zu einer immer kleiner werdenden Sicherheit gegenüber der Gebrauchslast.

Der Vorteil einer abgebogenen Bewehrung liegt darin, dass die eigentliche Zugkraft nur umgelenkt wird und dabei nur Querspannungen entstehen, die durch eine wirtschaftliche Bügelbewehrung abgetragen werden können. Für die Bemessung der Bügelbewehrung kann entweder ein verfeinertes Stabwerkmodell oder die konstruktiven Hinweise von Kordina [Kordina 1984 und 1986] herangezogen werden. Entscheidend ist, dass die abgebogene Bewehrung senkrecht zum diagonalen Riss verläuft und sich im Bereich der maximalen Zugspannung des ungerissenen Betons befindet. Somit wird die Bewehrung sofort beim Öffnen des Diagonalrisses aktiviert und begrenzt effektiv die Rissbreiten. Das verhindert eine übermäßige Rotation des Rahmenknotens und eine vorzeitige Einschnürung der Betondruckzone in der einspringenden Ecke des Rahmens.

## 7.5 Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf

Im Rahmen der Untersuchungen sind weitere Möglichkeiten für den Einsatz von Ankerstäben in Rahmenecken entstanden, die jedoch in dieser Arbeit nicht untersucht wurden. Dabei wird von den Vorteilen einer abgebogenen Bewehrung und von dem Vorteil kurzer Verankerungslängen von Ankerstäben Gebrauch gemacht. Der Grundgedanke, eine Bewehrungsführung zu konzipieren, die eine Bewehrungsanhäufung verhindert und ein abschnittsweises Betonieren bzw. den Einsatz von Fertigteilen erlaubt, wird dabei eingehalten. Abb. 7-35 zeigt den Bewehrungsplan einer solchen Alternative. Im Rahmen einer numerischen Voruntersuchung wäre jetzt zu prüfen, ob sich eine ausreichende Sicherheit erreichen lässt. Dabei ist ein System mit einem maximalen Bewehrungsgrad der kritische Fall. Eine experimentelle Untersuchung in der vom Autor entwickelten vereinfachten Versuchsanordnung ist aber unverzichtbar.

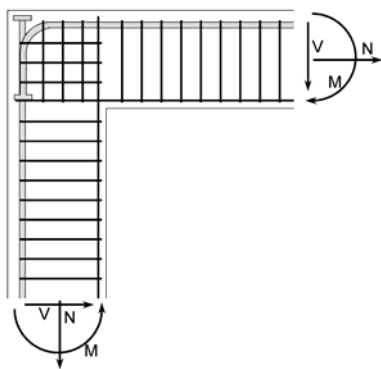


Abb. 7-35: Alternative Bewehrungsführung von Rahmenecken mit Ankerstäben

## 8 Rahmenendknoten

### 8.1 Numerische Untersuchungen

#### 8.1.1 Tragverhalten

Bei Rahmenendknoten handelt es sich um den Knotenbereich zwischen einem Riegel und einer durchlaufenden Stütze. Die Belastung eines solchen Rahmenendknotens ist sehr komplex. Charakteristisch ist aber, dass das Stützenbiegemoment oberhalb und unterhalb des Riegels entgegengesetzt wirkt. Somit befindet sich die Zugzone unterhalb des Riegels an der Außenseite und oberhalb auf der Innenseite der Stütze. Die gängige Bemessung, Bewehrung und konstruktive Durchbildung ist in Kapitel 5 ausführlich beschrieben. Der Tragmechanismus eines mit Ankerstäben bewehrten Rahmenendknotens wird im Folgenden anhand einer FE-Simulation dargestellt. Außerdem wird untersucht, inwiefern die Lage der Ankerköpfe einen Einfluss auf das Tragverhalten hat. In einer weiteren FE-Studie wird der Einfluss der Stützennormalkraft aufgezeigt.

Die numerischen Studien werden an einem Rahmenendknoten, wie in Abb. 8-1 dargestellt, durchgeführt. Die Abmessungen des Systems können der Abbildung entnommen werden.

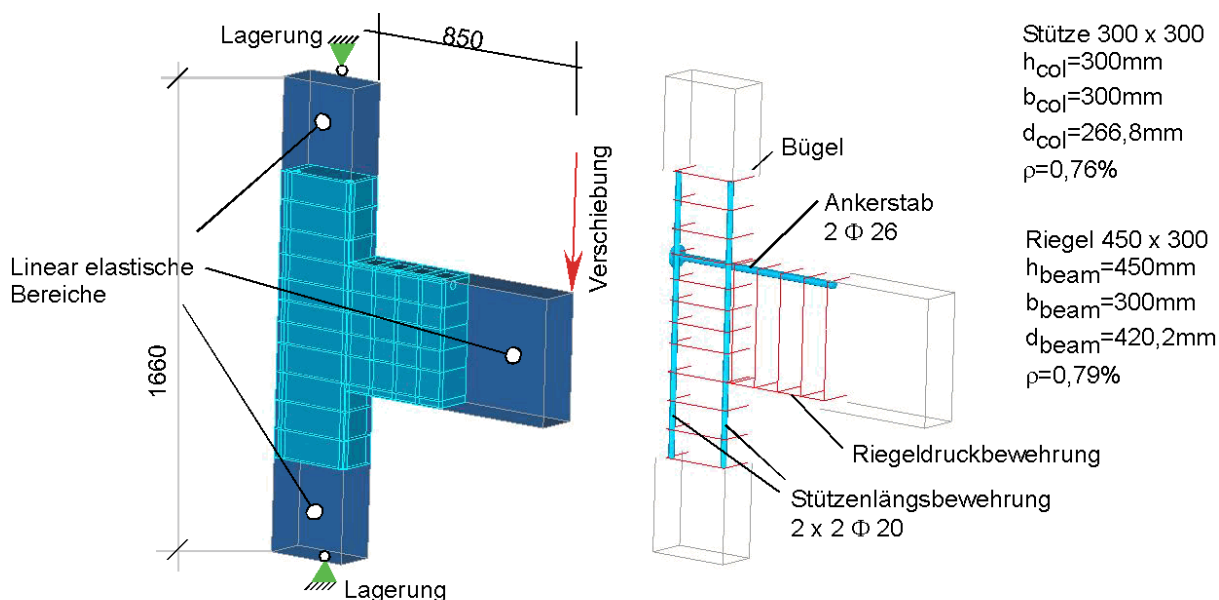


Abb. 8-1: Geometrie, Lagerung und Bewehrungsanordnung des Rahmenendknotens

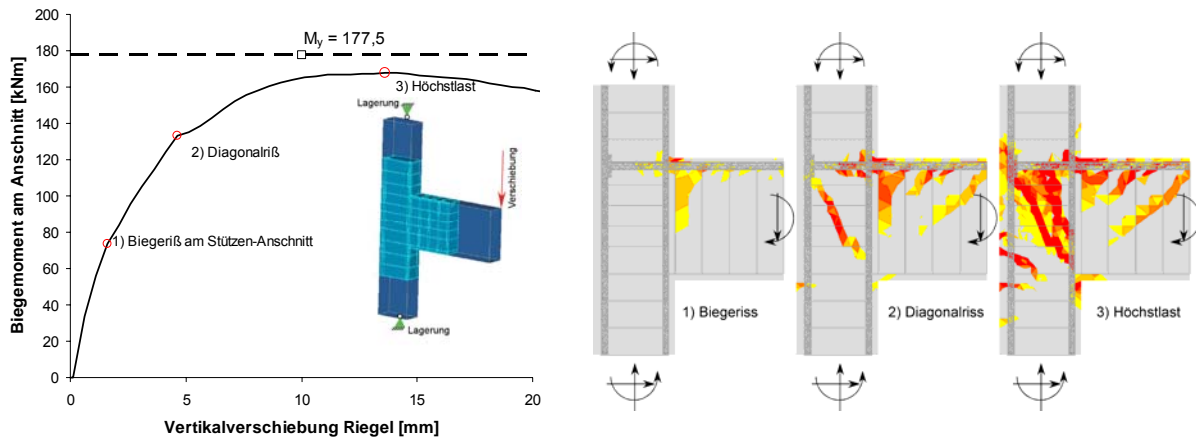
Die Stützenlängsbewehrung und die Ankerstäbe werden als 3-D-Tetraeder-Elemente mit einem Durchmesser von  $d_{s,Stütze} = 20\text{mm}$  und  $d_{s,Anker} = 26\text{mm}$  diskretisiert. Die Bügel sind als 1-D-bar-Elemente mit einem fiktiven Durchmesser  $d_{s,Bügel} = 10\text{mm}$  modelliert. Der Abstand der Bügel beträgt ausserhalb des Knotens 100mm und innerhalb 75mm. Die Bügel sind über einen starren Verbund mit dem Beton verknüpft und sind frei drehbar miteinander verbunden. Der Verbund der 3D-Stahlelemente mit den 3D-Betonelementen wird durch eine Verbundschicht realisiert. Für die erste Simulation werden die Ankerköpfe so modelliert, dass der Kopf hinter der Stützenlängsbewehrung liegt (vgl. Abb. 8-5 a). Die Werkstoffkennwerte sind in Tab. 8-1 aufgelistet.

Beton				Stahl			
E-Modul	$E_C$	=	29.000 MPa	E-Modul	$E_s$	=	200.000 MPa
Querdehnzahl	$\nu$	=	0,18	Querdehnzahl	$\nu$	=	0,33
Zugfestigkeit	$f_{ct}$	=	1,5 MPa	Streckgrenze	$f_y$	=	<sup>1)</sup> MPa
Druckfestigkeit	$f_c$	=	20,0 MPa				
Bruchenergie	$G_F$	=	0,06 N/mm				

1) Dem Material Stahl wurde ein linear elastisches Werkstoffgesetz zugeordnet

Tab. 8-1: Materialwerte für Beton und Stahl

Die Belastung erfolgt zunächst durch das Aufbringen einer vertikalen Stützenkraft von  $N = 300\text{kN}$ . Die weitere Belastung erfolgt über eine vertikale Verschiebung des Riegels. In Abb. 8-2 a) ist das Biegemoment im maßgebenden Schnitt über der Vertikalverschiebung des Riegels aufgetragen. Der maßgebende Schnitt befindet sich im Abstand von  $0,2 h_{Stütze}$  vom Riegelanschnitt entfernt. Zunächst bildet sich ein Biegeriss im Riegel direkt am Anschnitt. Im weiteren Verlauf der Belastung folgt ein diagonal verlaufender Riss durch den Knoten. Der Beginn des Risses liegt in der Mitte der Knotendiagonalen und breitet sich sowohl in Richtung Ankerkopf als auch in Richtung der unteren einspringenden Ecke aus (Abb. 8-2 b Bild 2 Diagonalriss).



a)

b)

Abb. 8-2: a) Biegemoment im maßgebenden Schnitt über der vertikalen Durchbiegung des Riegels, b) Hauptzugdehnungen (Rissbilder)

Der Bruch des Rahmenendknotens wird durch das Versagen der Biegedruckzone im Bereich der einspringenden Ecke hervorgerufen. Die Druckzone wird dabei durch den diagonalen Riss und den Biegeriss am Anschnitt stark eingeschnürt. Dabei wird von dem Rahmenendknoten die anfangs analytisch berechnete Fließlast nicht erreicht. In Abb. 8-3 sind für den Beton die Hauptdruckspannungen  $\sigma_{33}$  und für die Ankerstäbe und die Stützenlängsbewehrung die Längsspannungen abgebildet. Man kann anhand dieser Darstellung das so genannte „Wechseln“ der Zugspannung in der Stützenbewehrung deutlich erkennen. Oberhalb der Einmündung des Riegels in die Stütze befindet sich die Zugzone auf der Innenseite der Stütze. Unterhalb des Riegels liegt die Zugzone in der Stütze auf der Außenseite der Konstruktion.

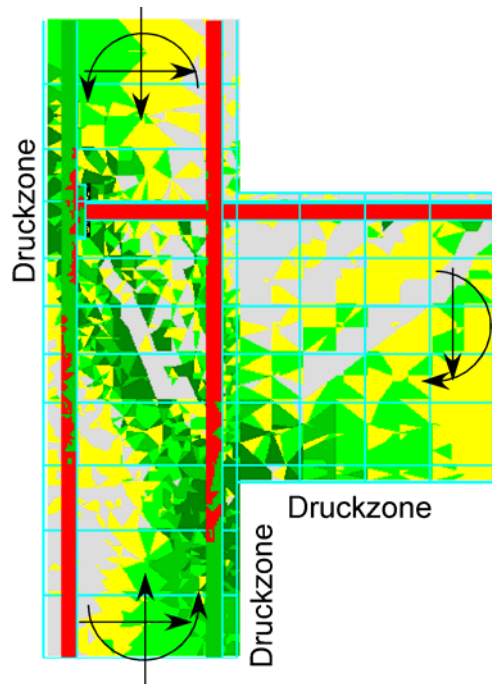


Abb. 8-3: Betonhauptdruckspannungen  $\sigma_{33}$  und Längsspannungen der Stützenlängsbewehrung

Da das Versagen des Rahmenendknotens durch das Einschnüren der Betondruckzone hervorgerufen wird, stellt sich die Frage, warum die horizontalen Steckbügel nicht in der Lage sind, dies zu verhindern. In Abb. 8-4 ist die Stahlspannung der Bügel bei Höchstlast angegeben. Sie überschreitet an keiner Stelle die Fließgrenze. Die größte Stahlspannung ergibt sich jeweils im Schnittpunkt der Bügel mit dem diagonalen Riss. Die Tatsache, warum die Bügel nicht in der Lage sind die Einschnürung der Betondruckzone zu verhindern, kann damit erklärt werden, dass sich kein parallelgurtiges Fachwerkmodell wie bei einem Balken ausbildet, sondern eine Art Sprengwerk wie z.B. bei auflagernahen Querkräften bei Balken. In diesem Fall kann nicht die gesamte Bügelbewehrung zur Abtragung der Querkräfte herangezogen werden. Diese Auffassung wird auch von Roeser [2002] vertreten. Ein weiterer Grund, dass die Bügel nicht höher belastet werden können, liegt daran, dass sie keine ausreichende Verankerungslänge besitzen. Daher wird der Einsatz von langen Steckbügeln empfohlen. Die numerische Simulation zeigt jedoch, dass sich diese Maßnahme nur für die horizontale Querbewehrung im unteren Teil des Rahmenendknotens auszahlt, da für die obere Querbewehrung der kurze Abstand zur Abbiegung der Steckbügel maßgebend bleibt und es zu keiner Erhöhung der Bügelspannungen kommt.



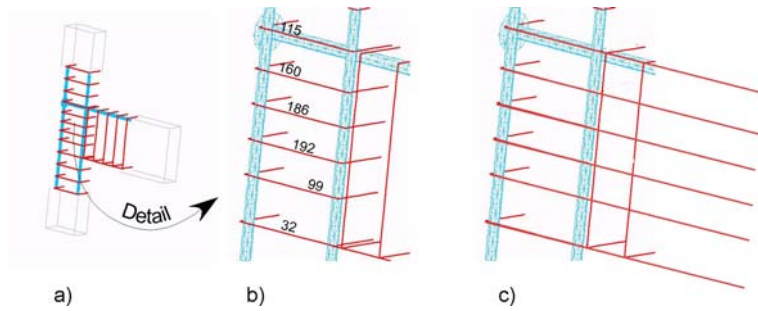


Abb. 8-4: b) Bügelzugspannungen bei Höchstlast, c) Einsatz von Steckbügel

### 8.1.2 Einfluss der Lage der Ankerköpfe

Rahmenendknoten werden in der Regel mit einer abgebogenen Bewehrung bewehrt. Dabei wird die Riegelzugbewehrung in den Stiel der Stütze nach unten abgebogen. Bei der Bewehrung mit Ankerstäben entfällt diese abgebogene Bewehrung und es stellt sich die Frage, ob der Ankerkopf eine ausreichende Verankerung der Riegelbewehrung garantieren kann. Daher wird in dieser Studie untersucht, ob die Ankerköpfe hinter der Stützenbewehrung angeordnet werden müssen oder nicht. In Abb. 8-5 sind die drei Lagepositionen der numerischen Simulation skizziert. Dabei kommt der Ankerkopf a) hinter, b) in der Achse der und c) vor der Stützenlängsbewehrung zu liegen.

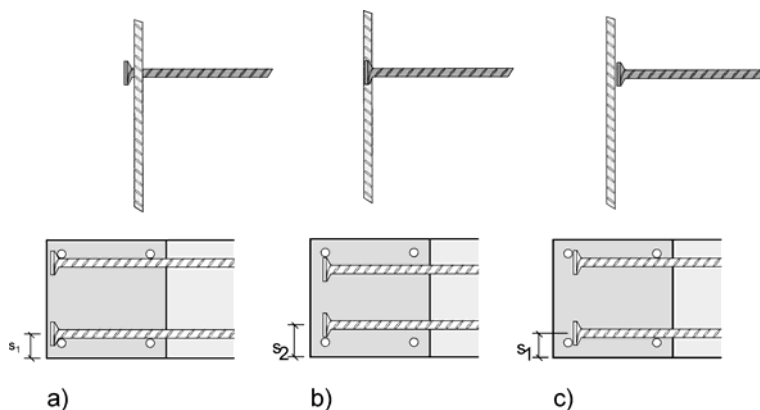


Abb. 8-5: Lage der Ankerköpfe a) hinter, b) neben und c) vor der Stützenlängsbewehrung

Die Berechnungen werden in diesem Fall ohne eine Stützennormalkraft durchgeführt, um einen eventuell vorhandenen Einfluss der Stützennormalkraft auszuschließen. Die Berechnungen zeigen, dass die Lage der Ankerköpfe das Last-Verformungsverhalten wenig beeinflussen (vgl. Abb. 8-6). Die Traglast des Systems, bei dem der Ankerkopf vor der

Stützenlängsbewehrung liegt (System c), ist um ca. 14% geringer als wenn der Ankerkopf hinter der Stützenlängsbewehrung liegt (System a). Liegt der Ankerkopf dagegen in der Achse der Stützenlängsbewehrung, beträgt die Abnahme gegenüber dem System, bei dem der Ankerkopf hinter der Stützenlängsbewehrung liegt, nur 6%.

In Abb. 8-6 sind die Biegemomente im maßgebenden Schnitt über der vertikalen Riegelverschiebung der drei unterschiedlichen Systeme abgebildet.

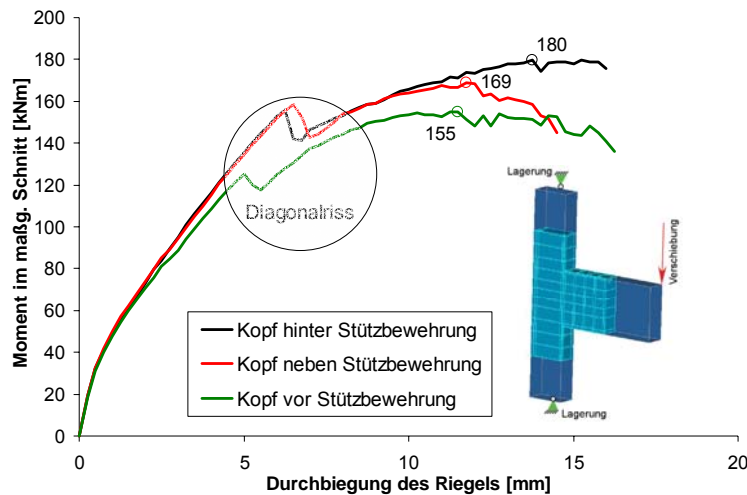


Abb. 8-6: Biegemoment im maßgebenden Schnitt über der vertikalen Durchbiegung des Riegels a) Kopf hinter Stützenbewehrung, b) Kopf in der Achse der Stützenbewehrung und c) vor der Stützenbewehrung

Betrachtet man die Hauptzugdehnungen bei der Entstehung des Diagonalrisses wie in Abb. 8-7, so kann man erkennen, dass die Rissbildung bei den unterschiedlichen Systemen nicht gleich verläuft. Bei Verankerung der Ankerstäbe hinter der Stützenlängsbewehrung (Abb. 8-7 a) beginnt der Diagonalriss ungefähr in der Mitte der Diagonalen. Bei dieser Belastungsstufe ist der Bereich um den Kopf noch ungeschädigt. Liegt der Ankerkopf deutlich vor der Stützenbewehrung (Abb. 8-7 c), beginnt der Diagonalriss direkt am Ankerkopf. Befindet sich der Ankerkopf in der Achse der Stützenlängsbewehrung (Abb. 8-7 b), so stellt man fest, dass es sich dabei um einen Zwischenzustand zwischen den Systemen a und b handelt. Der Riss beginnt in diesem Fall zwar auch direkt am Kopf, er weitet sich aber in der Mitte der Diagonalen deutlich auf. In Abb. 8-8 ist der Bereich der Verankerung aus Abb. 8-7 nochmals vergrößert dargestellt.

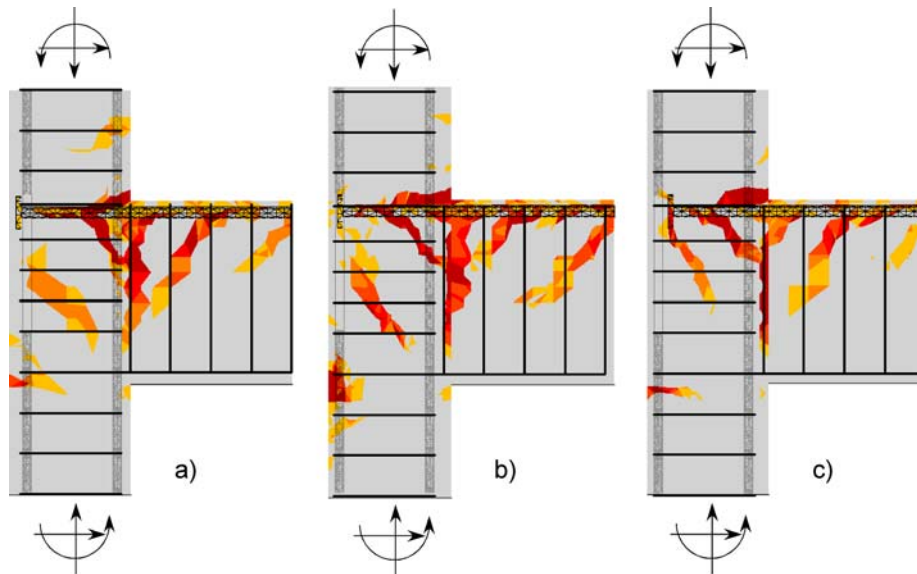


Abb. 8-7: Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  bei Entstehung des Diagonalrisses a) Kopf hinter Stützenbewehrung, b) Kopf in der Achse der Stützenbewehrung und c) vor der Stützenbewehrung

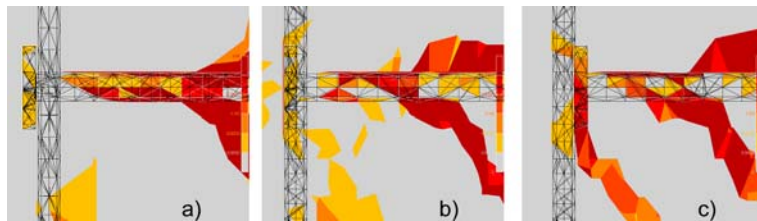


Abb. 8-8: Detailausschnitt der Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  bei Entstehung des Diagonalrisses a) Kopf hinter Stützenbewehrung, b) Kopf in der Achse der Stützenbewehrung und c) vor der Stützenbewehrung

In Abb. 8-9 sind die Rissbilder der Rahmenendknoten a), b) und c) jeweils bei Höchstlast abgebildet. Bei allen drei Rahmenendknoten verläuft der Diagonalriss bis fast zur einspringenden Ecke und schnürt die Betondruckzone erheblich ein. Dieser Umstand führt in allen Fällen zu einem Biegedruckversagen des Betons. Die Zugspannungen in der Bewehrung erreichen bei keinem Rahmenendknoten die Fließgrenze. Es zeigt sich dabei, dass bei dem System mit der höchsten Traglast die Bügelspannungen am geringsten ausfallen (System a), während bei dem System c) die Bügelspannungen am höchsten sind.

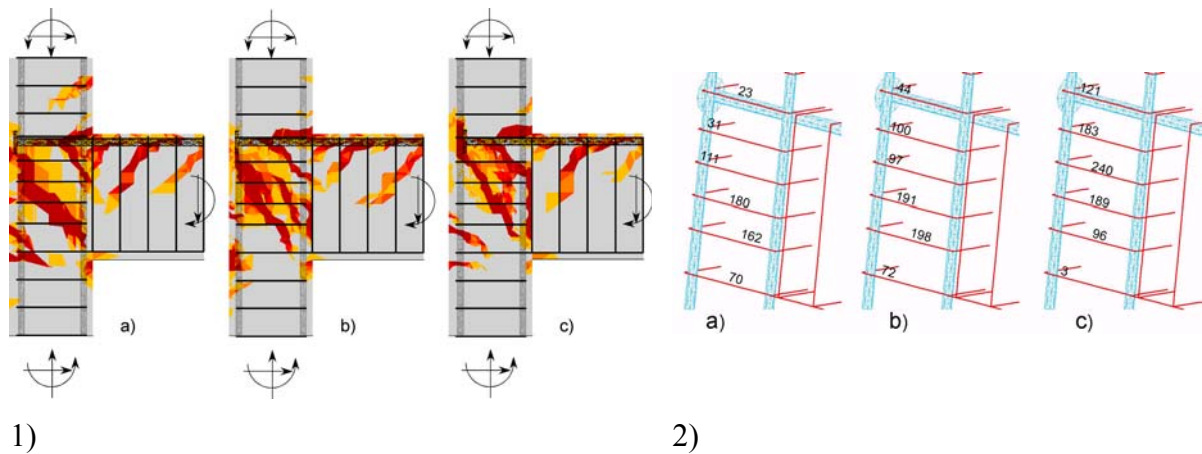


Abb. 8-9: 1) Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  a) Kopf hinter Stützenbewehrung, b) Kopf neben Stützenbewehrung und c) vor der Stützenbewehrung, 2) Spannungen in den Bügeln bei der jeweiligen Höchstlast

Betrachtet man die Lage des Ankerkopfes in Bezug auf die Breite der Betondruckzone der Stütze, so erkennt man anhand der Abb. 8-10 deutlich, dass bei dem System a) der Ankerkopf in der Betondruckzone liegt. Aus diesem Grund kann eine höhere Last über den Kopf in den Beton übertragen werden. Ist der Ankerkopf vor der Stützenlängsbewehrung positioniert, so liegt dieser nicht mehr bzw. am Rand der Druckzone der Stütze. Dies führt zu einer geringeren Kopftragfähigkeit. Die Lage der Ankerköpfe in Bezug auf die Breite der Druckzone ist auch besonders deutlich in Abb. 8-10 zu sehen. Bei dem Rahmenendknoten mit den Ankerköpfen vor der Stützenlängsbewehrung ist deutlich zu erkennen, dass sich zwei diagonale Druckstreben ausbilden.

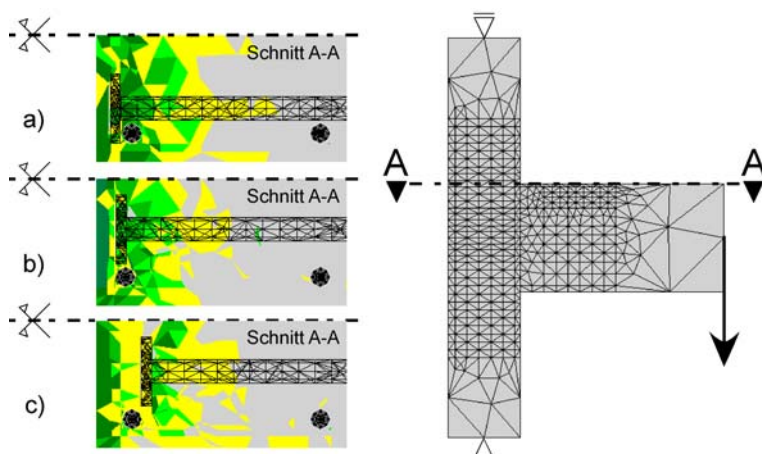
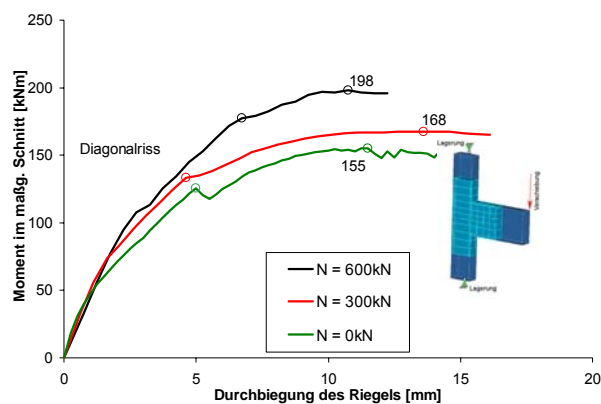


Abb. 8-10: Druckspannungen  $\epsilon_{33}$  im Schnitt A-A (Riegel im Schnitt nicht dargestellt der Systeme a) Kopf hinter Stützenbewehrung, b) Kopf in der Achse der Stützenbewehrung und c) vor der Stützenbewehrung

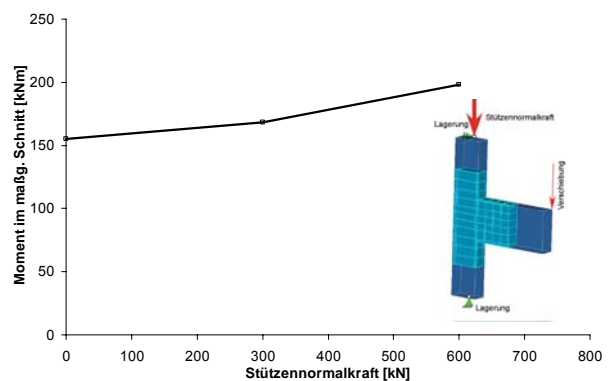
Betrachtet man andere Schnitte durch diese Rahmenendknoten, wird deutlich, dass es sich um einen rotationssymmetrischen Druckkegel handelt. Bei den beiden anderen Anordnungen der Ankerköpfe ist das im Prinzip auch so, nur werden die Druckkegel durch die Druckspannungen der Betondruckzone der Stütze überlagert und können nicht sichtbar gemacht werden. Es ist somit deutlich geworden, dass es bei der Krafteinleitung Analogien zur Befestigungstechnik gibt. Daraus kann man folgern, dass bei einer Anordnung der Ankerköpfe deutlich vor der Stützenlängsbewehrung die Ausbildung eines vom Ankerkopf ausgehenden Betonausbruchkörpers zu erwarten ist. Die zugehörige Bruchlast sollte nach der CC-Methode berechnet werden. Allerdings sind weitere Untersuchungen in diesem Thema erforderlich.

### 8.1.3 Einfluss der Stützennormalkraft

In einer FE-Studie wird der Einfluss einer Stützennormalkraft untersucht. Als Ausgangssystem wird der Rahmenendknoten mit den Ankerköpfen vor der Stützenlängsbewehrung gewählt und mit Stützennormalkräften  $N = 0\text{kN}$ ,  $N = 300\text{kN}$  und  $N = 600\text{kN}$  belastet. In Abb. 8-11 a) sind die numerisch ermittelten Biegemomente als Funktion der Durchbiegung des Riegels dargestellt. Abb. 8-11 b) zeigt den Einfluss der Stützennormalkraft auf die Traglast der Rahmenendknoten. Wie man in Abb. 8-11 a) erkennen kann, verursacht eine höhere Stützennormalkraft ein steiferes Tragverhalten und eine höhere Traglast, da der Verbund entlang des Ankerstabes und die Lasteinleitung über den Kopf durch die Querpressung deutlich gesteigert werden. Wegen der vertikalen Druckspannung steigt die Last, bei der sich der diagonal verlaufende Riss bildet mit zunehmender Stützennormalkraft an. Die Traglast ist bei einer Stützennormalkraft von  $N = 600\text{kN}$  um ca. 28% höher als ohne Stützennormalkraft.



a)



b)

Abb. 8-11: Einfluss der Normalkraft auf die Tragfähigkeit des Rahmenendknotens a) Biegemoment über vertikaler Verschiebung des Riegels, b) Abhängigkeit der Traglast von der Stützennormalkraft

#### 8.1.4 Vergleich mit den Untersuchungen von Roeser

Das von Roeser [2002] vorgestellte Bemessungsverfahren geht prinzipiell davon aus, dass die Zugkräfte aus der Riegelzugbewehrung in den Rahmenendknoten eingeleitet werden können. Der Nachweis des Knotens wird dadurch geführt, dass die einwirkende Querkraft kleiner als der Querkraftwiderstand ist. Die Bemessungsgleichung wurde bereits in Kapitel 5.2.2 vorgestellt. Dabei setzt sich der Querkraftwiderstand aus einem Beton- und einem Stahltraganteil zusammen. Für die numerisch untersuchten Rahmenendknoten ergibt sich eine Querkrafttragfähigkeit nach Roeser von  $V_{j,Rd} = 359,9\text{kN}$ . Dabei kann nach den Gleichungen von Roeser nicht unterschieden werden, ob die Verankerung hinter der Stützenlängsbewehrung liegt oder nicht. Die einwirkende Querkraft in den numerischen Simulationen liegen bei  $V_{Ed} = 368,7\text{kN}$  für den Rahmenendknoten mit den Ankerköpfen hinter der Stützenlängsbewehrung,  $V_{Ed} = 345,6\text{kN}$  für den Rahmenendknoten mit den Ankerköpfen in der Achse der Stützenlängsbewehrung und  $V_{Ed} = 317,6\text{kN}$  für den Rahmenendknoten mit den Ankerköpfen vor der Stützenlängsbewehrung. Es zeigt sich also eine sehr gute Übereinstimmung der numerisch ermittelten Traglast mit dem Modell von Roeser, bei Lage der Ankerstäbe hinter der Stützenlängsbewehrung. Den Einfluss der einwirkenden Stützennormalkraft berücksichtigt Roeser nur in der Begrenzung des maximalen Querkraftwiderstandes. Dabei wirkt sich eine Querkraft ab einer bestimmten Höhe negativ auf den maximalen Querkraftwiderstand aus. Eine laststeigernde Wirkung besteht nach Roeser jedoch nicht.

## 8.2 Stabwerkmodell

Um den Lastabtragungsmechanismus deutlich zu machen, werden in diesem Kapitel Stabwerkmodelle entwickelt und die bisherigen FE-Ergebnisse interpretiert. Bei der Entwicklung der Stabwerkmodelle werden zuerst die Abgrenzungen der D-Bereiche vorgenommen und die Schnittkräfte der FE-Berechnung bei der jeweiligen Höchstlast als Belastung angenommen. Dabei werden die angreifenden Biegemomente in Kräftepaare zerlegt. Die einwirkenden Normal- und Querkräfte werden auf die jeweiligen Streben der Stabwerkmodelle verteilt. Die Berechnung der Stabkräfte erfolgt mit dem Programm CAST

[2002]. Abb. 8-12 zeigt das Stabwerkmodell für den Rahmenendknoten mit Ankerköpfen vor der Stützenlängsbewehrung mit den berechneten Stabkräften a) und die Hauptdruckspannungen  $\sigma_{33}$  der FE-Simulation b).

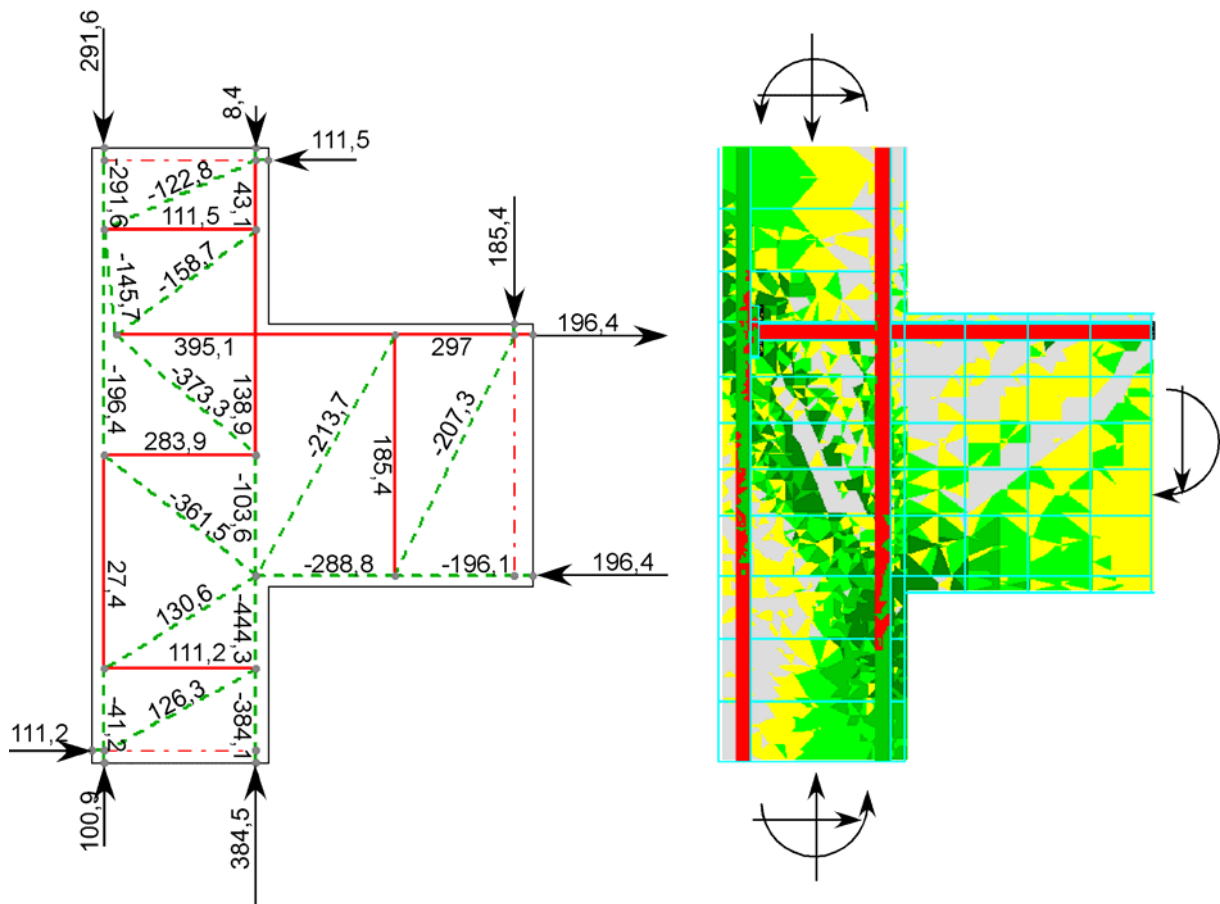


Abb. 8-12: Stabwerkmodell und Hauptdruckspannungsverteilung der FE-Berechnung des Systems c) (Ankerköpfe vor der Stützenbewehrung und einer Normalkraftbelastung  $N = 300\text{kN}$ )

Anhand des Stabwerkmodells und der Hauptdruckspannungen kann man erkennen, dass der Ankerkopf in der Druckzone liegt. Diese liegt bei üblich beanspruchten Rahmenendknoten oberhalb des Knotenbereichs an der Außenseite und unterhalb des Knotens an der Innenseite der Stütze. Anhand dieses Stabwerkmodells ist außerdem gut zu erkennen, dass es sich im Gegensatz zu einer Rahmenecke nicht um eine Zugkraftumlenkung, sondern um eine Krafteinleitung handelt. Der Ankerkopf stützt sich dabei auf zwei Druckstreben ab. Diese sind aufgrund der Geometrie und der Belastung nicht gleich beansprucht. Des Weiteren wird deutlich, dass im Knotenbereich horizontale Bügel angeordnet werden müssen, um die diagonale Druckstrebe “zurückzuhängen“. Allerdings zeigen die FE-Berechnungen, dass der







Abb. 8-14: Statisches System und Stabwerkmodell eines Rahmendknotens mit großem Biegemoment und gleichzeitig geringer Querkraft im Riegel

### 8.3 Empfehlungen für die Bemessung und konstruktive Durchbildung

In den von Roeser durchgeführten drei Versuchen an Rahmenendknoten mit Ankerstäben kam es zum Fließen der Riegelzugbewehrung. Darüber, wie groß die Sicherheit gegenüber Betonversagen bei diesen Versuchen war, kann keine Aussage getroffen werden, da die Riegelzugbewehrung mit herkömmlichem Betonstahl bewehrt war. Die Betonfestigkeit war in allen drei Versuchen mit  $f_{c,cyl} = 54,9$  bis  $f_{c,cyl} = 86,5$ MPa relativ hoch. Im Gegensatz dazu wurden die hier gezeigten numerischen Untersuchungen mit einer deutlich geringeren Betonfestigkeit ( $f_{c,cyl} = 20,0$ MPa) berechnet. Da es sich bei Rahmenendknoten um ein Verankerungsproblem oder unter einer anderen Betrachtungsweise um ein Querkraftproblem handelt, spielt die Betonfestigkeit eine wesentliche Rolle. So wurde in den numerisch untersuchten Rahmenendknoten das Fließmoment der Riegelzugbewehrung nicht erreicht. Werden die numerisch untersuchten Rahmenendknoten nach der Gleichung von Roeser bemessen, ergibt sich nur für den Fall der Verankerung hinter der Stützenlängsbewehrung ein sicheres Ergebnis. Die Verankerung hinter der Stützenlängsbewehrung wird auch in der Zulassung dieser Bewehrungsmethode mit Halben HDB-Anker [DIBT, 2002] gefordert. Das Versagen der numerisch untersuchten Rahmendknoten wird durch eine Zerstörung der Betondruckzone eingeleitet, die durch einen diagonalen Riss allmählich eingeschnürt wird. Dieses Versagen konnte auch bei den Versuchen von Roeser beobachtet werden. Eine Bügelbewehrung kann dies nur eingeschränkt verhindern. Roeser führt das Versagen auf eine Überschreitung der Querkrafttragfähigkeit zurück, die durch eine Querbewehrung nur bis zur zweifachen Betonquerkrafttragfähigkeit  $V_{Rdmax} = 2 \cdot V_{Rd,ct}$  gesteigert werden kann. Die hier gezeigten numerischen Untersuchungen machen deutlich, dass die Verankerung der Riegelbewehrung in der Druckzone liegen muss. Ansonsten kommt es zu einer Abnahme der Knoten Tragfähigkeit. Eine Stützennormalkraft verbessert die Tragfähigkeit der Rahmenendknoten erheblich. Für die Bemessung der Konstruktion muss anhand eines Stabwerkmodells oder einer einfachen Querschnittsbemessung im Bereich der Verankerung nachgewiesen werden, dass die Ankerköpfe in der Druckzone bzw. hinter der Stützenlängsbewehrung liegen und die Bügelbewehrung ausreichend dimensioniert ist. Die Bemessung der Bügelbewehrung kann anhand des Stabwerkmodells oder der

Bemessungsgleichung von Roeser vorgenommen werden. Liegen die Ankerköpfe außerhalb der Betondruckstrebe im gerissenen Beton kann theoretisch Versagen durch Bildung eines Betonausbruchkegels auftreten. Dieser Fall wurde in den numerischen Untersuchungen sowie den experimentellen Untersuchungen von Roeser nicht behandelt. Diese Bruchart sollte dadurch verhindert werden, dass die Ankerköpfe – wie in der Zulassung [DIBT, 2002] gefordert – hinter der Stützenlängsbewehrung liegen müssen. Ist dies nicht zu gewährleisten, wird vorgeschlagen die Tragfähigkeit des Rahmenendknotens bei Auftreten eines Betonausbruchkegels nach der CC-Methode zu berechnen. Die Ankerköpfe befinden sich in unmittelbarer Entfernung zu zwei Betonoberflächen. Daher ist auch ein lokaler Betonausbruch im Bereich der Köpfe möglich. Diese Bruchart wurde in den numerischen Untersuchungen sowie den Versuchen von Roeser nicht beobachtet. Sie kann jedoch prinzipiell nicht ausgeschlossen werden. Daher sollte die Bruchlast bei Versagen durch seitlichen Betonausbruch nach Hoffmann [2005] ermittelt werden, wobei der über Verbundspannungen eingeleitete Teil der Riegelzugkraft bei der Berechnung der am Anker auftretenden Kraft berücksichtigt werden muss.

## 9 Stütze-Fundament-Verbindung

### 9.1 Einführung

Fertigteilstützen werden häufig mit Ankerstäben in einem Ortbetonfundament verankert. Dazu kommen Ankerbolzen und Stützenschuhe zum Einsatz. Diese Ankerbolzen reichen in den meisten Fällen nicht bis zur unteren Bewehrungslage des Fundamentes, sondern werden mit der in der Zulassung festgelegten Verankerungstiefe eingebaut. Die Ankerkräfte müssen somit über Betonzugkräfte in die Fundamentbewehrung eingeleitet werden. In DIN 1045-1 [2001] wird im Kapitel „Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit“ gefordert, dass die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt werden darf. Demzufolge müssen die Ankerstäbe durch eine Anschlussbewehrung mit der entsprechenden Übergreifungslänge mit der Biegezugbewehrung des Fundaments verbunden werden. Da diese Anschlussbewehrung zu deutlich höheren Montage- und Materialkosten führt und in der Praxis häufig nicht vorhanden ist, soll im Rahmen dieser Forschungsarbeit geklärt werden, unter welchen Voraussetzungen auf eine Anschlussbewehrung verzichtet werden kann. Ziel dieser Untersuchungen ist die Erarbeitung eines Bemessungsmodells und von konstruktiven Richtlinien für die Bewehrung von Fundamenten mit Ankerbolzen ohne Anschlussbewehrung.

### 9.2 Ausbruchlast der Ankerstäbe nach CC-Verfahren

In den folgenden Abschnitten werden die Zugkräfte in den Ankerstäben bei Höchstlast mit der Ausbruchlast nach CC-Verfahren verglichen. Daher wird in diesem Kapitel das CC-Verfahren für das Ausgangssystem der numerischen Parameterstudie 2 (Kapitel 9.3.2) detailliert dargestellt.

Zunächst wird die Ausbruchlast eines einzelnen Ankers in der freien Bauteilfläche berechnet:

$$N_{u,c}^0 = 15,5 \cdot h_{ef}^{1,5} \sqrt{\beta_w} = 15,5 \cdot 184^{1,5} \text{ mm} \cdot \sqrt{33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 222,2 \text{ kN} \quad \text{Gleichung (9.1)}$$

Die Gruppenausbruchlast der zwei gezogenen Anker berechnet sich nach folgender Gleichung.

$$N_{u,c} = \frac{A_{c,n}}{A_{c,n}^0} \cdot N_{u,c}^0 \cdot \psi_{s,n} \quad \text{Gleichung (9.2)}$$

Dabei wird das Verhältnis der auf die Betonoberfläche projizierten Ausbruchfläche und ein Term zur Berücksichtigung des Randeinflusses berücksichtigt. Der Term zur Berücksichtigung des Einflusses der Druckzone wird vernachlässigt.

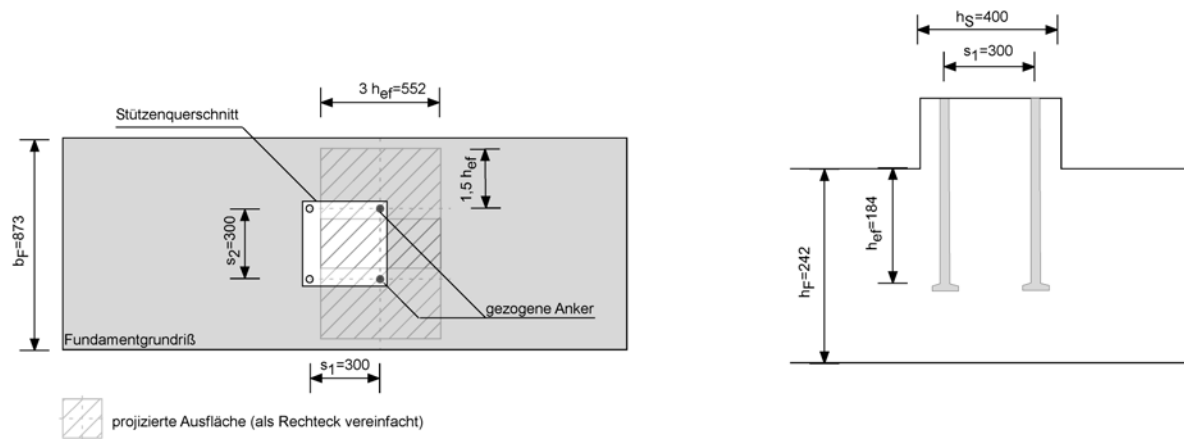


Abb. 9-1: Ermittlung der projizierten Ausbruchflächen

$$A_{c,N}^0 = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \cdot 184^2 = 304.704 \text{ mm}^2 \quad \text{Gleichung (9.3)}$$

$$A_{c,N} = 3 \cdot h_{ef} \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + s_2) = 3 \cdot 184 \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot 184 + 300) = 470.304 \text{ mm}^2 \quad \text{Gleichung (9.4)}$$

Der kritische Randabstand beträgt:

$$c_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} = 1,5 \cdot 184 = 276 \text{ mm} \leq \text{vorhc} = 286,5 \text{ mm} \quad \text{Gleichung (9.5)}$$

$$\Rightarrow \psi_{s,N} = 1,0 \quad \text{Gleichung (9.6)}$$

$$N_{u,c} = \frac{A_{c,n}}{A_{c,n}^0} \cdot N_{u,c}^0 \cdot \psi_{s,n} = \frac{470304}{304704} \cdot 222,2 \cdot 1 = 343 \text{ kN} \quad \text{Gleichung (9.7)}$$

Liegt der Ankerkopf bzw. die Ankerköpfe im gerissenen Beton, so reduziert sich die Ausbruchlast um 25%.

$$N_{u,c,gerissen} = 0,75 \cdot N_{u,c} = 0,75 \cdot 343 = 257,2 \text{ kN} \quad \text{Gleichung (9.8)}$$

Aus der Ausbruchlast nach CC-Verfahren kann das Moment im Stützenquerschnitt über den inneren Hebelarm der Stütze berechnet werden.

$$M = N_{u,c} \cdot z = N_{u,c} \cdot d = N_{u,c} \cdot 0,9 \cdot d_S = 343 \cdot 0,9 \cdot 0,35 = 108,0 \text{ kNm} \quad \text{Gleichung (9.9)}$$

$$M_{cr} = 0,75 \cdot M = 81,0 \text{ kNm} \quad (\text{gerissener Beton}) \quad \text{Gleichung (9.10)}$$

$$\text{mit } d_S = h_S - \frac{h_S - s_1}{2} = 400 - \frac{400 - 300}{2} = 350 \text{ mm} \quad \text{Gleichung (9.11)}$$

## 9.3 Numerische Untersuchungen

### 9.3.1 FE Studie I an großen Fundamenten (FE-Studie I)

#### 9.3.1.1 Einführung

In der Parameterstudie I werden numerische Untersuchungen mit dem Programm MASA an Stütze-Fundament-Verbindungen durchgeführt. Die Fundamentabmessungen werden dabei so gewählt, dass sich kein globales Versagen des Fundaments einstellen kann. Der Anschluss der Stütze an das Fundament erfolgt über vier Ankerstäbe. Da die Stütze auf Biegung mit Normalkraft beansprucht ist, werden nur zwei der vier Anker auf Zug beansprucht. Es werden gerippte Ankerstäbe mit einem Durchmesser  $d_s = 39\text{mm}$ , einem Kopfdurchmesser  $d_k = 90\text{mm}$  und einer effektiven Verankerungslänge  $h_{ef} = 495\text{mm}$  verwendet. Ausführliche Angaben zu den Untersuchungen finden sich in [Bruckner, 2001].

#### 9.3.1.2 Geometrie und Belastung des Referenzsystems

In Abb. 9-2 sind die Geometrie des Systems und die Belastung des Referenzsystems dargestellt. Die geometrischen Abmessungen des Referenzsystems sind in Tab. 9-1 aufgelistet.

	Länge bzw. Höhe [mm]	Querschnittshöhe [mm]	Querschnittsbreite [mm]
Fundament	10.000	1.000	1.800
Stütze	10.000	400	400

Tab. 9-1: Geometrische Abmessungen des Referenz-Fundaments

Die Verankerungstiefe der Ankerstäbe beträgt  $h_{ef} = 495\text{mm}$ . Die Belastung des Systems erfolgt über eine horizontal angreifende Verschiebung am Stützenkopf. Das Fundament ist elastisch gebettet. Für die Bemessung und konstruktive Durchbildung des Fundaments und der Stütze wurde ein Einspannmoment der Stütze in das Fundament von  $M = 300\text{kNm}$  angenommen. Aus der Biegebemessung der Stütze und der Biegebemessung des Fundaments unter Berücksichtigung der elastischen Bettung ergeben sich die erforderlichen Bewehrungsstahlquerschnitte. Die Biegebewehrung des Fundaments wird über die gesamte



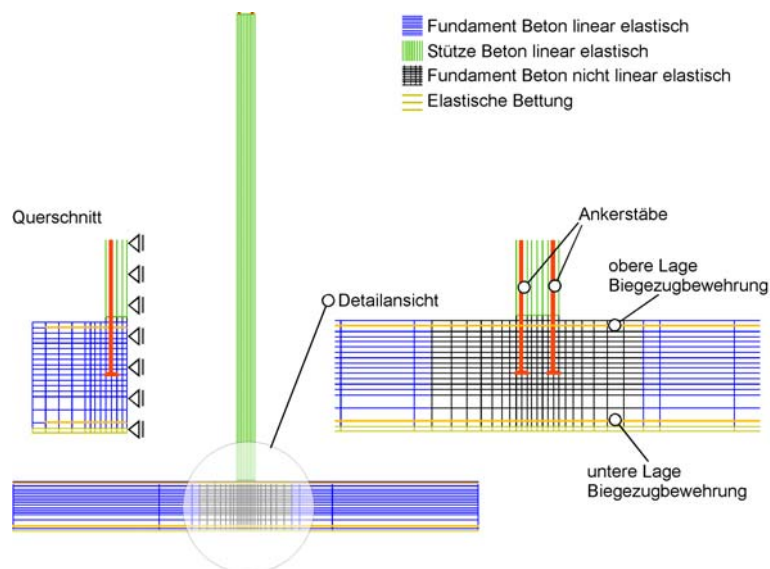


Abb. 9-3: Finite Elemente Netz Stütze-Fundament-Verbindung-Studie I

Für die Materialien Beton und Stahl wurden die folgenden Materialeigenschaften angenommen.

Beton				Stahl			
E-Modul	$E_C$	=	30.500 MPa	E-Modul	$E_s$	=	200.000 MPa
Querdehnzahl	$\nu$	=	0,18	Querdehnzahl	$\nu$	=	0,33
Zugfestigkeit	$f_{ct}$	=	2,6 MPa	Streckgrenze	$f_y$	=	<sup>1)</sup>
Druckfestigkeit	$f_c$	=	25 MPa				
Bruchenergie	$G_F$	=	0,08 N/mm				

1) Linear elastisch

Tab. 9-2: Materialeigenschaften

### 9.3.1.3 Parameterstudien

Im Zuge von Parameterstudien wurden die Fundamentbreite, die Fundamenthöhe, die Fundamentlänge, die Stützenabmessung, die Stützennormalkraft und die Stützenquerkraft des Referenz-Systems variiert. Einen Überblick über die variierten Parameter gibt Tab. 9-3. In der Tabelle sind die Ausgangswerte gelb unterlegt gekennzeichnet. Es wird immer nur ein Parameter variiert. Die restlichen Parameter werden auf den jeweiligen Ausgangswert gesetzt.



### Variation Fundamentbreite

Fundamentlänge = 10.000 mm  
Fundamentbreite = \_\_\_\_\_  
Fundamenthöhe = 1000 mm  
Stützenquerschnitt = 400 mm x 400 mm  
Stützennormalkraft = 0 kN  
Stützenquerkraft = 0,1\*M kN

Fundamentbreite [mm]
600
1000
1400
1800
2000
2600

### Variation Fundamenthöhe

Fundamentlänge = 10.000 mm  
Fundamentbreite = 1000 mm  
Fundamenthöhe = \_\_\_\_\_  
Stützenquerschnitt = 400 mm x 400 mm  
Stützennormalkraft = 0 kN  
Stützenquerkraft = 0,1\*M kN

Fundamenthöhe [mm]
600
700
800
900
1000

### Variation Fundamentlänge

Fundamentlänge = \_\_\_\_\_  
Fundamentbreite = 1000 mm  
Fundamenthöhe = 1800 mm  
Stützenquerschnitt = 400mm x 400mm  
Stützennormalkraft = 0 kN  
Stützenquerkraft = 0,1\*M kN

Fundamentlänge [mm]
4000
6000
8000
10000

### Variation Stützenabmessung

Fundamentlänge = 10.000 mm  
Fundamentbreite = 1000 mm  
Fundamenthöhe = 1800 mm  
Stützenquerschnitt = \_\_\_\_\_  
Stützennormalkraft = 0 kN  
Stützenquerkraft = 0,1\*M kN

Stützenabmessung [mmxmm]
300x300
400x400
500x500
600x600

### Variation Stützennormalkraft

Fundamentlänge = 10.000 mm  
Fundamentbreite = 1000 mm  
Fundamenthöhe = 1800 mm  
Stützenquerschnitt = 400 mm x 400 mm  
Stützennormalkraft = \_\_\_\_\_  
Stützenquerkraft = 0,1\*M kN

Stützennormalkraft [kN]
0
100
200
400
600
800

### Variation Stützenquerkraft

Fundamentlänge = 10.000 mm  
Fundamentbreite = 1000 mm  
Fundamenthöhe = 1800 mm  
Stützenquerschnitt = 400 mm x 400 mm  
Stützennormalkraft = 0 kN  
Stützenquerkraft = \_\_\_\_\_

Stützenquerkraft [kN]
0,1*M
1,0*M

- 1) Gelb markierten Werte stellen Referenzwerte dar
- 2) M = Moment an der Einspannstelle

Tab. 9-3: Überblick über variierte Parameter,  $h_{ef} = 495\text{mm} = \text{const.}$

#### 9.3.1.4 Prinzipielles Tragverhalten des Referenzsystems

Zunächst wird das Tragverhalten des Referenzsystems genauer untersucht und beschrieben. In einem ersten Belastungsschritt wird die Konstruktion mit ihrem Eigengewicht belastet. Anschließend wird eine horizontale Verschiebung auf den Stützenkopf aufgebracht. Durch den langen Hebelarm von 10m entsteht dadurch eine nahezu reine Biegemomentbelastung an der Einspannung der Stütze in das Fundament. Mit ansteigendem Biegemoment kommt es dann zur Biegerissbildung am Stützenanschnitt. Weitere Risse im Bereich der Stütze treten bei der Berechnung nicht auf, da die Stütze als linear-elastisch angenommen wurde. Dies hat jedoch keinen Einfluss auf das Tragverhalten der Stütze-Fundament-Verbindung. Abb. 9-4 zeigt die Rissbildung im Fundament und Stützenanschnitt. Die rot kolorierten Bereiche stellen dabei Dehnungen  $\epsilon_{I1} > 1\%$  dar. Die Definition der Schnitte durch das Fundament kann Abb. 9-5 entnommen werden. Schon vor Erreichen der Maximallast kommt es zu einer von den Ankerköpfen ausgehenden Rissbildung. Dabei breitet sich die Schädigung hauptsächlich in zwei Richtungen aus. Zum einen verläuft der Riss diagonal in Richtung Druckzone der Stütze und zum anderen in horizontaler Richtung.

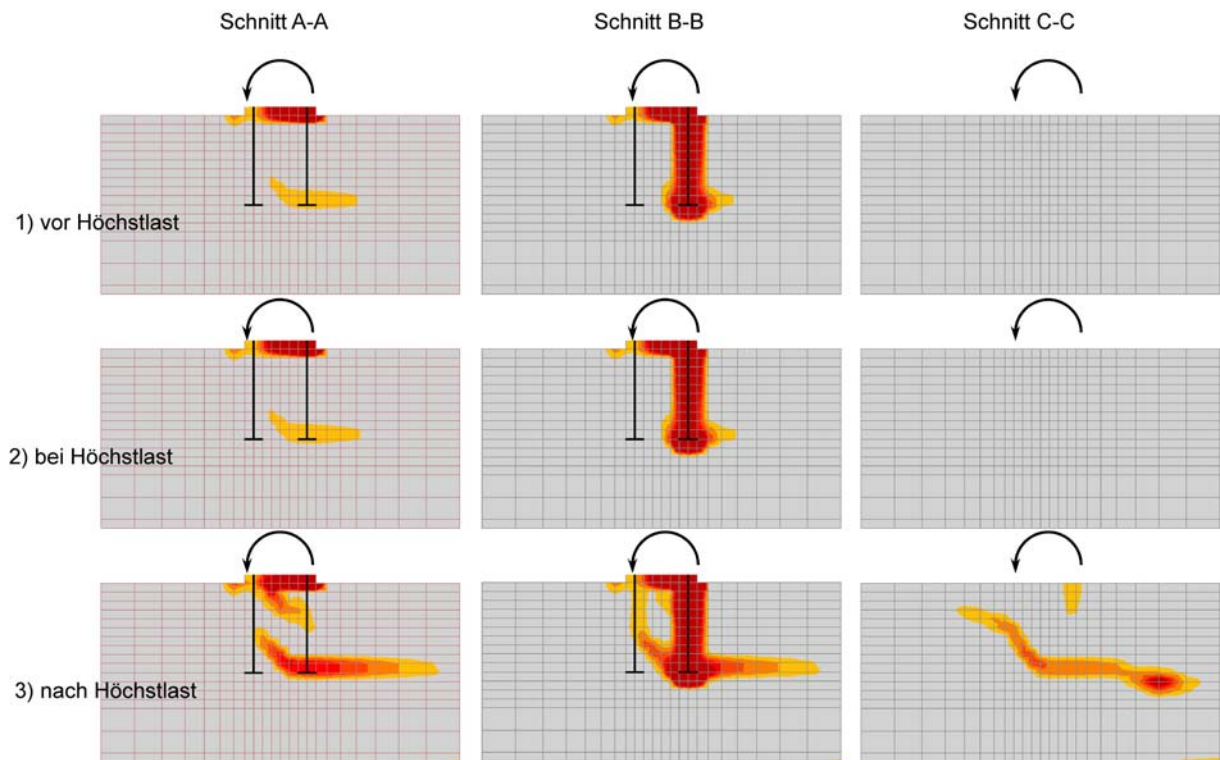


Abb. 9-4: Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  vor, bei und nach Erreichen der Höchstlast in verschiedenen Schnitten (Schnittführung in Abb. 9-7)

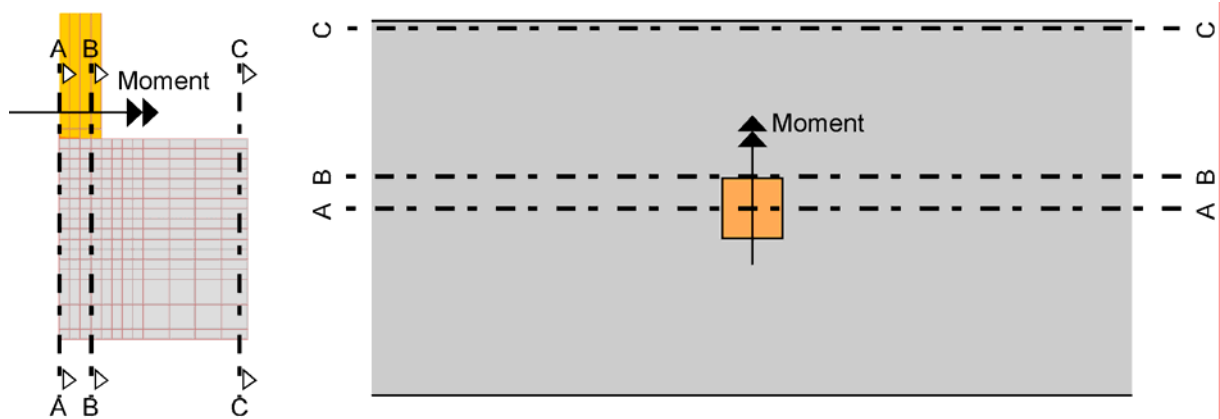


Abb. 9-5: Längsschnittführung in Abb. 9-4

Das Rissbild in Schnitt C-C zeigt, dass das Fundament erst nach Überschreitung der Höchstlast in seiner kompletten Breite durchtrennt wird. Der Verlauf der Rissbildung im Querschnitt des Fundaments ist in Abb. 9-6 zu sehen. Man kann erkennen, dass der Verlauf des Risses bei Höchstlast nur bis zur Mitte der Fundamentquerschnittsbreite reicht.

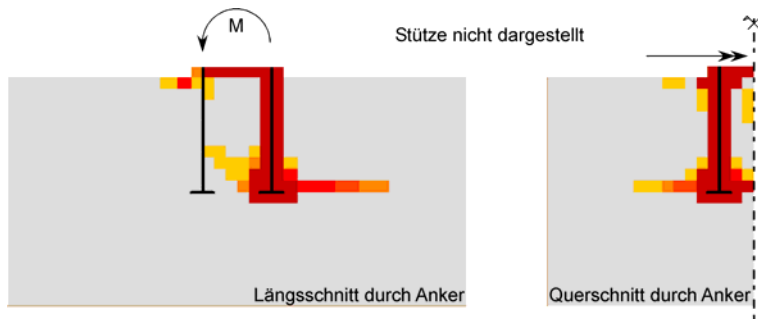


Abb. 9-6: Verlauf der Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  bei Höchstlast (Risse) in Längs- und Querrichtung (Schnitt durch den gezogenen Anker)

Anhand von Schnitt B-B (Abb. 9-4) sieht man eine großvolumige Zerstörung des Betons entlang des Ankers. Diese ist aber nur aufgrund der Darstellung von so großer Ausbreitung. Die eigentliche Schädigung findet nur in einer Reihe der Elemente statt (Rissbandmethode).

In Abb. 9-7 ist die Ankerkraft im Bereich des Stützenanschnitts über der Ankerkopfverschiebung und die Belastung durch eine horizontale Stützenkopfverschiebung abgebildet. In der Last-Verschiebungskurve sind die Punkte Stützenanriss, Entstehung des Risses im Bereich des Ankerkopfes sowie die Punkte 1, 2 und 3 markiert. Diese stellen die Zustände vor Erreichen der Maximallast (1), bei Maximallast (2) und nach Erreichen der Maximallast (3) in Abb. 9-4 dar. Vom Standpunkt der Befestigungstechnik aus betrachtet, erfolgt das Versagen durch Ausbrechen der gezogenen Ankerstäbe aus dem Beton und damit durch Versagen der diagonalen Druckstrebe.

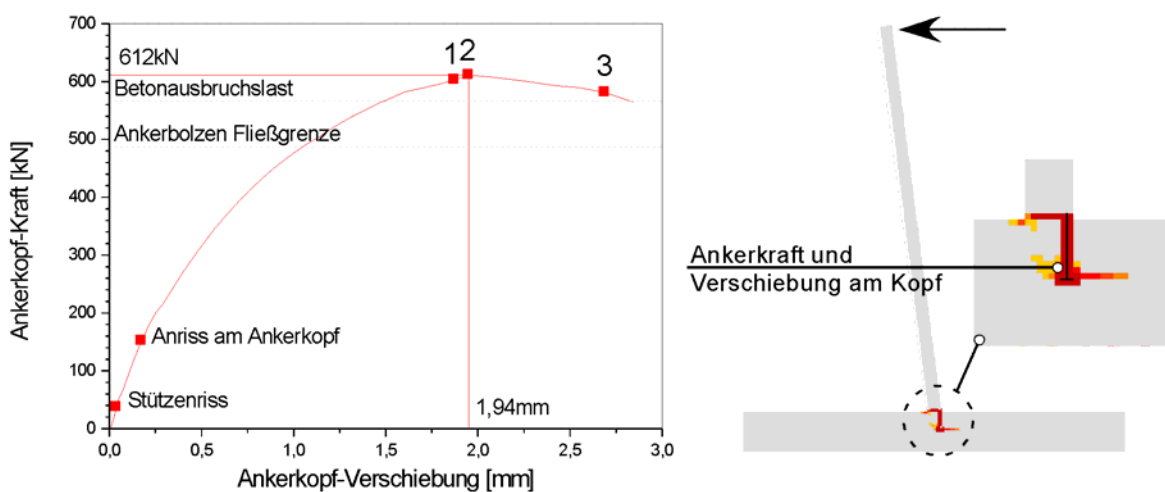


Abb. 9-7: Ankerlast im Bereich des Kopfes der gezogenen Anker über der Ankerverschiebung

### 9.3.1.5 Ergebnisse der Parameterstudie

Die Ergebnisse der Parameterstudie werden anhand von Diagrammen dargestellt. Im jeweils linken Bild werden die Ankerzugkräfte am Stützenanschnitt über der vertikalen Ankerverschiebung dargestellt. Im rechten Bild sind die Ankerkräfte am Stützenanschnitt über dem variierten Parameter aufgetragen. Zusätzlich sind noch die rechnerischen Traglasten für gerissenen und ungerissenen Beton nach dem CC-Verfahren [Fuchs, Eligehausen, 1995] (vgl. Abschnitt 9.2) aufgetragen.

#### Fundamentbreite:

Die Finite-Elemente-Berechnungen werden mit Fundamentbreiten  $b_F = 600\text{mm}$ ,  $1000\text{mm}$ ,  $1400\text{mm}$ ,  $1800\text{mm}$ ,  $2200\text{mm}$  und  $2600\text{mm}$  durchgeführt. Die untersuchten Systeme zeigen ein grundsätzlich gleiches Tragverhalten. Mit zunehmender Fundamentbreite steigen die Traglasten an. Wie schon bei dem Grundsystem bilden sich bei allen Systemen ein horizontaler und ein diagonal in Richtung der Druckzone unter der Stütze verlaufender Riss. Die Länge der Risse ist jedoch bei zunehmender Breite geringer. Auch in Querrichtung nimmt die Risslänge stark mit zunehmender Fundamentbreite ab. Ab einer Breite von  $b_F > 1800\text{mm}$  wird das Fundament in Querrichtung nicht mehr komplett durchtrennt. Bei schmalen Fundamenten kann sich kein vollständiger Ausbruchkegel bilden und damit sind die Traglasten geringer. Ab einer Fundamentbreite von  $b_F > 1800\text{mm}$  kann sich der Ausbruchkegel vollständig ausbilden. Eine Traglaststeigerung kann nicht mehr beobachtet werden.

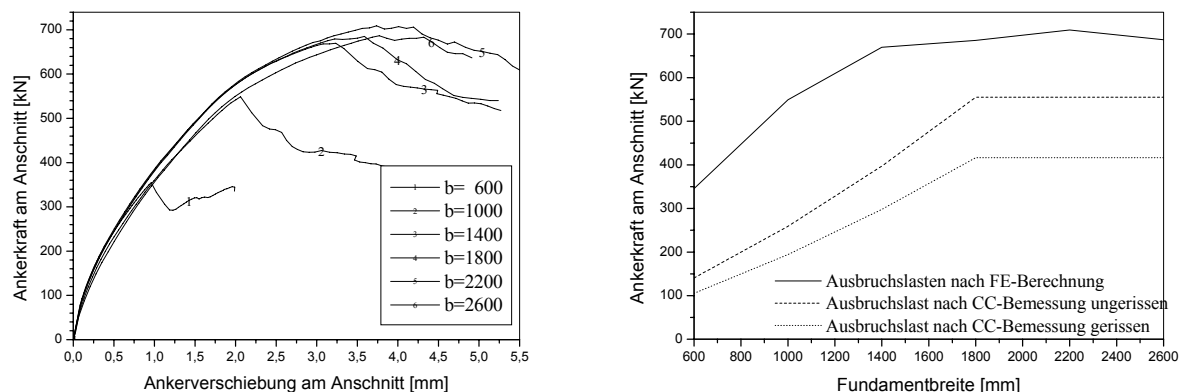


Abb. 9-8: Variation der Fundamentbreite

### Fundamenthöhe:

Die Finite-Elemente-Berechnungen werden mit Fundamenthöhen  $h_F = 600\text{mm}$ ,  $700\text{mm}$ ,  $800\text{mm}$ ,  $900\text{mm}$  und  $1000\text{mm}$  durchgeführt. Wie schon bei dem Grundsystem bildet sich bei allen untersuchten Konstruktionen ein horizontaler und ein diagonal in Richtung der Druckzone unter der Stütze verlaufender Riss. Da die Ankerköpfe bei dem Fundament mit der Höhe  $h_F = 600\text{mm}$  nur  $100\text{mm}$  von der Unterkante entfernt liegen, wird das ganze Fundament durch diese Risse durchtrennt. Dies führt zu einer geringeren Traglast der Stütze-Fundament-Verbindung. Mit zunehmender Fundamenthöhe steigt die maximale Ankerkopfkraft an.

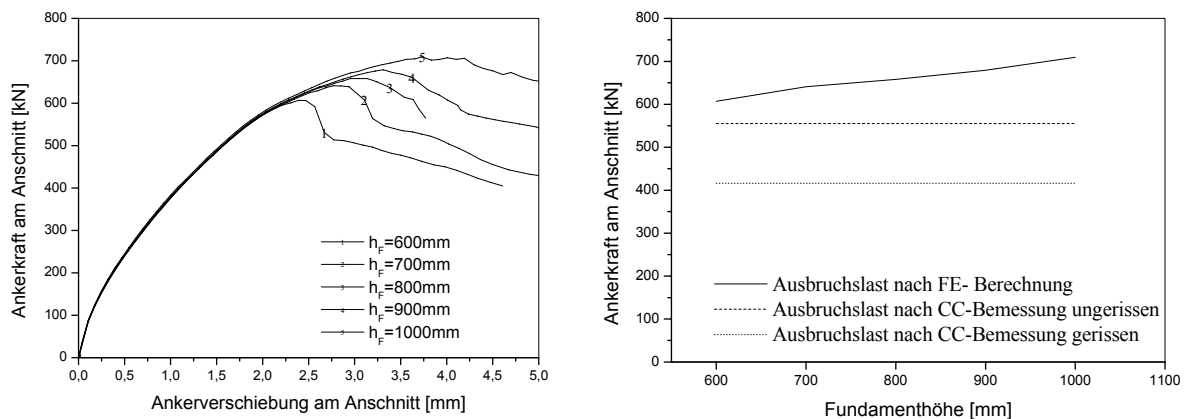


Abb. 9-9: Variation der Fundamenthöhe

### Fundamentlänge:

Die Finite-Elemente-Berechnungen werden mit Fundamentlängen  $l_F = 4000\text{mm}$ ,  $6000\text{mm}$ ,  $8000\text{mm}$  und  $10000\text{mm}$  durchgeführt. Wie schon bei dem Grundsystem bildet sich bei allen Systemen ein horizontaler und ein diagonal in Richtung der Druckzone unter der Stütze verlaufender Riss. Alle berechneten Geometrien zeigen bis auf das System mit einer Fundamentlänge  $l_F = 4000\text{mm}$  ein identisches Tragverhalten. Bei diesem kommt es zum Kippen der Konstruktion. Dies war aufgrund von Gleichgewichtsbetrachtungen zu erwarten. Die maximale Ankerkopfkraft ist unabhängig von der Fundamentlänge.

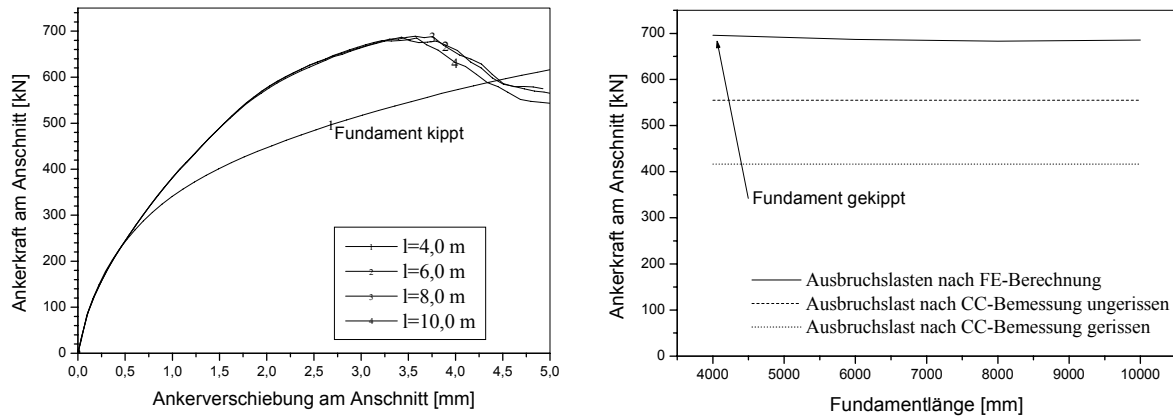


Abb. 9-10: Variation der Fundamentlänge

### Stützenabmessung:

Die Finite-Elemente-Berechnungen werden für die Stützengemetrien 300x300mm, 400x400mm, 500x500mm und 600x600mm durchgeführt. Dabei wird die Betondeckung der Ankerstäbe konstant gehalten. Das bedeutet, dass der Hebelarm der Stütze ansteigt. Die Lage der Anker und die Stützengemetrie sind in Abbildung Abb. 9-11 dargestellt.

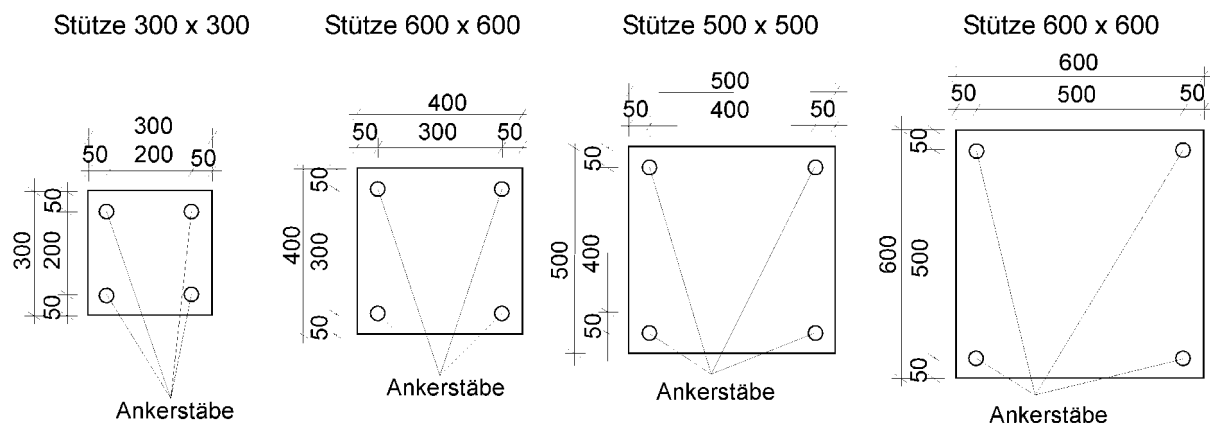


Abb. 9-11: Lage der Anker und die Stützengemetrie

Wie schon bei dem Grundsystem bildet sich bei allen Systemen ein horizontaler und ein diagonal in Richtung der Druckzone unter der Stütze verlaufender Riss. Die Steigung des Diagonalrisses wird aus geometrischen Gründen mit steigender Stützenbreite kleiner. Die maximale Ankerkraft am Stützenanschnitt nimmt mit zunehmender Stützenquerschnittsabmessung ab. Der Grund für die Abnahme der Traglast bei zunehmender Querschnittsabmessung ist darauf zurückzuführen, dass bei kleinerer Stützenbreite der Druckkegel unter der Stützendruckzone den gesamten Bereich der Rissbildung überlagert. Mit

zunehmendem Abstand nimmt die Ankerausbruchlast nach CC-Verfahren zu. Da die Fundamentbreite bei dieser Parameterstudie jedoch konstant gehalten wurde, gewinnt der Randabstand mit größer werdendem Ankerachsabstand an Bedeutung. Die Überlagerung dieser beiden Effekte führt dazu, dass die Ausbruchlast nach CC-Verfahren nahezu konstant bleibt.

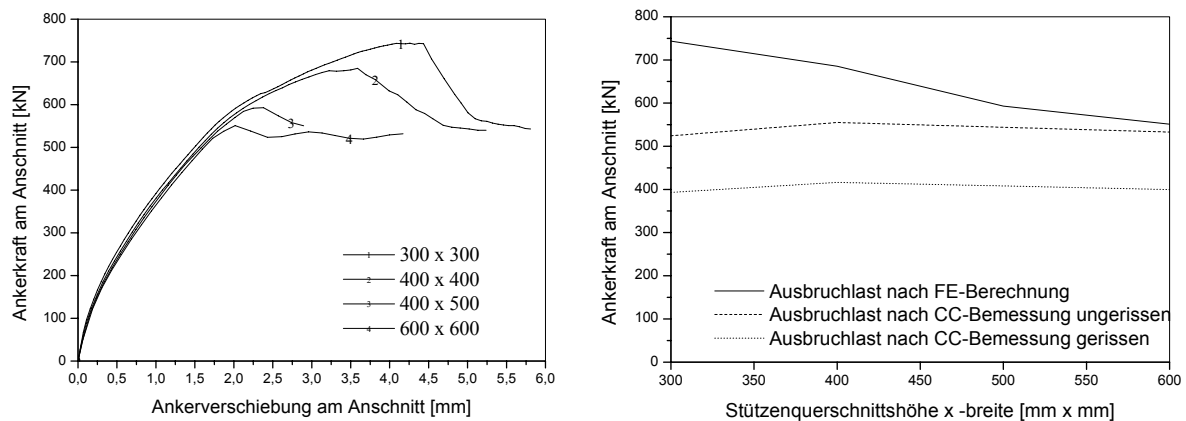


Abb. 9-12: Variation der Stützenabmessung bzw. des Ankerabstandes

### **Stützennormalkraft:**

Die Finite-Elemente-Berechnungen werden mit Stützennormalkräften von  $N = 0$ , 100kN, 200kN, 400kN, 600kN und 800kN durchgeführt. Die Ankerkraft am Anschnitt nimmt mit steigender Normalkraft zunächst leicht zu. Dies hängt damit zusammen, dass die Rissbildung im Bereich des Ausbruchkegels durch die Druckzone unter der Stütze behindert wird. Mit zunehmender Normalkraft kommt es zu einer steigenden Biegebeanspruchung des Fundaments und damit auch zur Bildung von Biegerissen im Fundament. Diese reichen bei einer höheren Normalkraft bis in die Verankerungszone hinein und führen zu einer Abnahme der Höchstlast. Bei einer Normalkraft von 800kN kommt es infolge der Biegerisse zu einer Abnahme der Höchstlast.

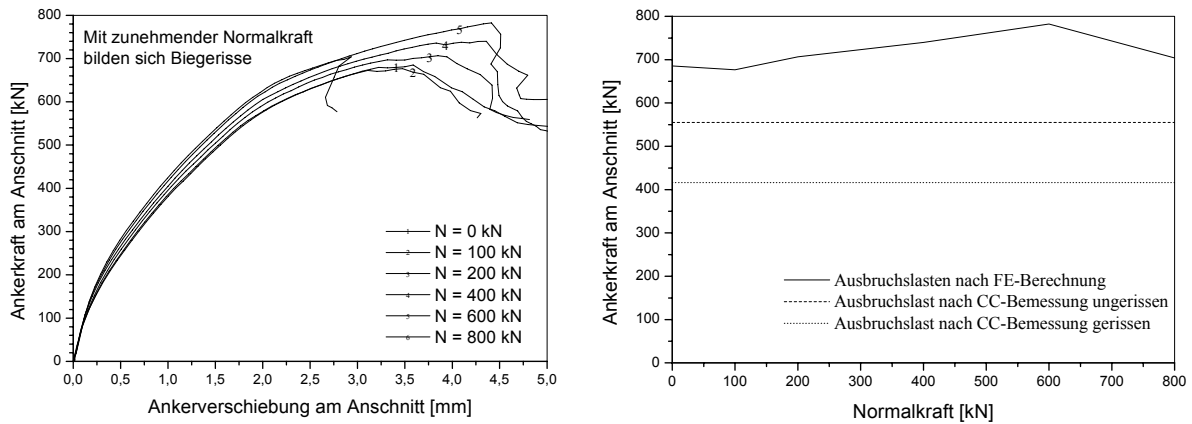


Abb. 9-13: Variation der Stütznormalkraft

**Querkräft:**

Um den Einfluss einer Querkraftbelastung auf die Traglast der Stütze-Fundament-Verbindung zu überprüfen, wurde die Parameterstudie Fundamentbreite mit einer deutlich größeren Querkraftbelastung nochmals durchgeführt. Dafür wurde die Stütze auf eine Höhe von  $l_{St} = 1,0m$  gekürzt. Damit ergibt sich bei gleichem Biegemoment eine 10-fach höhere Querkraftbelastung. In Abb. 9-14 ist die Ankerkopfkraft des modifizierten Grundmodells (Stützhöhe  $h_{St} = 1,0m$ ) über der Ankerkopfverschiebung aufgetragen. Außerdem wurde die Bemessungslast für zentrischen Zug ( $N_u = 555,0kN$ ) und die reduzierte Bemessungslast für die gerissenen Beton ( $N_{u,red} = 0,7N_u = 388,56kN$ ) angegeben.

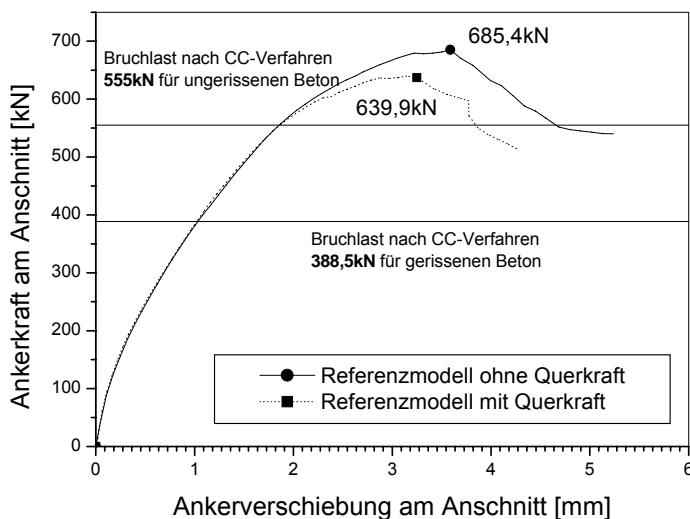


Abb. 9-14: Vergleich der Ankerkopfkraft über Ankerkopfverschiebung des Referenzmodells mit und ohne Querkraftbelastung



Wie erwartet ist die Traglast bei dem System mit höherer Querkraft kleiner als bei einem System mit kleinerer Querkraftbelastung. Die Abnahme beträgt jedoch nur 7%. Die nach CC-Verfahren berechneten Traglasten liegen auf der sicheren Seite.

#### 9.3.1.6 Vergleich Traglasten nach FE-Berechnung mit CC-Verfahren

Da das Versagen der Stütze-Fundament-Verbindungen durchaus als Ausbruch der gezogenen Ankerstäbe bezeichnet werden kann, ist der Vergleich mit den Ausbruchlasten nach CC-Verfahren gerechtfertigt. Der Vergleich der Höchstlasten der FE-Berechnungen mit den Traglasten nach CC-Verfahren zeigt, dass die Bemessung nach CC-Verfahren sichere Ergebnisse liefert. In keinem Fall lag die rechnerische Traglast nach dem CC-Verfahren über der Versagenslast der FE-Berechnungen.

### 9.3.2 FE Studie II an kleinen Fundamenten (FE-Studie 2)

#### 9.3.2.1 Einführung

In der vorangegangenen FE-Studie wurde das Tragverhalten von Stütze-Fundament-Verbindungen untersucht. Dabei hatte das Fundament sehr große Bauteilabmessungen, so dass es immer zu einem lokalen Versagen der Verbindung kam. Das Fundament wurde dabei nur geringfügig beansprucht und wies in der Regel keine Risse auf. Eine Ausnahme bildete die Parameterstudie der Fundamenthöhe. Die kleinste Fundamenthöhe betrug  $h_F = 600\text{mm}$  und es bildeten sich Biegerisse an der Fundamentunterkante. Dies führte zu einem relativ starken Rückgang der Traglast (vgl. Abb. 9-9). Daher wurde eine Parameterstudie mit Fundamenten durchgeführt, die relativ kleine Querschnittsabmessungen aufweisen. Bei diesen Fundamenten ist in der Regel mit einer ausgeprägten Biegerissbildung zu rechnen.

#### 9.3.2.2 Geometrie und variierte Parameter

Die Fundamentlänge wird mit  $l_F = 5710\text{mm}$  relativ groß gewählt, um ein Kippen bzw. eine klaffende Fuge zu vermeiden. Die Breite des Fundaments  $b_F = 873\text{mm}$  ( $= s + 2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef}$ ) richtet sich nach der Vorgabe, dass ein Ankerabstand zum Rand entsprechend der 1,5-fachen Verankerungstiefe eingehalten wird. Die Verankerungstiefe wird mit  $h_{ef} = 184\text{mm}$  so festgelegt, dass beim Ausgangsfundament kein Stahlfließen auftreten soll, wenn die Traglast

der beiden gezogenen Anker nach CC-Verfahren berechnet wird. Die Fundamenthöhe wird mit  $h_F = 242\text{mm}$  möglichst klein gewählt. Sie berechnet sich aus der Verankerungstiefe  $h_{ef} = 184\text{mm}$ , der Kopfhöhe von  $k = 12\text{mm}$ , einem minimalen Abstand der Unterkante des Kopfes zur unteren Biegebewehrung des Fundaments von  $h_{diff} = 10\text{mm}$ , dem Biegebewehrungsdurchmesser  $d_l = 16\text{mm}$  und einer Betondeckung von  $c = 20\text{mm}$ . Die Schicht der elastischen Bettung wird für die numerische Simulation mit einer Höhe von  $50\text{mm}$  angenommen. Die Stütze wird mit  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$  angenommen. Der Achsabstand der Anker beträgt  $s = 300\text{mm}$ . Die Höhe der Stütze wird in der numerischen Simulation mit  $h_{St} = 10.000\text{mm}$  angenommen. Der Grund für diese große Höhe ist, dass bei einer möglichst geringen Horizontalkraft am Stützenkopf ein möglichst großes Biegemoment an der Einspannstelle der Stütze in das Fundament eintreten soll. Um einen Vergleich zu einer Stütze-Fundament Verbindung mit herkömmlicher Bewehrung ziehen zu können, wurde außerdem ein System mit abgelenkten Ankerstäben modelliert. Die Belastung des Systems erfolgt teilweise durch das Eigengewicht des Fundaments, teilweise durch eine vertikale, kraftgesteuerte Belastung auf die Stütze und eine horizontale Verschiebungslast auf den Stützenkopf. Die Abmessungen des Ausgangssystems und die Belastungen zeigt Abb. 9-15. Einen Überblick, welche Parameter variiert wurden, ist in Tab. 9-4 gegeben. Eine ausführliche Auflistung der variierten Parameter ist in Anhang 13.2 abgedruckt. Die ausführliche Dokumentation der FE-Studie 2 findet sich in [Bruckner, 2004]

<div style="text-align: center;">Varierte Parameter</div> <div style="text-align: center;">Untersuchte Systeme</div>	Normalkraft	Fundament Höhe	Fundament Breite	Verankerungstiefe	Biegebewehrungsgrad	Elastische Bettung	Eigengewicht	Ankerabstand	Ankerdurchmesser	Rückhängebewehrung
Anker	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Abgebogene Bewehrung	X	X	X	X		X	X			

Tab. 9-4: Übersicht über variierte Parameter

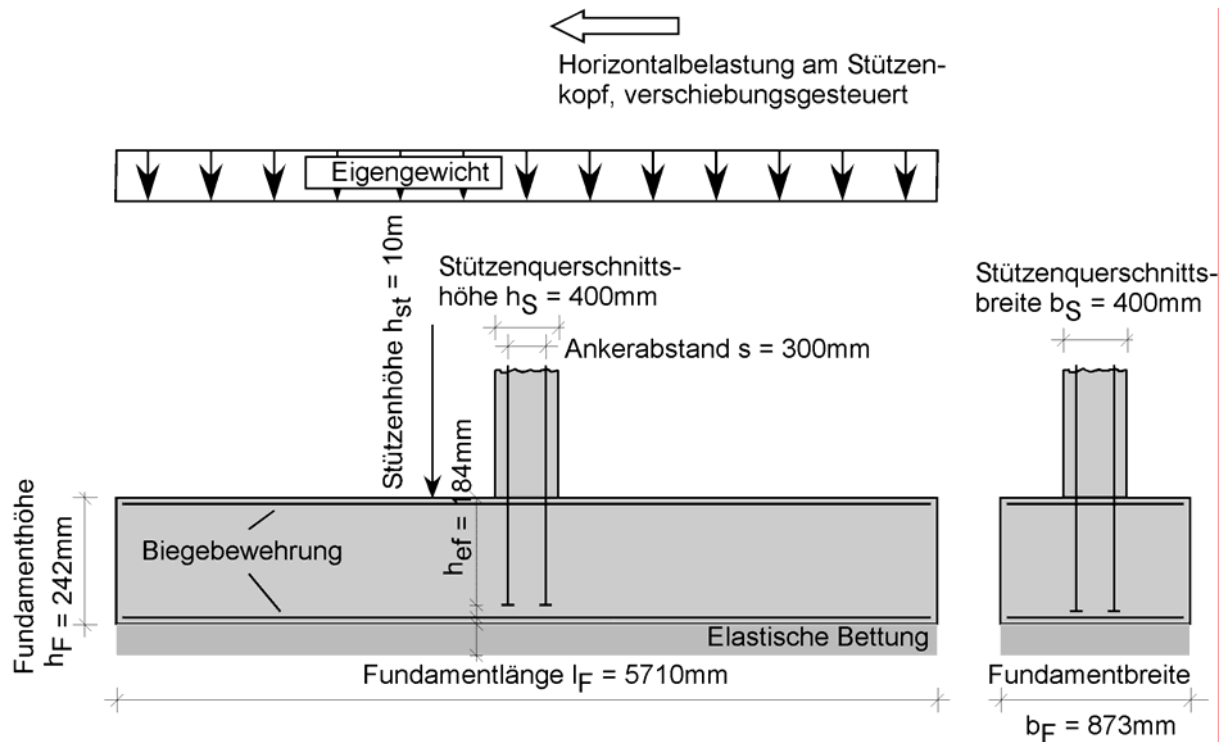


Abb. 9-15: Abmessungen und Belastungen des Ausgangsfundaments

### 9.3.2.3 FE-Modellierung

Die Stütze, das Fundament, die elastische Bettung und die Ankerstäbe werden als 3-D Elemente modelliert. Um die Ankerstäbe herum wird eine Kontaktschicht generiert, welche die Verbundeigenschaften zwischen einem gerippten Betonstahl und dem Beton simuliert. Die Biegebewehrung im Fundament in Längs- und Querrichtung wird mittels 1-D-bar-Elementen abgebildet. Der Verbund zwischen den Stabelementen und den umliegenden Betonelementen ist starr, d.h. es kann kein Schlupf der Bewehrung stattfinden. Bei der Modellierung der FE-Netze wird darauf geachtet, dass bei den unterschiedlichen Studien die Netze ähnlich sind und die Elemente ungefähr die gleichen Abmessungen besitzen. Außerdem wird die Elementierung in den Bereichen, in denen nicht mit einem Versagen bzw. einer Rissbildung gerechnet wird, stark vergrößert. Damit wird versucht, die Rechenzeit zu reduzieren. In Abb. 9-16 ist das Ausgangsfundament mit abgebogener Bewehrung (in diesem Bild nicht zu erkennen) mit der Unterteilung in die verschiedenen Material- und Netzbereiche abgebildet.

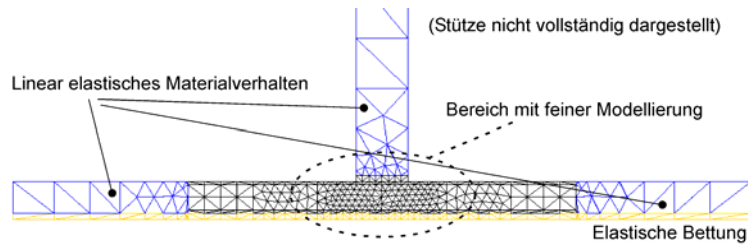


Abb. 9-16: FE-Netz mit Unterteilung in verschiedene Material- und Netzbereiche

In Abb. 9-17 sind die Detailbereiche der Systeme mit abgebogener Bewehrung (Abb. 9-17 a) und mit Ankerstäben (Abb. 9-17 b) dargestellt. Neben der abgebogenen Bewehrung und den Ankerstäben ist die Lage der oberen und unteren Biegebewehrung des Fundaments erkennbar.

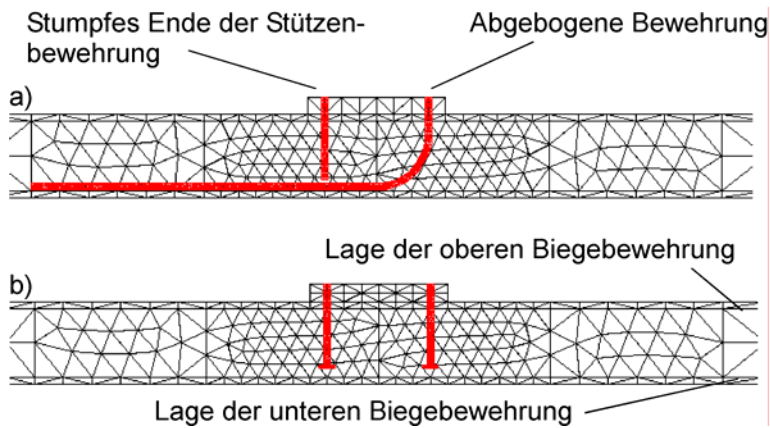


Abb. 9-17: Detail der FE-Netze mit a) herkömmliche und b) Bewehrung mit Ankerstäben

In der Befestigungstechnik wird die Verankerungstiefe bei Ankerbolzen als Abstand zwischen der Betonaufstandsfläche des Ankerkopfes und der Betonoberfläche angegeben (vgl. Abb. 9-18 a). Will man einen vergleichbaren Wert einer Stütze-Fundament-Verbindung mit abgebogener Stützenbewehrung angeben, muss eine Annahme getroffen werden. Theoretisch kann als Verankerungstiefe der Anfang, der Mittelpunkt oder der Endpunkt der Krümmung der abgebogenen Bewehrung herangezogen werden. Die drei möglichen Punkte sind in Abb. 9-18 b) dargestellt. Bis auf wenige Ausnahmen liegt bei den Systemen mit einer abgebogenen Bewehrung der horizontale Stab in Höhe der Biegezugbewehrung und damit am Ende der Krümmung. Daher wird bei allen Systemen der Abstand der Achse des horizontalen Teils der abgebogenen Bewehrung zur Fundamentoberkante als effektive Verankerungstiefe angegeben. Damit ist die Verankerungstiefe dieser Systeme immer etwas größer als die der dazugehörigen Systeme mit Ankerstäben. Betrachtet man den Abstand des Mittelpunkts der

Krümmung von der Betonoberfläche als effektive Verankerungstiefe, so ist  $h_{ef}$  ungefähr gleich groß wie bei den untersuchten Systemen mit Ankerstäben (vgl. Abb. 9-18).

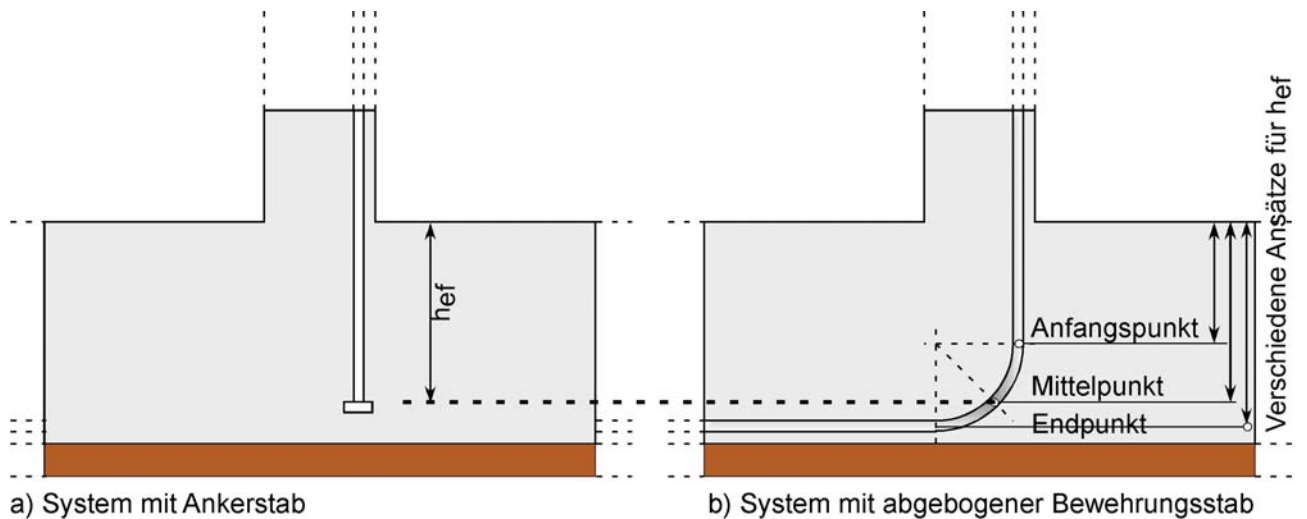


Abb. 9-18: Definition von  $h_{ef}$  bei Systemen mit abgebogener Bewehrung

#### 9.3.2.4 Belastung

Bei einem Teil der numerisch simulierten Stütze-Fundament-Verbindungen wird das Eigengewicht des Fundaments berücksichtigt. Dies erfolgt durch die Angabe der Materialwichte in der jeweiligen Materialdatei. Die Materialwichte von Stahlbeton beträgt in der Regel  $\gamma = 0,000025 \text{ N/mm}^3$ . Bei der FE-Berechnung wird das Eigengewicht im ersten Lastschritt berücksichtigt. Je nach berechnetem System wird eine Stützennormalkraft von  $N = 0 \text{ kN}$ ,  $N = 150 \text{ kN}$  oder  $N = 300 \text{ kN}$  auf den Stützenkopf aufgebracht. Diese Belastung wird kraftgesteuert in 10 Lastschritten auf das System aufgebracht. Die weitere Belastung erfolgt durch eine horizontale Verschiebung am Stützenkopf, die in Schritten von  $\Delta x = 1,0 \text{ mm}$  aufgebracht wird.

#### 9.3.2.5 Materialmodelle

Die in den einzelnen FE-Studien verwendeten Materialparameter für die abgebogene Bewehrung, die Ankerstäbe, den Beton und den Bewehrungsstahl der Biegebewehrung sind für alle untersuchten Systeme gleich. Sie können Tab. 9-5 entnommen werden. Die Materialparameter der elastischen Bettung für Lehm Boden und Kies sind im Anhang 13.1.2 und für die Kontaktschicht um den Schaft im Anhang 13.1.1 vertafelt.

Material	E-Modul	Querdehnzahl	Festigkeit
Stahl 3D (Abgebogene Bewehrung, Ankerstäbe) linear elastisch	$E_s = 200.000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\nu_s = 0,33$	$f_{yk} = \infty$
Beton (linear elastische als auch nichtlineare Betonelemente)	$E_c = 29.000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\nu_c = 0,18$	$f_{ct} = 2,2\text{N/mm}^2$ $f_c = 28,0\text{N/mm}^2$ $G_f = 0,06\text{N/mm}$
Bewehrungsstahl 1D (Biegebewehrung)	$E_s = 200.000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\nu_s = 0,33$	$f_{yk} = 1000\text{N/mm}^2$

Tab. 9-5: Materialparameter Stahl 3D, Beton und Bewehrungsstahl 1D

### 9.3.2.6 Ergebnisse der numerischen Parameterstudie

Im Rahmen dieser Parameterstudie einer Stütze-Fundament-Verbindung wurden über 80 FE-Berechnungen durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse sind im Anhang 13.3 in Form einer Datenbank aufgeführt. Im Kapitel 9.3.2.7 werden alle Berechnungen behandelt. Da die Darstellung des Tragverhaltens und der Rissbildung jeder einzelnen Berechnung den Umfang dieser Arbeit sprengen würde, werden jedoch nur die wichtigsten Ergebnisse präsentiert. Eine ausführliche Beschreibung der numerischen Parameterstudie findet sich in Bruckner [2004].

Bei allen Berechnungen wurde neben dem Biegemoment am Anschnitt der Stütze auch die Summe der Ankerkraft der gezogenen Anker am Anschnitt angegeben. Diese wurde aus den Elementdehnungen der Ankerelemente berechnet. Bei vielen der so dargestellten Ergebnissen ist die maximale Ankerkraft nicht proportional zum maximalen Biegemoment. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Dehnungszustände im betrachteten Stützenquerschnitt und damit der innere Hebelarm sehr verschieden sein können. Dies wird vor allem bei unterschiedlicher Normalkraftbelastung deutlich. Die Plausibilität der Ergebnisse wurde durch eine Querschnittsanalyse unter Zugrundelegung eines Parabel-Rechteck-Verlaufs der Betondruckzone überprüft.

Bei der numerischen Berechnung der Ausgangsgeometrie wird zunächst der Unterschied der Lastabtragung bei abgebogener Stützenbewehrung und geraden Ankerstäben für zwei unterschiedliche Normalkraftniveaus ermittelt. Das Eigengewicht des Fundaments und der Stütze werden in dieser Simulation nicht berücksichtigt. Als Untergrund wird zunächst von Kies ausgegangen. Die geometrischen Abmessungen sind in Tab. 9-6 und die Belastung

sowie die Lagerung (elastische Bettung) in Tab. 9-7 aufgeführt. Die FE-Modelle für das Fundament mit Ankerstäben und mit abgebogener Bewehrung sind in Abb. 9-17 dargestellt.

Bezeichnung	FUNDAMENT			STÜTZE				VERANKERUNG			
	$l_F$	$b_F$	$h_F$	$l_S$	$b_S$	$h_S$	Typ	$h_{ef}$	$s_l$	$s_q$	$d_s$ [mm]
fkna	5,70	0,873	0,242	10,0	0,4	0,4	A	0,184	0,3	0,3	20
fknb	5,70	0,873	0,242	10,0	0,4	0,4	ABE	0,210	0,3	0,3	20

Typ: ABE Verankerung mit einseitig abgebogener Stützenbewehrung  
 Typ: A Verankerung mit Ankerstäben  
 $s_l$  Abstand der Stützenbewehrung in Fundamentlängsrichtung  
 $s_q$  Abstand der Stützenbewehrung in Fundamentquerrichtung

bis auf den Durchmesser sind alle Abmessungen in Meter [m] angegeben

Tab. 9-6: Geometrische Abmessungen

Eine Übersicht der Ergebnisse mit Angabe der Biegemomente bei Anriss der Stütze und bei unterem und oberem Biegeriss im Fundament sowie bei Traglast ist in Tab. 9-8 gegeben. Außerdem ist die aus den Elementdehnungen der Ankerstäbe am Anschnitt ermittelte Ankergruppenlast und die Versagensart angegeben.

Bezeichnung	EIGENGEWICHT		NORMALKRAFT	LAGERUNG
	Fundament	Stütze	[kN]	
fkna (Ankerstäbe)	nein	nein	300	Kies
fknb (Abgebogene Bewehrung)	nein	nein	300	Kies

Kies:  $c = 3,0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

Ton:  $c = 0,2 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

Tab. 9-7: Belastung und Lagerung

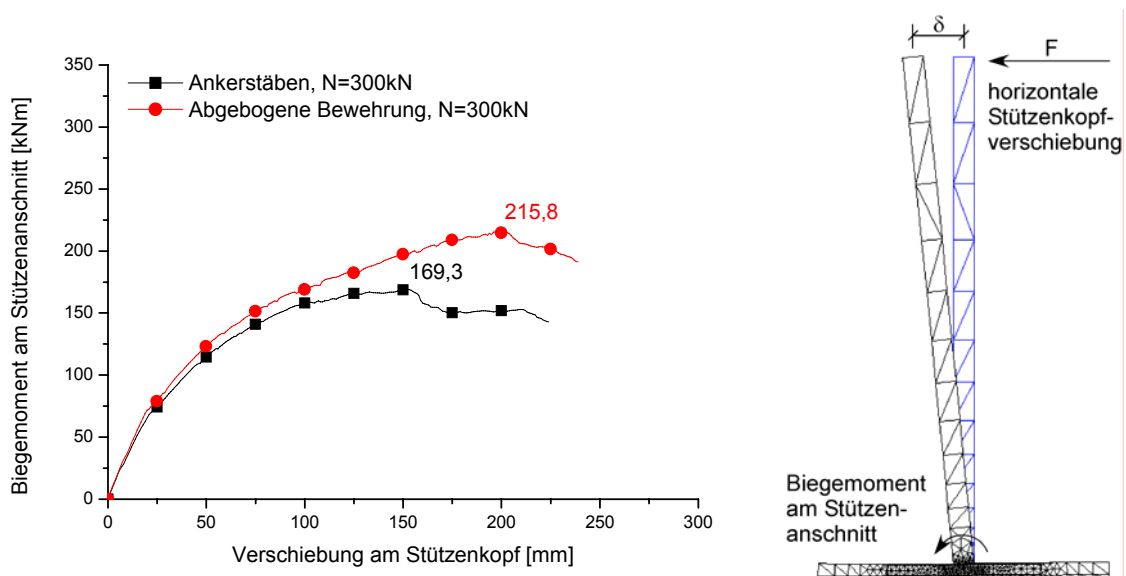
Bezeichnung	Biegeriss Stütze [kNm]	Biegeriss Fundament [kNm]		max.-Biegemoment [kNm]	max.-Ankerlast <sup>1)</sup> [kN]	Versagensart
		unten	oben			
fkna (Ankerstäbe)	23,5	71,5	158,0	169,3	343,7	Diagonalriß
fknb (Abgebogene Bewehrung)	24,0	72,0	171,0	215,8	468,4	Diagonalriß

1) Summe der Ankerlasten der beiden gezogenen Anker bzw. der abgebogenen Bewehrungsstäbe

Tab. 9-8: Ergebnistabelle

Sowohl das System mit Ankerstäben als auch mit abgebogener Bewehrung zeigt ein prinzipiell gleiches Tragverhalten. Zunächst tritt bei beiden Systemen ein Biegeriss im

Bereich der Einspannung in das Fundament auf. Im weiteren Verlauf der Belastung kommt es dann zu einer Biegerissbildung an der Unterseite und bei einem höheren Lastniveau an der Oberseite des Fundaments. Versagensursache ist bei beiden Fundamenten ein diagonaler Riss, der sich von den Ankerköpfen bzw. von der Krümmung der abgebogenen Bewehrung in Richtung Druckzone der Stütze ausbreitet. Dabei erreicht das System mit einer abgebogenen Bewehrung eine um den Faktor 1,27 höhere Traglast (Abb. 9-19)



a)

b)

Abb. 9-19: a) Biegemoment am Stützenanschnitt über der Stützenkopfverschiebung. Ausgangssysteme mit abgebogener Bewehrung und Ankerstäben und einer Normalkraftbelastung von  $N = 300\text{kN}$ , ohne Eigengewicht, b) Systemskizze

Bei beiden Systemen ist der Beton durch eine ausgeprägte Rissbildung schon vor Erreichen der Höchstlast geschädigt. Es fällt jedoch auf, dass die Schädigung bei dem System mit Ankerstäben deutlich größer ist (vgl. Abb. 9-20 1a und 2a). Vor allem der Bereich zwischen den Ankerköpfen wird bei diesem System stark beansprucht. Die starke Schädigung bei dem System mit Ankerstäben im Bereich des gedrückten Ankers (vgl. Abb. 9-20 1c) kommt daher, dass es in diesem Bereich zu einer ausgeprägten Biegerissbildung kommt. Diese wird bei dem Fundament mit abgebogener Bewehrung durch die zusätzlich vorhandene Bewehrung begrenzt.



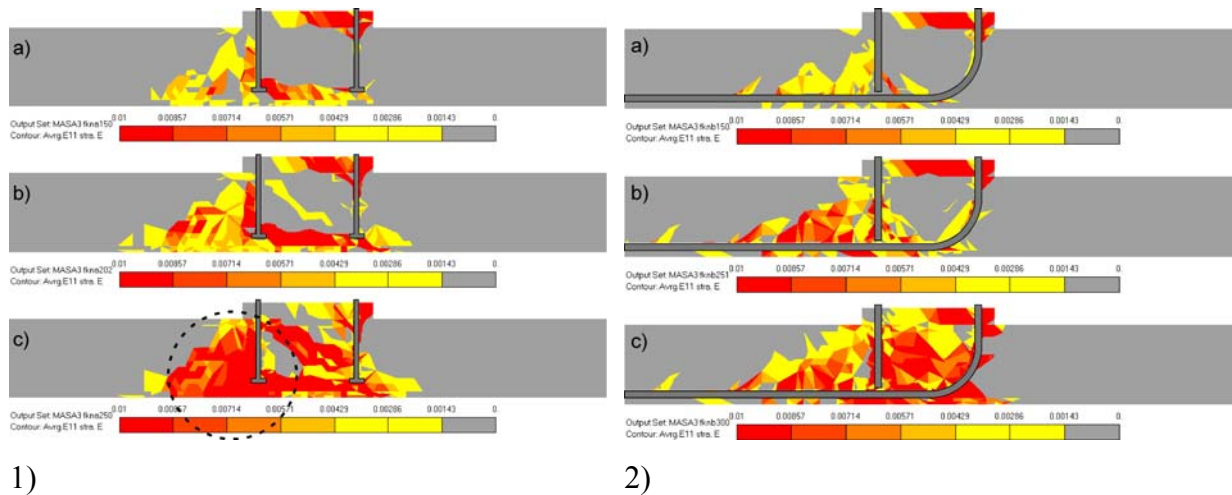


Abb. 9-20: Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  des Ausgangsfundaments mit 1) Ankerstäben und 2) abgebogener Bewehrung mit einer Normalkraft von  $N = 300\text{kN}$  ohne Eigengewicht a) vor Höchstlast, b) bei Höchstlast, c) nach Erreichen der Höchstlast

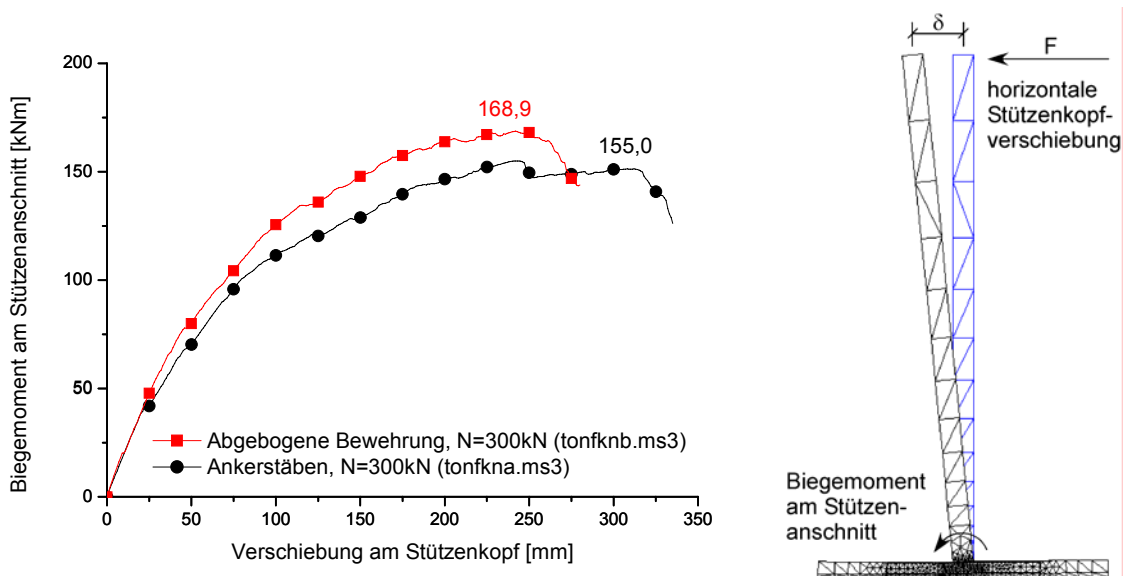
Außerdem erfolgt die Umlenkung der Zugkräfte bei dem Fundament mit abgebogener Bewehrung über Betonpressung im Bereich der Krümmung. Bei dem Fundament mit Ankerstäben wird der Beton auf Zug beansprucht. Dies ist besonders deutlich den Abbildungen Abb. 9-20 1b und 2b zu entnehmen.

Im Zuge der numerischen Parameterstudie zeigte sich, dass die Steifigkeit der elastischen Bettung, d.h. des Bodens, einen großen Einfluss auf das Tragverhalten der Stütze-Fundament-Verbindung hat. Daher wurde eine weitere Berechnung durchgeführt, wobei als baupraktisches Extrem ein sehr weicher Lehmboden gewählt wurde. Alle Angaben zur Geometrie, Belastung und Lagerung bleiben unverändert. Eine Übersicht der Ergebnisse mit den Angaben der Biegemomente bei Anriss der Stütze sowie der Traglast und dazu ermittelte Ankergruppenlast ist in Tab. 9-9 gegeben. Die Werte für das Biegemoment bei Auftreten des oberen und unteren Biegerisses wurden nicht ermittelt.

Bezeichnung	Biegeriss Stütze [kNm]	Biegeriss Fundament [kNm]		max.-Biegemoment [kNm]	max.-Ankerlast <sup>1)</sup> [kN]	Versagensart
		unten	oben			
ton_fkna	67,4			155,0	318,2	Diagonalriß
ton_fknb	78,0			168,9	370,9	Diagonalriß

1) Summe der Ankerlasten der beiden gezogenen Anker bzw. der abgebogenen Bewehrungsstäbe  
Alle Angaben in [kNm]; max. Ankerlast [kN]

Tab. 9-9: Ergebnistabelle



a)

b)

Abb. 9-21: Biegemoment am Stützenanschnitt über der Stützenkopfverschiebung des Ausgangssystems auf weichem Untergrund gelagert mit abgebogener Bewehrung und Ankerstäben unter einer Normalkraftbelastung von  $N = 300\text{kN}$ , ohne Eigengewicht, b) Systemskizze

Wie schon bei einer steiferen elastischen Bettung kommt es auch bei relativ weicher Bettung zunächst zu einer Rissbildung in der Stütze am Stützenanschnitt, an der Unterseite und zuletzt an der Oberseite des Fundaments. Auch die Traglast des Systems mit abgebogener Bewehrung ist höher als bei dem System mit Ankerstäben. Der Steigerungsfaktor ist mit 1,09 jedoch deutlich kleiner (1,27). Das Biegemoment am Stützenanschnitt ist in Abb. 9-21 über der horizontalen Stützenkopfverschiebung aufgetragen. Aufgrund des weicheren Untergrundes kommt es bei gleichen Einwirkungen zu einer größeren Biegemomentenbelastung des Fundaments als bei einer steifen Lagerung. Dies erklärt die deutlich größere Zerstörung des Betons, die in der Darstellung der Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  in Abb. 9-22 zu sehen ist. In diesen Graphiken ist deutlich zu erkennen, dass der Bereich zwischen den Ankerköpfen an der Unterseite des Fundaments bei Ankerstäben höher belastet ist als bei dem System mit abgebogener Bewehrung. Ein explizierter diagonaler Riss ist bei dem Ausmaß der Zerstörung nur schlecht zu erkennen.

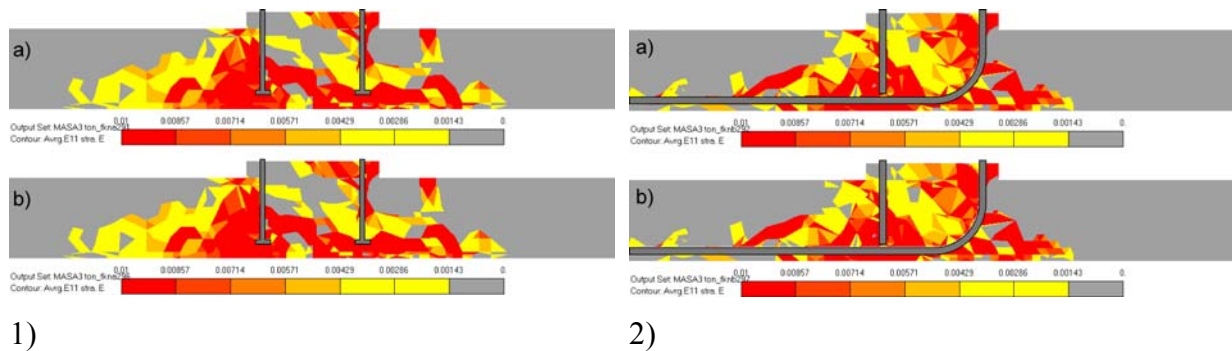


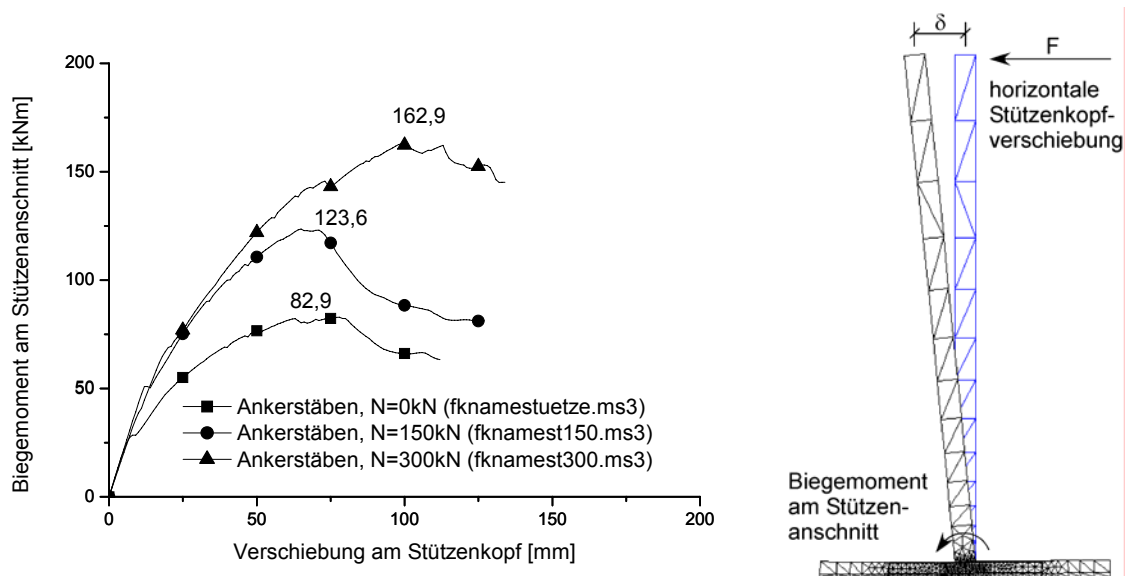
Abb. 9-22: Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  des Ausgangsfundaments mit 1) Ankerstäben und 2) abgebogener Bewehrung auf weichem Untergrund gelagert mit einer Normalkraft von  $N = 300\text{kN}$  ohne Eigengewicht a) bei Höchstlast, b) nach Erreichen der Höchstlast

Nach den Ergebnissen der vorangehenden Untersuchungen hängt die Traglast von der Schädigung des Betons infolge der Biegebeanspruchung des Fundaments ab. Nachfolgend wird daher der Einfluss der Normalkraft auf das Tragverhalten einer Stütze-Fundament-Verbindung mit Ankerstäben untersucht. Die geometrischen Bedingungen sind in Tab. 9-6 angegeben. Variiert wurde die Stützennormalkraft ( $N = 0\text{kN}$ ,  $N = 150\text{kN}$  und  $N = 300\text{kN}$ ). Eine Übersicht der Ergebnisse mit Angabe der Biegemomente bei Anriss der Stütze und bei unterem und oberem Biegeriss im Fundament sowie bei Traglast ist in Tab. 9-10 gegeben.

Bezeichnung	Biegeriss Stütze [kNm]	Biegeriss Fundament [kNm]		max.-Biegemoment [kNm]	max.-Ankerlast <sup>1)</sup> [kN]	Versagensart
		unten	oben			
fkna_me_stuetze	28,5	75	82,1	82,9	231,3	Diagonalriß
fkna_me_stuetze_150	51,0	90,2	123,6	123,6	282,7	Diagonalriß
fkna_me_stuetze_300	68,9	40,9	145,0	162,9	328,7	Diagonalriß

1) Summe der Ankerlasten der beiden gezogenen Anker bzw. der abgebogenen Bewehrungsstäbe  
 Alle Angaben in [kNm]; max. Ankerlast [kN]

Tab. 9-10: Ergebnistabelle



a)

b)

Abb. 9-23: Biegemoment am Stützenanschnitt über der Stützenkopfverschiebung des Ausgangssystems unter Berücksichtigung des Eigengewichts für verschiedene Normalkraftbelastungen der Stütze ( $N = 0\text{kN}$ ,  $N = 150\text{kN}$ ,  $N = 300\text{kN}$ ), b) Systemskizze

Wie aus Abb. 9-23 hervorgeht, nimmt die Traglast einer Stütze-Fundament-Verbindung mit zunehmender Normalkraftbelastung deutlich zu. In dem gezeigten Beispiel lässt sich das Biegemoment durch eine Normalkraftzunahme von 0 auf 300kN um fast das Doppelte steigern (1,97). Die Ankerzugkraft steigt dabei um den Faktor 1,42. Da die Stahlkraft nicht proportional gegenüber dem Biegemoment ansteigt, wurde eine analytische Querschnittsanalyse durchgeführt. Für die Querschnittsanalyse wurde ein Parabel-Rechteckverlauf für die Druckspannungen angenommen. Das Ergebnis ist in Tab. 9-11. Es zeigt sich, dass die Ergebnisse nach FE-Berechnung gut mit den analytisch ermittelten Biegemomenten übereinstimmen.

	$F_S/F_{S,0}$	$M_u/M_{u,0}$ (Analytisch)	$M_u/M_{u,0}$ (FEM)
fkna_me_stuetze	1,00	1,00	1
fkna_me_stuetze_150	1,22	1,53	1,49
fkna_me_stuetze_300	1,42	2,00	1,96

Tab. 9-11: Verhältnis der Stahlspannung, analytisch ermittelte Biegemomente und Biegemomente nach FE-Berechnung

Das Tragverhalten verändert sich dabei nicht wesentlich. Es kommt auch weiterhin zu Biegerissen in der Stütze und an der Ober- und Unterseite des Fundaments. In Abb. 9-24 sind die Rissbilder in Form der Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  bei Höchstlast und kurz nach Erreichen der Höchstlast dargestellt. In allen drei Fällen wird das Versagen durch Bildung eines Diagonalrisses hervorgerufen. Allerdings bewirkt die Normalkraft einen vertikalen Druckspannungszustand im Bereich der Anker, wodurch die Diagonalrissbildung bei einem höheren Lastniveau auftritt. Dies ist auch an dem flacher werdenden Diagonalriss zu erkennen. Anhand der folgenden Abbildungen ist außerdem zu erkennen, dass die Biegerissbildung mit zunehmender Normalkraftbelastung zunimmt. Allerdings zeigen die Bilder a) und b) in Abb. 9-24 für die drei unterschiedlichen Normalkraftbelastungen nicht die gleichen Lastniveaus.

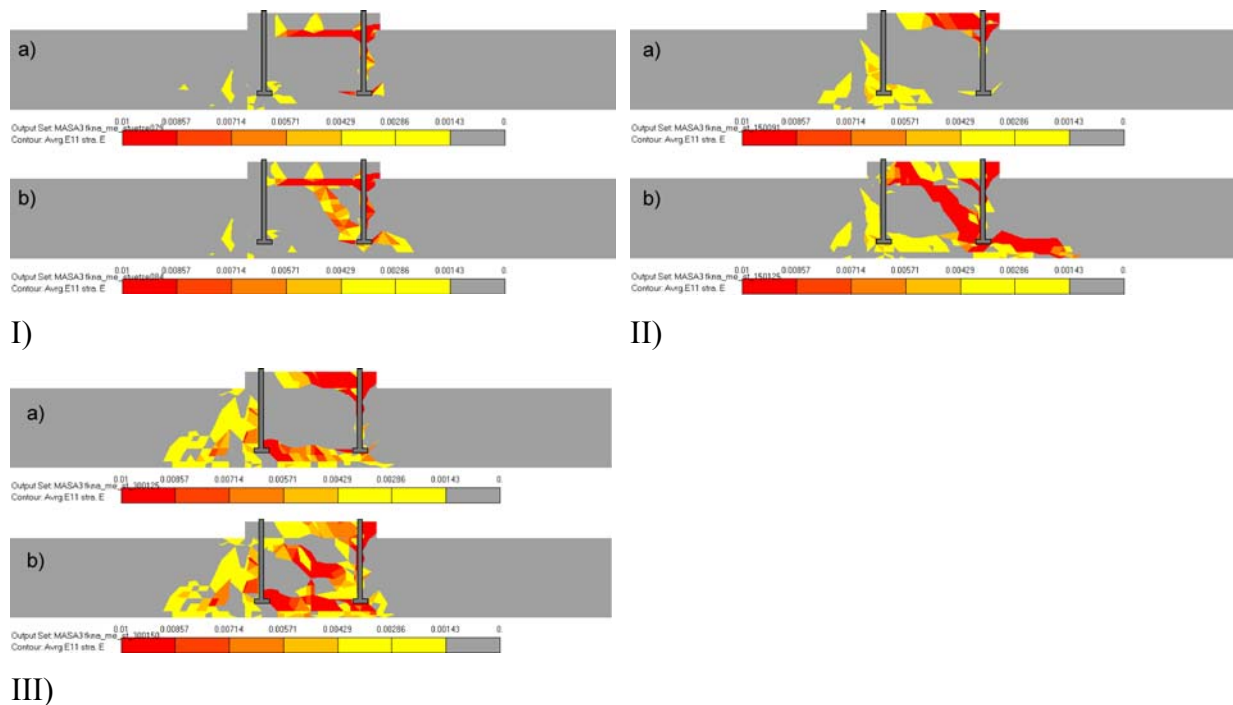


Abb. 9-24: Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  des Ausgangsfundaments mit Eigengewicht und Biegemomentenbelastung I)  $N = 0\text{kN}$ , II)  $N = 150\text{kN}$  und III)  $N = 300\text{kN}$  bei a) Höchstlast und b) nach der Höchstlast

Um den Einfluss der Fundamenthöhe zu untersuchen, werden Fundamente mit 1,5-facher Fundamenthöhe untersucht. Bei dem System mit abgebogener Bewehrung wird diese bis auf die untere Lage der Bewehrung gezogen. Die Zugkräfte in der Biegezugbewehrung der Stütze können somit theoretisch über Verbundspannungen in die Biegezugbewehrung des Fundaments eingeleitet werden. Für das System mit Ankerstäben werden zwei Varianten untersucht. Zum einen wird die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 184\text{mm}$  des Ausgangsfundaments

beibehalten. Zum anderen wird die Verankerung im gleichen Maße wie bei dem System mit abgebogener Bewehrung bis fast auf Höhe der Biegezugbewehrung des Fundament verankert ( $h_{ef} = 305\text{mm}$ ). In den Tabellen Tab. 9-12 und Tab. 9-13 sind die geometrischen Randbedingungen und die Einwirkungen aufgelistet. Eine Übersicht der Ergebnisse mit Angabe der Biegemomente bei Anriss der Stütze und bei unterem und oberem Biegeriss im Fundament sowie bei Traglast ist in Tab. 9-14 gegeben.

Bezeichnung	FUNDAMENT			STÜTZE				VERANKERUNG			
	$l_F$	$b_F$	$h_F$	$l_S$	$b_S$	$h_S$	Typ	$h_{ef}$	$s_l$	$s_q$	$d_s$ [mm]
fkh_1_5_a	5,70	0,873	0,363	10,0	0,4	0,4	A	0,184	0,3	0,3	20
1_5_hef_305	5,70	0,873	0,363	10,0	0,4	0,4	A	0,305	0,3	0,3	20
fkh_1_5_b	5,70	0,873	0,363	10,0	0,4	0,4	ABE	0,331	0,3	0,3	20

Typ: ABE Verankerung mit einseitig abgebogener Stützenbewehrung  
 Typ: ABB Verankerung mit beidseitig abgebogener Stützenbewehrung  
 Typ: A Verankerung mit Ankerstäben  
 $s_l$  Abstand der Stützenbewehrung in Fundamentlängsrichtung  
 $s_q$  Abstand der Stützenbewehrung in Fundamentquerrichtung

bis auf den Durchmesser sind alle Abmessungen in Meter [m] angegeben

Tab. 9-12: Geometrische Abmessungen

Bezeichnung	EIGENGEWICHT		NORMALKRAFT	LAGERUNG
	Fundament	Stütze	[kN]	
fkh_1_5_a	nein	nein	300	Kies
1_5_hef_305	nein	nein	300	Kies
fkh_1_5_b	nein	nein	300	Kies

Kies:  $c = 3,0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$   
 Ton:  $c = 0,2 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

Tab. 9-13: Belastung und Lagerung

Bezeichnung	Biegeriss Stütze [kNm]	Biegeriss Fundament [kNm]		max.-Biegemoment [kNm]	max.-Ankerlast <sup>1)</sup> [kN]	Versagensart
		unten	oben			
fkh_1_5_a (Ankerstäbe)	69,0	83,1	187,5	187,5	315,0	Diagonalriß
1_5_hef_305 (Ankerstäbe)	77,7	74,0	224,5	234,2	525,0	Diagonalriß
fkh_1_5_b (abgebogene Bewehrung)	107,0	66,0	/	290,9	680,5	Diagonalriß

1) Summe der Ankerlasten der beiden gezogenen Anker bzw. der abgebogenen Bewehrungsstäbe  
 Alle Angaben in [kNm]; max. Ankerlast [kN]

Tab. 9-14: Ergebnistabelle

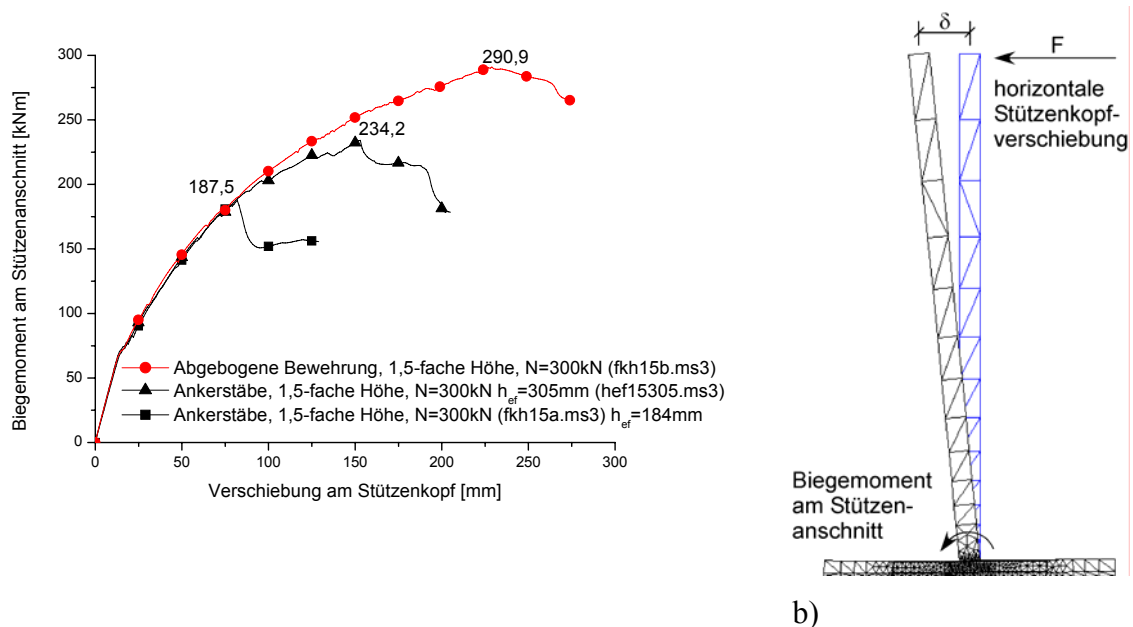
Wie Abb. 9-25 zeigt, weist das Fundament mit Ankerstäben eine geringere Traglast als das mit abgebogener Bewehrung auf. Durch das Erhöhen der Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 184\text{mm}$  auf  $h_{ef} = 305\text{mm}$  lässt sich das maximale Biegemoment um den Faktor 1,25 steigern. Die dazugehörige maximale Ankerlast der beiden gezogenen Anker steigt dabei um den Faktor 1,33. Auch für diesen Teil der Parameterstudie wurde eine Querschnittsanalyse durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tab. 9-15 abgedruckt. Es zeigt sich, dass die Ergebnisse nach FE-Berechnung gut mit den analytisch ermittelten Biegemomenten übereinstimmen. Der Grund, warum die Ankerlast mehr ansteigt als das zugehörige Biegemoment, resultiert aus dem unterschiedlichen Dehnungszustand im Querschnitt des Stützenanschnittes.

	$F_s/F_{s,0}$	$M_u/M_{u,0}$ (Analytisch)	$M_u/M_{u,0}$ (FEM)
fkh_1_5_a (Ankerstäbe)	1,00	1,00	1
1_5_hef_305 (Ankerstäbe)	1,33	1,23	1,25
fkh_1_5_b (abgebogene Bewehrung)	1,73	1,50	1,55

Tab. 9-15: Verhältnis der Stahlspannung, analytisch ermittelte Biegemomente und Biegemomente nach FE-Berechnung

Obwohl die Ankerstäbe bis fast auf die untere Lage der Biegezugbewehrung des Fundaments reichen, wird die Traglast des Systems mit abgebogener Bewehrung nicht erreicht.

Anhand der Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  kann man bei dem Fundament mit Ankerstäben und einer Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 184\text{mm}$  einen klaren diagonalen Riss erkennen (Abb. 9-26 I). Die Biegerissbildung an der Unterseite des Fundaments beeinflusst diese Diagonalrissbildung nicht. Auch bei dem Fundament mit einer erhöhten Verankerungstiefe kommt es zu einem Diagonalriss (Abb. 9-26 II). In diesem Fall befinden sich die Biegerisse aber im Bereich des diagonalen Risses und haben damit einen Einfluss auf das Tragverhalten. Das Fundament mit abgebogener Bewehrung versagt ebenfalls durch einen Diagonalriss. Durch die gleichmäßige Kraftumlenkung entlang der Krümmung findet dieses Versagen bei einem höheren Lastniveau statt.



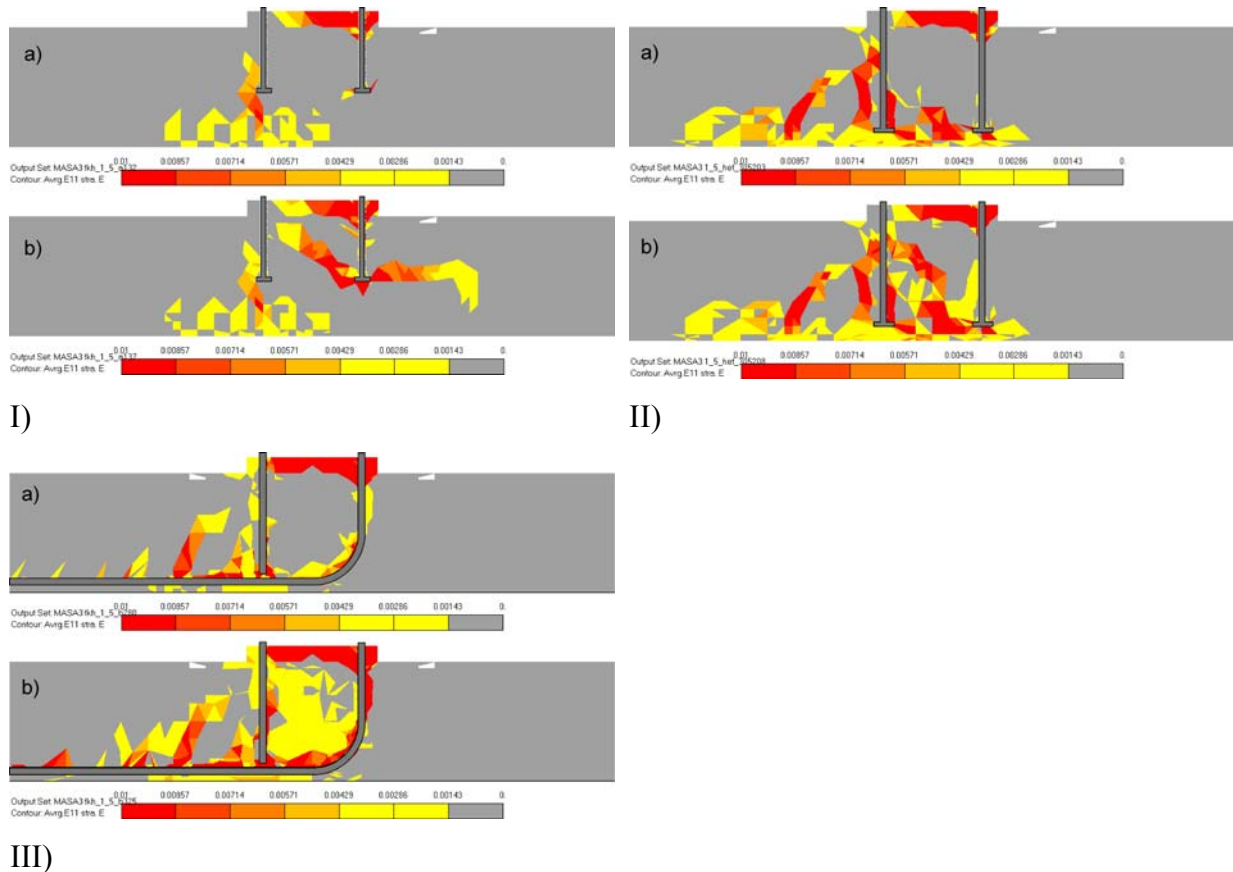
a)

b)

Abb. 9-25: Biegemoment am Stützenanschnitt über der Stützenkopfverschiebung der Fundamente mit 1,5-facher Fundamenthöhe unter einer Normalkraftbelastung von  $N = 300\text{kN}$ , b) Systemskizze

In Abb. 9-26 III sind die Rissbilder des Systems mit einer abgebogenen Biegebewehrung zu sehen. Obwohl das Lastniveau bei den beiden Dehnungsbildern deutlich höher ist, weist das System eine deutlich geringere Schädigung auf. Das Versagen dieses Systems wird aber auch durch die Ausbildung eines diagonalen Risses geprägt.





III)

Abb. 9-26: Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  des 1,5-fach höheren Fundaments mit I) Ankerstäben  $h_{ef} = 184\text{mm}$ , II) Ankerstäben  $h_{ef} = 305\text{mm}$  und mit abgebogener Bewehrung und einer Normalkraft von  $N = 300\text{kN}$ , Eigengewicht nicht berücksichtigt, a) Höchstlast, b) nach Erreichen der Höchstlast

### 9.3.2.7 Auswertung der Ergebnisse der Stütze-Fundament-Verbindung Studie 2

#### 9.3.2.7.1 Vergleich der Traglasten von Fundamenten bewehrt mit Ankerstäben bzw. abgebogener Bewehrung

Bei den Simulationen der Stütze-Fundament-Verbindung mit abgebogener Bewehrung und mit Ankerstäben hat sich in allen Fällen gezeigt, dass Verbindungen mit abgebogener Bewehrung (Abb. 9-27) eine höherer Traglast aufweisen als die Konstruktionen mit Ankerstäben (Abb. 9-28).

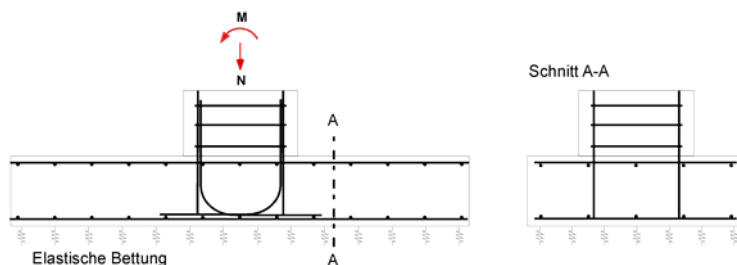


Abb. 9-27 Klassische Bewehrungsanordnung einer Stütze-Fundament-Verbindung unter Normalkraft und Biegemomentenbelastung

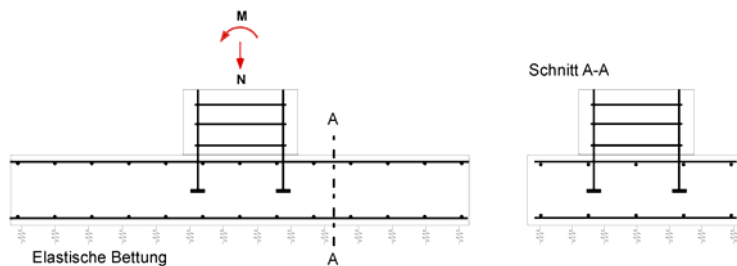


Abb. 9-28 Bewehrung mit Ankerstäben einer Stütze-Fundament-Verbindung unter Normalkraft und Biegemomentenbelastung

In Abb. 9-29 a sind die aus den FE-Berechnungen ermittelten Zugkräfte am Stützenanschnitt der Stütze-Fundament-Verbindungen mit Ankerstäben und mit abgebogener Bewehrung in Abhängigkeit von der Normalkraftbelastung der Stütze dargestellt. Es zeigt sich, dass die maximale Stahlzugkraft sowohl in den Ankerstäben als auch in der abgebogenen Bewehrung mit zunehmender Stützennormalkraft zunimmt. Das Verhältnis der maximalen Zugkraft des Fundaments mit abgebogener Bewehrung zur maximalen Zugkraft des Fundaments mit

Ankerstäben nimmt mit steigender Stütznormalkraft von 0,98 ( $N = 0\text{kN}$ ) auf 0,73 ( $N = 300\text{kN}$ ) ab (Abb. 9-29 b).

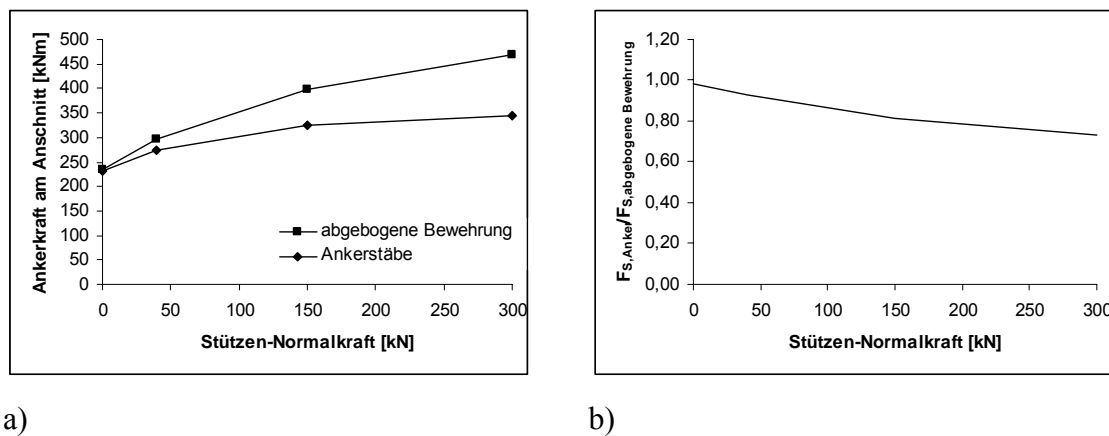
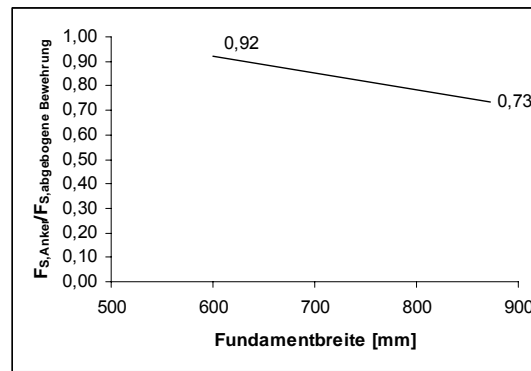
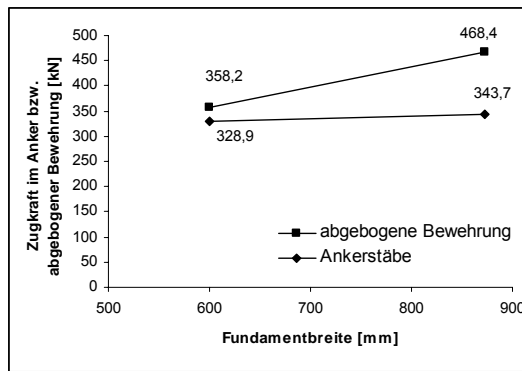


Abb. 9-29: Maximale Ankerzugkraft des Ausgangsfundaments mit abgebogener Bewehrung und Ankerstäben mit unterschiedlicher Stütznormalkraft b) Verhältnis Zugkräfte in Ankerstäben zu Zugkräfte in abgebogener Bewehrung

Für einen Vergleich der Stütze-Fundament-Verbindungen mit abgebogener Bewehrung und Ankerstäben wurden auch Berechnungen mit reduzierter Fundamentbreite ( $b_F = 600\text{mm}$  statt  $b_F = 873\text{mm}$ ) vorgenommen. In Abb. 9-30 a sind die aus den FE-Berechnungen ermittelten Zugkräfte am Stützenanschnitt der Stütze-Fundament-Verbindungen mit Ankerstäben und mit abgebogener Bewehrung in Abhängigkeit von der Fundamentbreite dargestellt. Es zeigt sich, dass die maximale Stahlzugkraft sowohl in den Ankerstäben als auch in der abgebogenen Bewehrung mit zunehmender Fundamentbreite zunimmt, wobei die Zunahme bei dem Fundament mit abgebogener Bewehrung deutlich ausgeprägter ist. Das Verhältnis der maximalen Zugkraft des Fundaments mit abgebogener Bewehrung zur maximalen Zugkraft des Fundaments mit Ankerstäben nimmt mit zunehmender Fundamentbreite von 0,92 ( $b_F = 600\text{mm}$ ) auf 0,73 ( $b_F = 873\text{mm}$ ) ab (Abb. 9-30 b).



a)

b)

Abb. 9-30: Traglasten der Systeme des Ausgangsfundaments mit abgebogener Bewehrung (abg. Bew.) und Ankerstäben (Anker) mit reduzierter Fundamentbreite b) relative Traglast

Das Ausgangsfundament hat nur eine Höhe von 242mm. Daher wurden ebenfalls vergleichende Berechnungen mit 1,5-facher und 2,0-facher Fundamenthöhe durchgeführt. Dabei wurde bei den Fundamenten mit Ankerstäben die Verankerungstiefe entsprechend vergrößert. Bei den Fundamenten mit abgebogener Bewehrung wurde die Bewehrung bis auf die untere Lage der Biegebewehrung im Fundament geführt. In Abb. 9-31 sind die Ankerzugkräfte bzw. Kräfte in der abgebogenen Bewehrung am Stützenanschnitt über der relativen Fundamenthöhe aufgetragen. Es zeigt sich für beide Bewehrungsarten ein nahezu linearer Anstieg. Für die 2-fache Fundamenthöhe liegen für die Stütze-Fundamentverbindung mit Ankerstäben keine Ergebnisse vor.

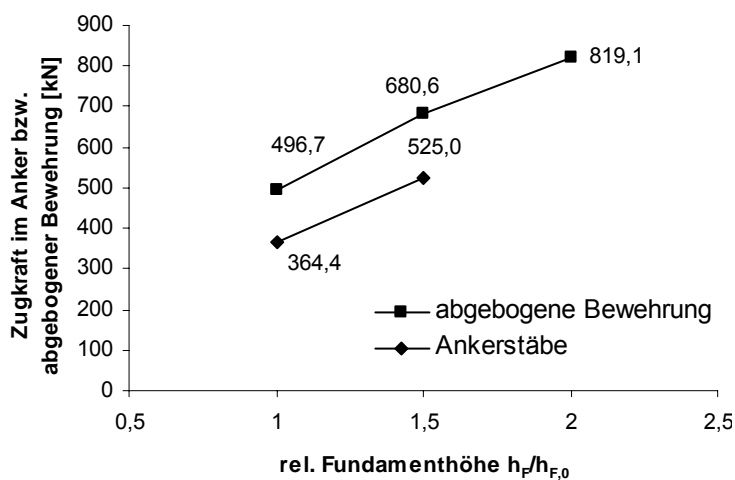


Abb. 9-31: Zugkraft im Anker bzw. in abgebogenen Bewehrung im Stützenanschnitt über der auf die Höhe des Ausgangsfundament bezogene Fundamenthöhe

Vergrößert man die Fundamenthöhe ohne die Verankerungstiefe bzw. die Lage der abgebogenen Bewehrung zu verändern, so bleiben die Zugkräfte bei beiden Bewehrungsvarianten nahezu gleich groß. Dies ist in Abb. 9-32 veranschaulicht.

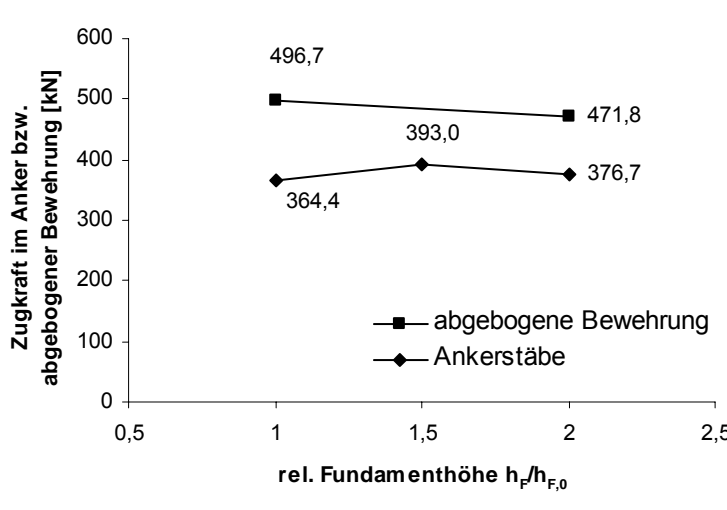
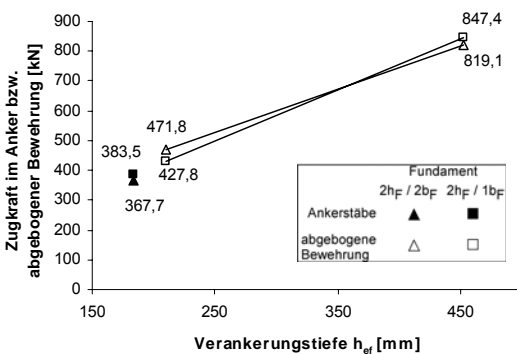
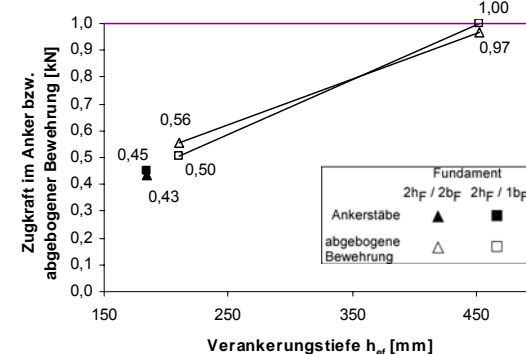


Abb. 9-32: Zugkraft im Anker bzw. in abgebogenen Bewehrung im Stützenanschnitt über der auf die Höhe des Ausgangsfundament bezogene Fundamenthöhe bei gleich bleibender Verankerungstiefe

Für die Fundamente mit Ankerstäben und abgebogener Bewehrung wurde außerdem die Verankerungstiefe variiert. Zu diesem Zweck wurde die Fundamenthöhe verdoppelt. Dies lässt Verankerungstiefen bis zu ca. 450mm zu. Außerdem wurden die Berechnungen teilweise auch mit doppelter Fundamentbreite durchgeführt. Es zeigt sich, dass die Ankerlast am Anschnitt nahezu linear mit der Verankerungstiefe ansteigt. Die Fundamentbreite hat dabei nur einen sehr geringen Einfluss. Die Schaubilder dazu sind in Abb. 9-33 dargestellt.



a)



b)

Abb. 9-33: Zugkraft im Anker bzw. in abgebogenen Bewehrung im Stützenanschnitt über der Verankerungstiefe für Fundamente mit doppelter Höhe und Breite sowie für Fundamente mit doppelter Höhe und einfacher Breite

Wird als Untergrund der Fundamente eine elastische Bettung mit geringer Steifigkeit angenommen, (Ton- bzw. Lehmboden) so reduzieren sich die maximalen Zugkräfte bei dem Fundament mit abgebogener Bewehrung deutlich. Dahingegen hat die geringere Steifigkeit bei Fundamenten mit Ankerstäben nur einen geringen Einfluss auf die maximal erreichbare Zugkraft am Stützenanschnitt (vgl. Abb. 9-34). Der Grund, warum die Fundamente eine deutlich stärkere Abhängigkeit von der elastischen Bettung zeigen, ist in der Biegebelastung des Fundaments begründet.

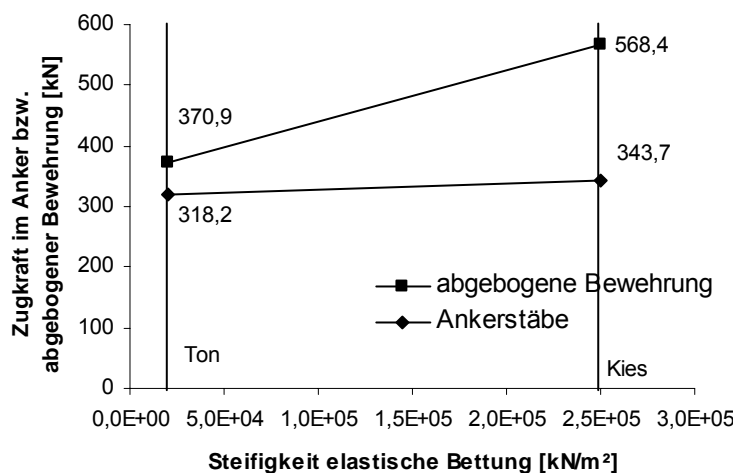


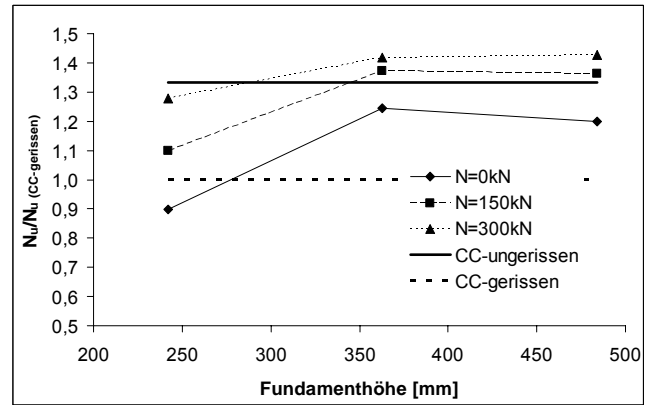
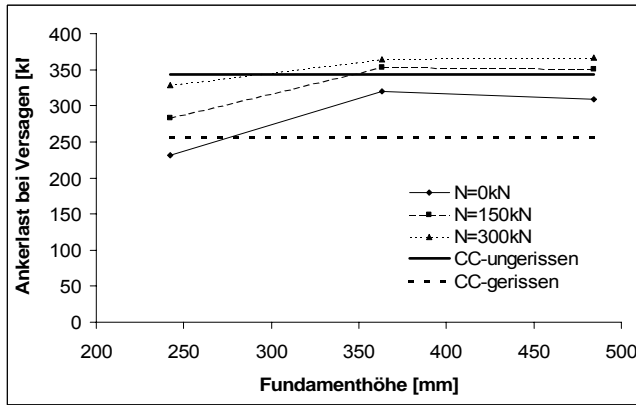
Abb. 9-34: Zugkraft im Anker bzw. in abgebogener Bewehrung im Stützenanschnitt über der Steifigkeit der elastischen Bettung (Ton und Kies)

### 9.3.2.8 Bruchlasten der Fundamente mit Ankerstäben

In den folgenden Kapiteln werden die Berechnungen mit Ankerstäben der FE-Parameterstudie 2 ausgewertet. Dabei wird der Einfluss der Fundamenthöhe, der Fundamentbreite, der Stützenbreite, des Bewehrungsgrades des Fundaments, des Ankerdurchmessers, und der Stützennormalkraft untersucht. Wie schon in Kapitel 9.3.1.6 dargelegt, kann das Versagen der diagonalen Druckstrebe auch als Ausbruchkegel aufgefasst werden. Daher werden in den folgenden Auswertungen die maximalen Zugkräfte der beiden gezogenen Ankerstäbe mit den Traglasten nach CC-Verfahren für gerissenen und ungerissenen Beton (vgl. Kapitel 9.2) verglichen.

#### 9.3.2.8.1 Einfluss der Fundamenthöhe

In Abb. 9-35 sind die numerisch ermittelten Ankerzuglasten (2 Anker) in Abhängigkeit von der Fundamenthöhe für verschiedene Stützennormalkräfte aufgetragen. Bei den Berechnungen war die Verankerungstiefe mit  $h_{ef} = 184\text{mm}$  konstant. Es ist zu erkennen, dass die Ankerbruchlasten bis zu einer Fundamenthöhe von  $h_F = 350\text{mm}$  ansteigen und danach konstant bleiben. Dies gilt für alle untersuchten Normalkräfte. Dieser anfängliche Anstieg ist darauf zurückzuführen, dass es bei Fundamenten mit geringer Höhe zu einer ausgeprägten Biegerissbildung im Fundament kommt und die Anker in der Zugzone des Fundamentquerschnitts liegen. Mit zunehmender Fundamenthöhe schwächt sich dieser Effekt ab. Ab einer bestimmten Fundamenthöhe entstehen keine Biegerisse mehr. Zum Vergleich ist in Abb. 9-35 die ermittelte Betonausbruchlast nach dem CC-Verfahren (vgl. 9.2) eingetragen. Das Bild zeigt, dass das CC-Verfahren für gerissenen Beton für die Bemessung in der Regel sichere Ergebnisse liefert. Nur bei dem System mit einer Fundamenthöhe von  $h_F = 242\text{mm}$  und einer Stützennormalkraft von  $N = 0\text{kN}$  liegt die Traglast unter dem entsprechenden Wert.



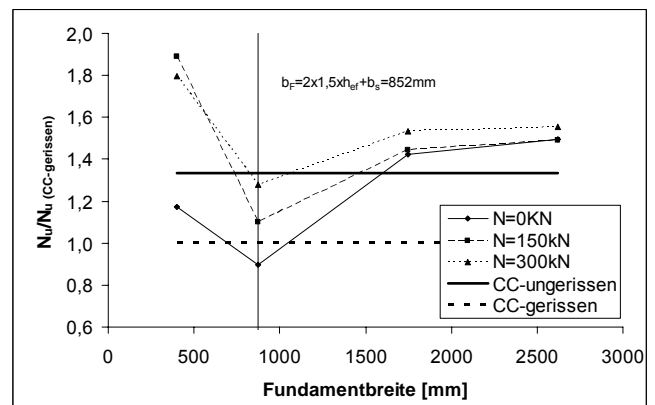
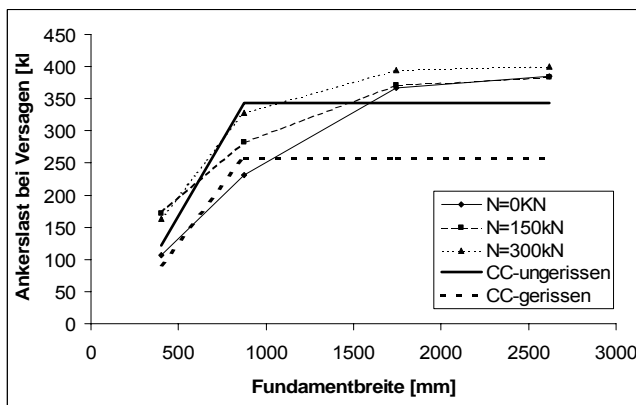
a)

b)

Abb. 9-35: Maximale Ankergruppenlast (zwei gezogene Anker) für verschiedene Fundamenthöhen mit konstanter Verankerungstiefe  $h_{ef} = 184\text{mm}$ , b) relative Traglasten

### 9.3.2.8.2 Einfluss der Fundamentbreite

Im Zuge dieser Parameterstudie wird der Einfluss der Fundamentbreite untersucht. In der Abb. 9-36 a) sind die Ankerlasten am Stützenanschnitt über der Fundamentbreite für drei verschiedene Stützennormalkräfte aufgetragen. Abb. 9-36 b) zeigt die auf die Traglast nach CC-Verfahren für gerissenen Beton bezogenen Werte.



a)

b)

Abb. 9-36: Maximale Ankergruppenlast (zwei gezogene Anker) für verschiedene Fundamentbreiten mit konstanter Verankerungstiefe  $h_{ef} = 184\text{mm}$ , b) relative Traglasten

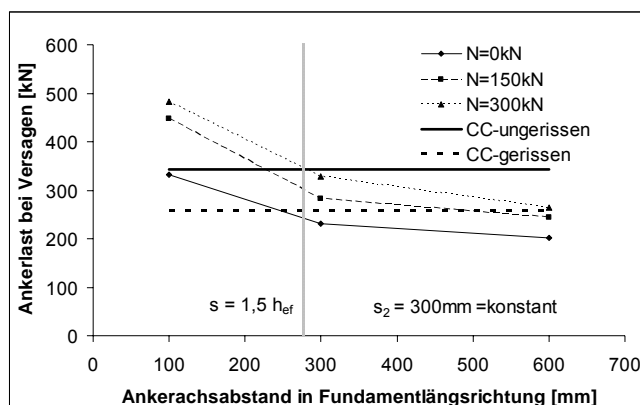
Es zeigt sich, dass die Traglast der Systeme mit zunehmender Fundamentbreite zunimmt. Diese Zunahme wird ab einer Fundamentbreite von 2000mm geringer. Dies gilt für alle drei



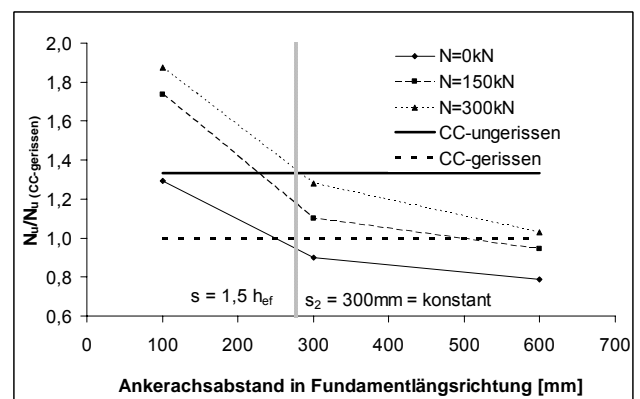
untersuchten Normalkraftbelastungen. Die Bruchlasten nach CC-Verfahren für gerissenen und ungerissenen Beton sind ebenfalls angegeben. Diese nehmen mit zunehmender Fundamentbreite (bis zur 3-fachen Verankerungstiefe) ebenfalls zu. Ab einer Fundamentbreite von  $b_F = 2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + s_2 = 852\text{mm}$  bleiben die Ausbruchlasten des CC-Verfahrens konstant. Die Versagenslasten nach CC-Verfahren stimmen somit gut mit den numerisch berechneten Taglasten überein und liegen bis auf das Fundament mit einer Breite  $b_F = 852\text{mm}$  und einer Stütznormalkraft von  $N = 0\text{kN}$  auf der sicheren Seite. Ab einer Fundamentbreite von  $b_F = 2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + s_2 = 852\text{mm}$  bleibt die Bruchlast nach dem CC-Verfahren konstant und die Traglast der Systeme nach den FE-Berechnungen steigt an. Dies führt zu einem Wiederanstieg der normierten Traglasten.

### 9.3.2.8.3 Einfluss der Stützenbreite

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Stützenbreite und damit auch des Ankerachsabstandes auf das Tragverhalten und die Traglasten für zwei Fundamenthöhen sowie jeweils drei verschiedene Stütznormalkräfte untersucht. In den Abbildungen Abb. 9-37 und Abb. 9-38 sind die maximalen Ankerkräfte im Stützenanschnitt und die auf die Traglast nach CC-Verfahren für gerissenen Beton bezogenen Traglasten für Fundamente mit einer Höhe von  $h_F = 242\text{mm}$  und  $h_F = 484\text{mm}$  abgebildet. Der Ankerabstand in Fundamentquerrichtung beträgt  $s_2 = 300\text{mm}$  und wurde für alle Berechnungen konstant gehalten.

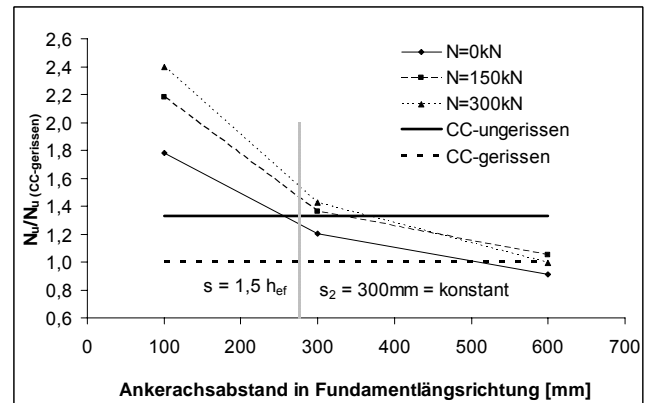
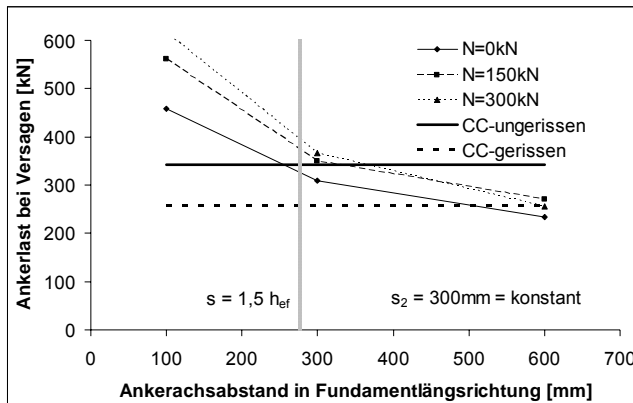


a)



b)

Abb. 9-37: Maximale Ankergruppenlast (zwei gezogene Anker) für verschiedene Stützenbreiten bzw. Ankerachsabstände mit einer Fundamenthöhe  $h_F = 242\text{mm}$  b) relative Traglasten



a)

b)

Abb. 9-38: Maximale Ankergruppenlast (zwei gezogene Anker) für verschiedene Stützenbreiten bzw. Ankerachsabstände mit einer Fundamenthöhe  $h_F = 484\text{mm}$  b) relative Traglasten

Die Versagenslasten nehmen bei beiden Fundamenthöhen mit zunehmender Stützenbreite bzw. Ankerabstand deutlich ab. Dies hängt mit dem zunehmenden Winkel  $\alpha$  der Druckdiagonalen bei größer werdendem Ankerachsabstand zusammen. Geht man davon aus, dass die Druckstrebe bei einer Druckkraft  $F_D = \text{const.}$  versagt, so reduziert sich die maximale Ankerzugkraft  $F_S$  ( $F_{S1} > F_{S2}$ ) mit zunehmendem Winkel  $\alpha$  (vgl. Abb. 9-39).

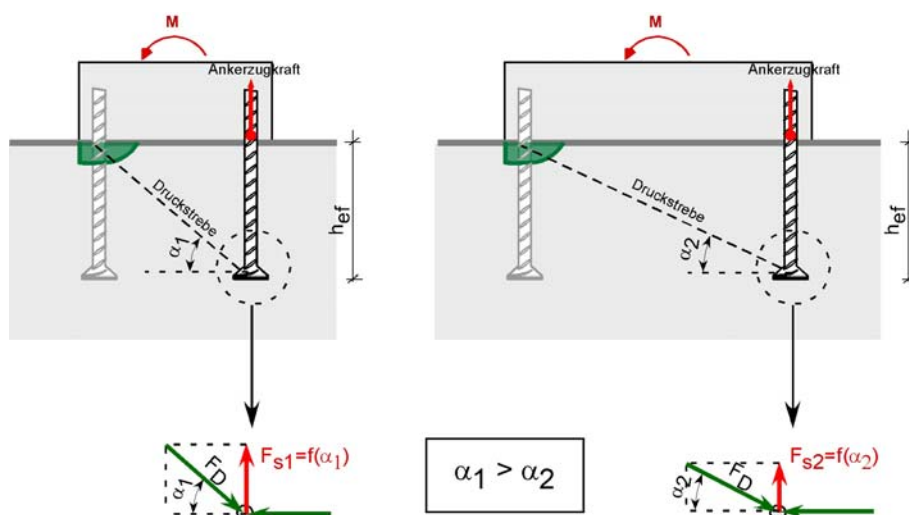


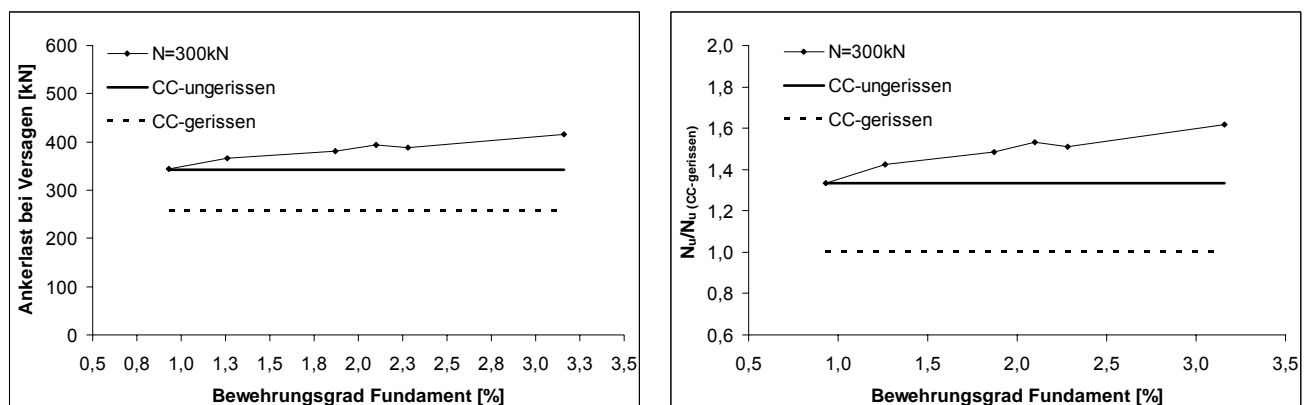
Abb. 9-39: Auswirkung des Ankerabstandes auf die maximale Ankerzugkraft

Betrachtet man diese Situation aus dem Blickwinkel der Befestigungstechnik, so liegt bei einem geringen Ankerachsabstand ein Betonausbruch mit enger Abstützung vor. Entsprechend hoch ist die Betonausbruchlast. Mit zunehmendem Ankerachsabstand nimmt der Einfluss der engen Abstützung und damit auch die Betonausbruchlast ab. Untersuchungen zu diesem Thema wurden z.B. von Zhao [1994], Bruckner [2001] und Fichtner [2003] durchgeführt. Daraus resultieren Vorschläge, den Einfluss des Ankerachsabstandes in das CC-Verfahren aufzunehmen. Bei den in den Diagrammen angegebenen Ausbruchlasten nach CC-Verfahren wurde dieser Faktor nicht berücksichtigt.

Es zeigt sich, dass bei einer Fundamenthöhe von  $h_F = 242\text{mm}$  die maximalen Ankerlasten den Wert des CC-Verfahrens für gerissenen Beton teilweise unterschreiten. Ab einer Fundamenthöhe von  $h_F = 484\text{mm}$  wird der Wert des CC-Verfahrens für gerissenen Beton nur noch von dem Fundament mit einem Ankerachsabstand von  $s = 600\text{mm}$  unterschritten.

#### 9.3.2.8.4 Einfluss des Bewehrungsgrades des Fundaments

Aus früheren Forschungsarbeiten ist bekannt, dass die Rissbildung einen großen Einfluss auf die Traglast einer Verankerung hat. Dabei stellt sich die Frage, ob eine Erhöhung des Bewehrungsgrades im Fundament zu einer Traglaststeigerung führt. Aus diesem Grunde wurden Berechnungen mit steigendem Bewehrungsgrad durchgeführt. Wie man aus Abb. 9-40 entnehmen kann, steigt die Traglast mit zunehmendem Bewehrungsgrad an.



a)

b)

Abb. 9-40: Maximale Ankergruppenlast (zwei gezogene Anker) für verschiedene Fundamentbewehrungsgrade mit einer Fundamenthöhe  $h_F = 242\text{mm}$  und einer Normalkraftbelastung  $N = 300\text{kN}$ , b) relative Traglasten

Durch eine Steigerung des Bewehrungsgrades um den Faktor 2,45 lässt sich die Traglast jedoch nur um den Faktor 1,2 steigern. Der Grund dafür ist die Tatsache, dass Bewehrung die Risse nicht verhindern kann und die Rissbreite keinen großen Einfluss auf die Traglast hat. Zum Vergleich führt die Vergrößerung der Fundamenthöhe dazu, dass keine Biegerisse entstehen und damit auch zu einer deutlichen Traglasterrhöhung (vgl. Kapitel 9.3.2.8.1).

### 9.3.2.8.5 Einfluss des Ankerdurchmessers

In diesem Kapitel wird der Einfluss des Ankerdurchmessers auf die Traglast einer Stütze-Fundament-Verbindung diskutiert. Dafür wurden Stütze-Fundament-Verbindungen mit einem Ankerdurchmesser von  $d_s = 20\text{mm}$  und  $d_s = 32\text{mm}$  mit einem Verhältnis von Ankerschaft- zu Ankerkopfdurchmesser von  $d_k/d_s = 2,3$  für verschiedene Stützennormalkräfte berechnet. Die Ankerlasten bzw. die relativen Traglasten sind in den Abbildungen Abb. 9-41 a und b über dem Ankerdurchmesser aufgetragen.

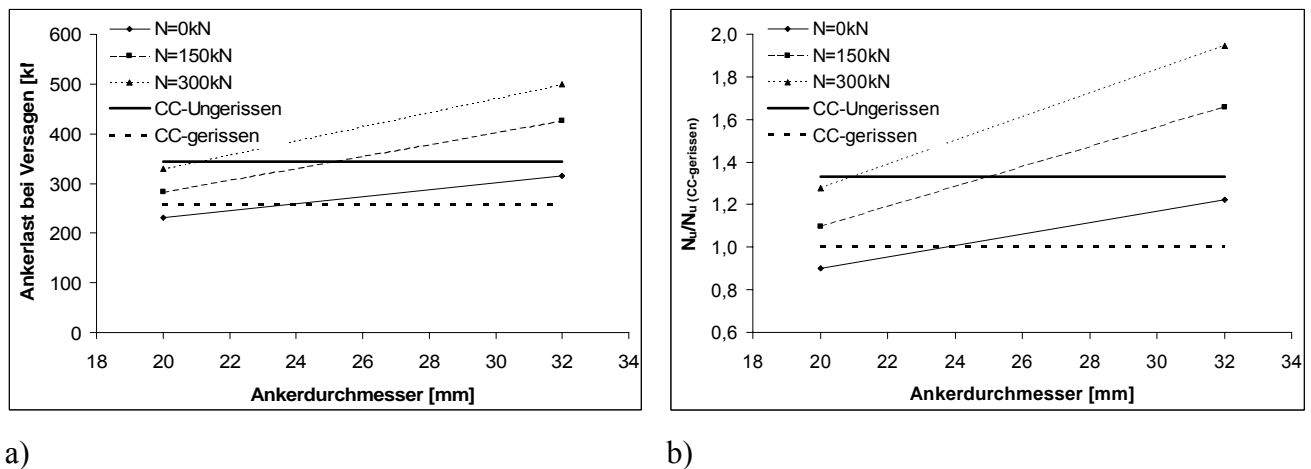


Abb. 9-41: Maximale Ankergruppenlast (zwei gezogene Anker) für verschiedene Anker- bzw. Kopfdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$  und  $d_s = 32\text{mm}$  mit  $d_k = 2,3 d_s$  mit einer Fundamenthöhe  $h_F = 242\text{mm}$  und einer Normalkraftbelastung  $N = 300\text{kN}$ , b) relative Traglasten

Die Ankerlast bei Versagen steigt dabei mit zunehmendem Ankerdurchmesser und damit auch zunehmendem Ankerkopfdurchmesser deutlich an. Der Grund für die höheren maximalen Ankerlasten bei Stütze-Fundament-Verbindungen mit größerem Anker- bzw. Ankerkopfdurchmesser resultiert aus der kleineren Pressung des Betons im Lasteinleitungsbereich über den Ankerköpfen. Den Abbildungen Abb. 9-41 a und b ist

ebenfalls zu entnehmen, dass nur die Stütze-Fundament-Verbindung mit einem Ankerdurchmesser von  $d_s = 20\text{mm}$  ohne eine Normalkraftbelastung eine Traglast aufweist, die unter dem Wert des CC-Verfahrens für gerissenen Beton liegt.

In Abb. 9-41 a sind die maximalen Ankerkräfte über der Pressung im Lasteinleitungsbereich über den Ankerköpfen aufgetragen. Abb. 9-41 b zeigt dasselbe Diagramm mit auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Werten. Man kann erkennen, dass kleinere Betonpressungen zu größeren maximalen Ankerkräften führen (vgl. Kapitel 6.7).

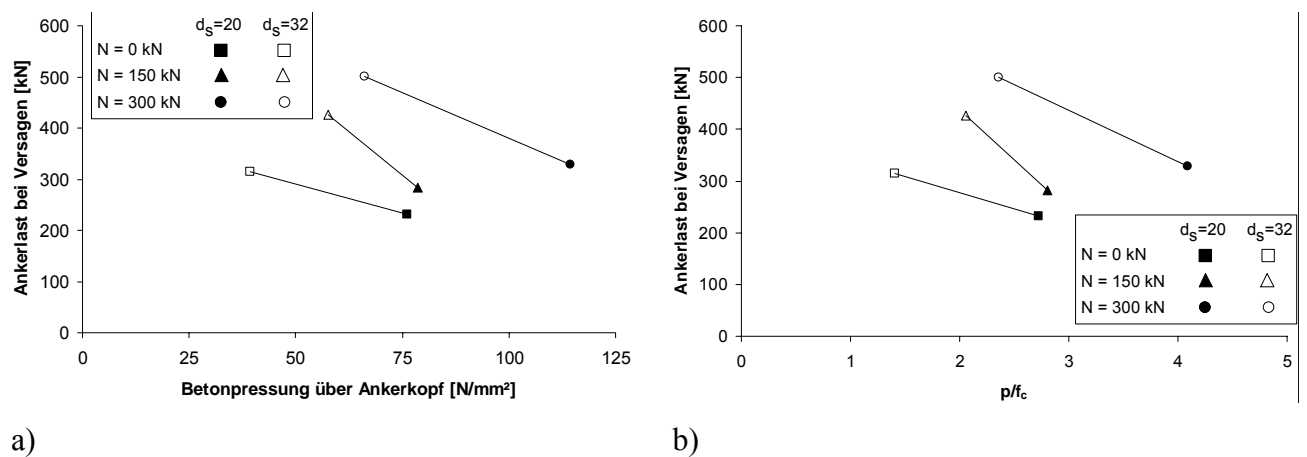


Abb. 9-42: a) Maximale Ankergruppenlast (zwei gezogene Anker) für verschiedene Anker- bzw. Kopfdurchmesser  $d_s = 20\text{mm}$  und  $d_s = 32\text{mm}$  mit  $d_k = 2,3 d_s$  für verschiedene Stützennormalkräfte über Betonpressung (Lasteinleitungsbereich der Ankerköpfe), b) auf Betondruckfestigkeit bezogene Pressungen

### 9.3.2.8.6 Einfluss der Normalkraft

Obwohl in den vorhergehenden Studien jeweils der Einfluss der Normalkraft mit untersucht wurde, wird in diesem Kapitel dieser Einfluss nochmals diskutiert. Dabei wird das Ausgangssystem mit einer Fundamenthöhe von  $h_F = 242\text{mm}$  und einer Fundamentbreite von  $b_F = 873\text{mm}$  herangezogen. Die Verankerungstiefe beträgt  $h_{ef} = 184\text{mm}$ . In den Abbildungen Abb. 9-43 a) und b) sind die absoluten und relativen maximalen Ankerzugkräfte über der Normalkraft aufgetragen. Diese wurde zwischen  $N = 0\text{kN}$  und  $N = 300\text{kN}$  variiert. Es zeigt sich, dass mit größer werdender Normalkraft die Traglast ansteigt und einem Endwert asymptotisch zustrebt. Man kann ebenfalls deutlich erkennen, dass nur das System ohne Normalkraft eine Traglast aufweist, die unter dem Wert des CC-Verfahrens für gerissenen Beton liegt.

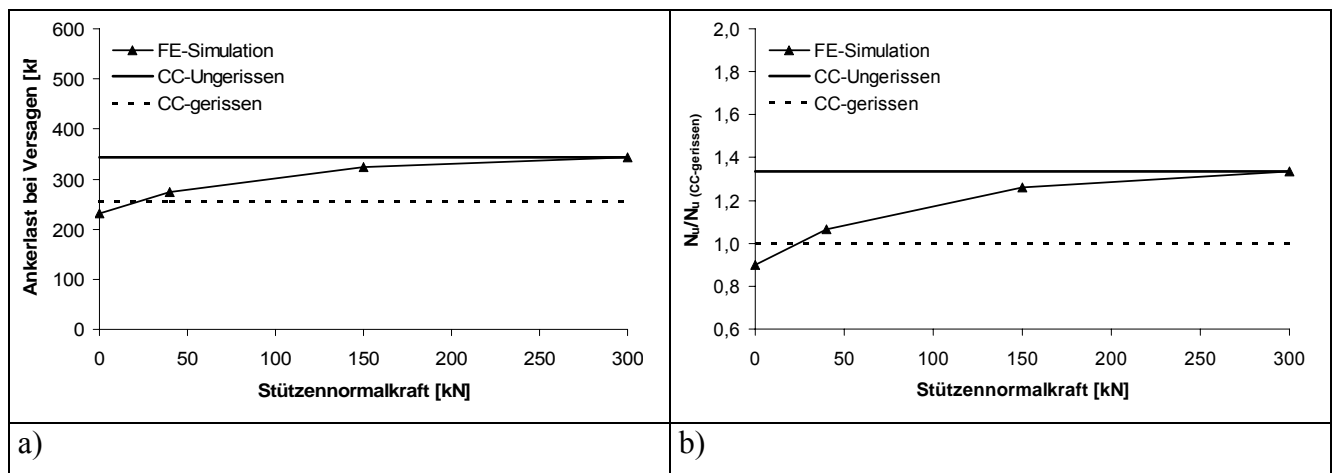


Abb. 9-43: Traglasten für verschiedene Stütznormalkräfte mit einer Fundamenthöhe  $h_F = 242\text{mm}$ , b) relative Traglasten

## 9.4 Stabwerkmodelle für Stütze-Fundament-Verbindungen

Stabwerkmodelle für Stütze-Fundament-Verbindungen sind aufgrund der Geometrie und der Belastung zum Teil sehr komplex. Schon die Einteilung in D- und B-Bereiche gestaltet sich schwierig, da durch die elastische Bettung eine in Fundamentlängs- und -querrichtung veränderliche Bodenpressung vorliegt. Der quantitative und qualitative Verlauf dieser Bodenpressung hängt von der Belastung, Steifigkeit (daher spielt auch die Rissbildung eine Rolle), der Länge des Fundaments und auch von der Beschaffenheit des Bodens ab.

Aufgrund der veränderlichen Bodenpressung dürfte eine Einteilung in B- und D-Bereiche, wie sie in Abb. 9-44 abgebildet ist, eigentlich nicht vorgenommen werden. Da aber die

Pressungen außerhalb des D-Bereichs nahezu konstant sind, wurde für alle Stabwerkmodelle diese Annahme getroffen. Dabei wird die Länge des D-Bereichs gleich der Höhe des Fundaments bzw. der Stütze angenommen.

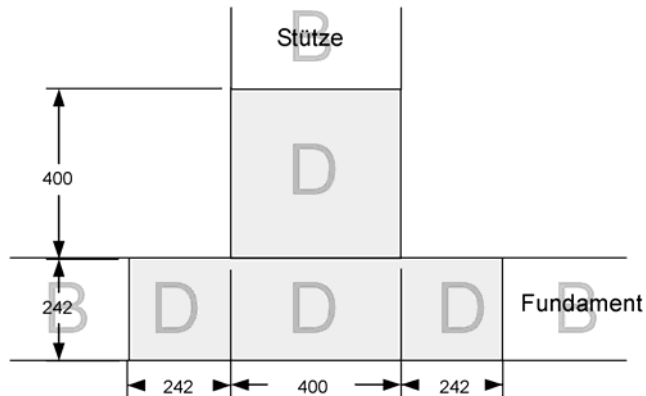


Abb. 9-44: Einteilung B- und D-Bereiche des Ausgangsfundaments

#### 9.4.1 Stabwerkmodelle für abgebogene Bewehrung und Ankerstäbe

Die unterschiedliche Lastabtragung der Stütze-Fundament-Verbindung mit abgebogener Bewehrung und einer Verankerung mit Ankerstäben soll anhand eines Fundaments mit einer Fundamenthöhe von  $h_F = 484\text{mm}$  und einer Normalkraftbelastung von  $N = 300\text{kN}$  gezeigt werden. Als Biegemomentenbelastung wird in Anlehnung an die FE-Berechnungen  $M = 150\text{kNm}$  angenommen. Im ersten Berechnungsschritt wird ein Fundament mit elastischer Bettung unter Berücksichtigung des Eigengewichts untersucht. Die Berechnungen erfolgen mit dem Programm XELB [XELB, 2002]. Es ergibt sich der Verlauf des Biegemoments, der Querkraft und der Bodenpressung nach Abb. 9-45.

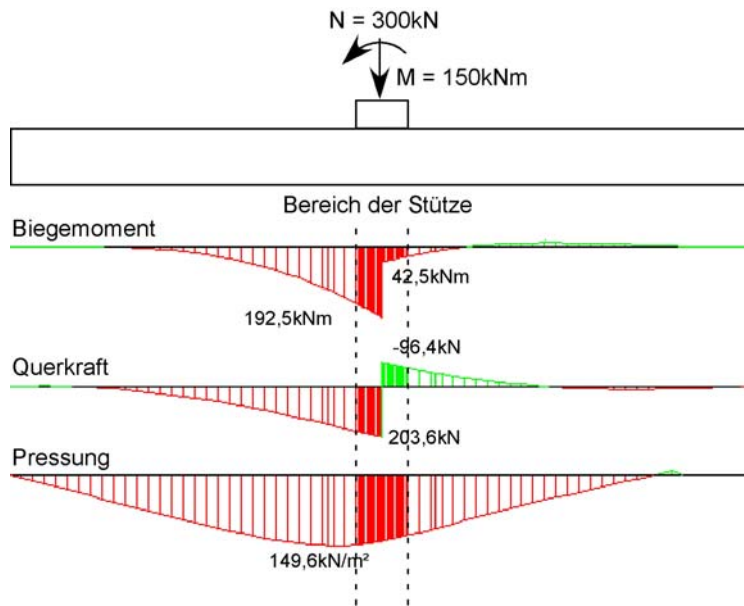


Abb. 9-45: Verläufe von Biegemoment, Querkraft und Bodenpressung

Anhand der Ergebnisse der Berechnung am elastisch gebetteten Balken werden in einem zweiten Schritt die Schnittkräfte an den Grenzen der D-Bereiche ermittelt. Dabei werden die Biegemomente am linken und rechten Schnitthufer in ein Kräftepaar umgerechnet. Die Pressung unter dem Fundament wird auf drei Stützstellen aufgeteilt. Die Berechnung dieser Aufteilung erfolgt wie bei einem Zweifeldträger. Zu den sich daraus ergebenden Stützkraften am linken und rechten Schnitthufer werden die Querkraftschnittgrößen addiert. Der beschriebene Prozess kann anhand Abb. 9-46 nachvollzogen werden. Die so gewonnenen Kräfte werden als Einwirkungen auf die Stabwerkmodelle angesetzt. Das einwirkende Biegemoment wird in ein Kräftepaar zerlegt und die einwirkende Normalkraft aufgeteilt. Die Zug- und Druckkräfte berechnen sich nach den Gleichungen 10.1 und 10.2. Der innere Hebelarm der Stütze wird mit  $z = 0,9 d = 0,3m$  abgeschätzt.

$$F_z = \frac{M}{z} - \frac{N}{2} = \frac{150kNm}{0,3m} - \frac{300}{2} = 350kN \quad \text{Gleichung. 10.1}$$

$$F_D = \frac{M}{z} + \frac{N}{2} = \frac{150kNm}{0,3m} + \frac{300}{2} = 650kN \quad \text{Gleichung 10.2}$$



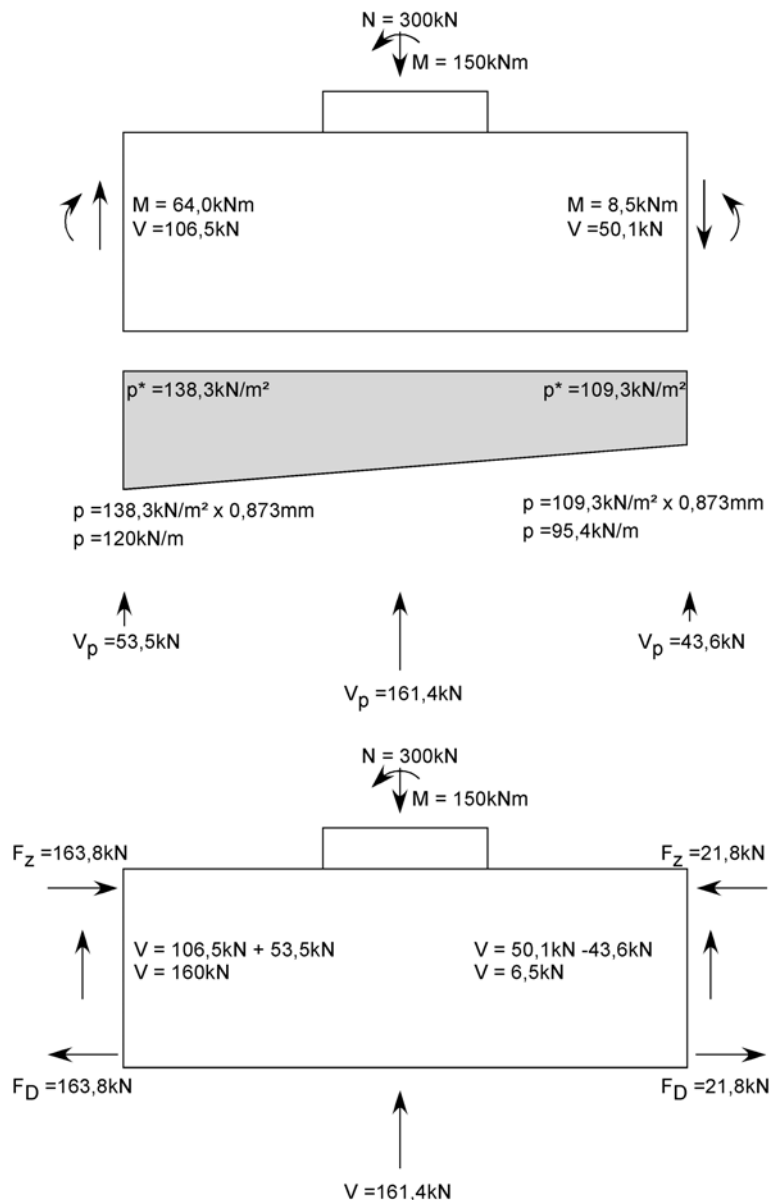


Abb. 9-46: Berechnung der Schnittkräfte des D-Bereichs

In Abb. 9-47 a und b sind Stabwerkmodelle für das Fundament mit Ankerstäben und mit abgebogener Bewehrung dargestellt. Die vom Autor entwickelten Stabwerkmodelle stellen nur eine von mehreren möglichen Lösungen zur Lastabtragung dar. In beiden Fällen stützt sich die Zugkraft der gezogenen Anker bzw. der abgebogenen Bewehrung auf einer diagonalen Druckstrebe ab, die in Richtung Druckzone der Stütze verläuft. Aufgrund der geometrischen Verhältnisse ist die diagonale Druckkraft des Fundaments mit Ankerstäben wesentlich größer als bei dem Fundament mit abgebogener Bewehrung. In Abb. 9-46 sind diese Druckstreben in ein verfeinertes Querschnittsmodell aufgeteilt. Es zeigt sich, dass bei gleicher äußerer Beanspruchung die Querschnittskräfte bei dem Fundament mit Ankerstäben um den Faktor 1,9 größer sind als bei dem Fundament mit abgebogener Bewehrung. Zum

Vergleich beträgt der Quotient aus den maximalen Ankerkräften der FE-Berechnungen für diese Stütze-Fundament-Verbindungen  $819,1\text{kN}/376,7\text{kN} = 2,17$ . Wie man anhand der Schnittkraftermittlung nach Abb. 9-46 erkennen kann, werden die Einwirkungen zum großen Teil auf die linke Seite des Fundaments abgetragen. Der Grund dafür ist, dass über die Sohlfuge des Fundaments nur Druckkräfte übertragen werden können. Dass überhaupt ein Teil des Biegemoments in den rechten Teil des Fundaments abgetragen wird, liegt allein am Eigengewicht des Fundaments. Aus diesem Grund muss die Zugkraft der gezogenen Anker bzw. der abgebogenen Bewehrung an die horizontale Zugstrebe in der Biegezugzone an der Unterseite des Fundaments angeschlossen werden. Im Falle des Fundaments mit Ankerstäben erfolgt dies über zwei diagonal verlaufende Druckstreben und eine vertikale Betonzugstrebe. Im Falle des Fundaments mit abgebogener Bewehrung werden die Zugkräfte über die oben genannte diagonale Druckstrebe beinahe komplett umgelenkt. Aus Gleichgewichtsgründen ergibt sich in diesem Falle jedoch eine diagonale Betonzugstrebe. In beiden Fällen entstehen somit Betonzugstreben auf der rechten Seite des Fundaments. Im Falle der Ankerstäbe ist die Beanspruchung relativ hoch. Da dieser Zugkraft jedoch ein großer Querschnitt zur Verfügung steht, ist in diesem Bereich nicht mit einer Rissbildung zu rechnen. Für den Fall der abgebogenen Bewehrung sind die Beanspruchungen von kleiner Größenordnung und verursachen ebenfalls keine Rissbildung. .

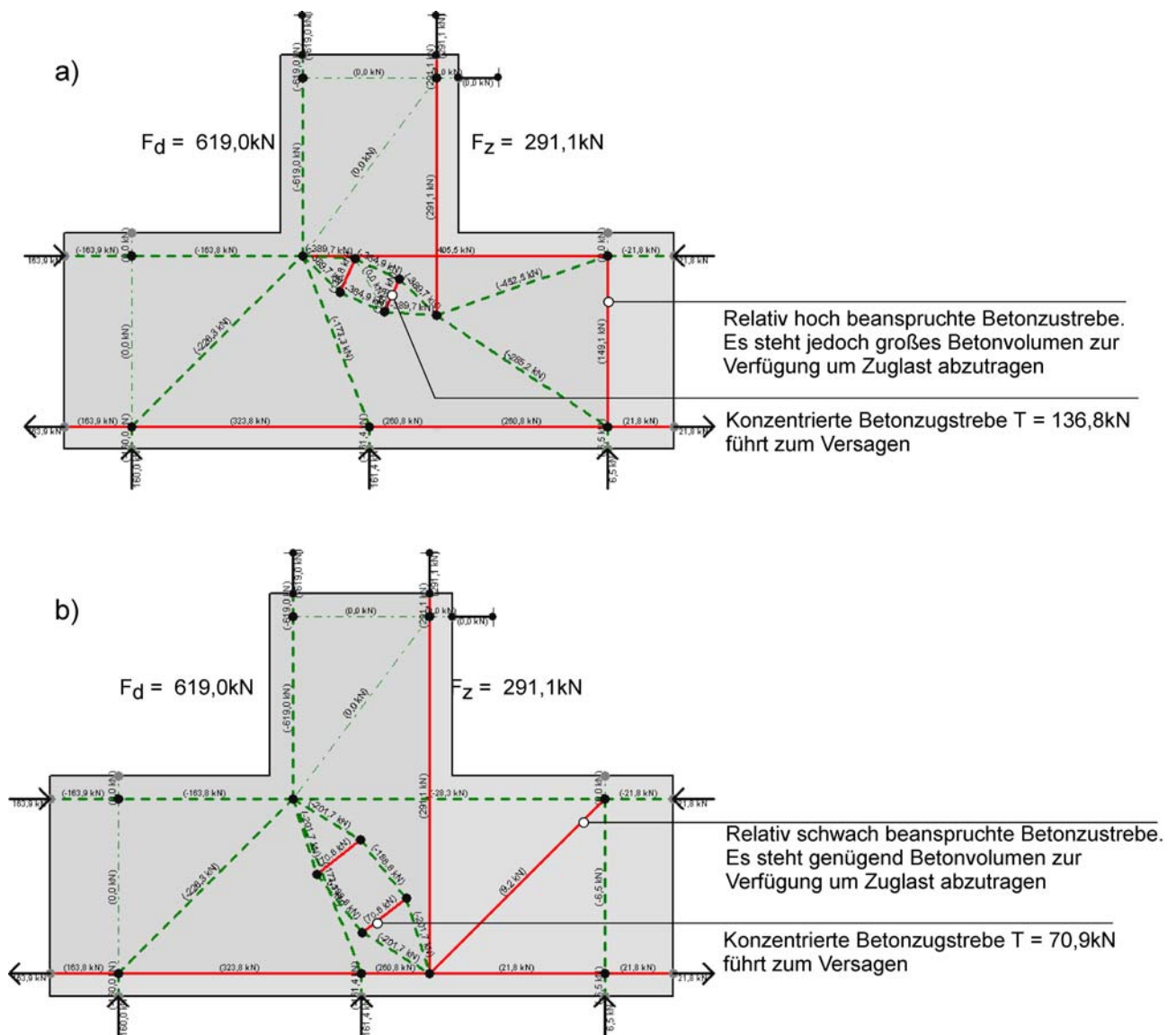


Abb. 9-47: Stabwerkmodell einer Stütze-Fundament-Verbindung mit a) Ankerstäben und mit b) abgebogener Bewehrung

Für die Berechnung der Stabkräfte wurden die Einwirkungen an das rechte und linke Schnittufer der D-Bereiche und an die Unterseite des Fundaments angetragen. Als Auflagerpunkte wurden zwei vertikale Lager im Bereich der Stützenbewehrung angenommen. Damit kein kinematisches System entsteht, muss in einem dieser Lagerpunkte noch eine horizontale Fessel angebracht werden. Um zu überprüfen, wie gut die Aufteilung der Einwirkungen auf den D-Bereich und das Stabwerkmodell wirklich ist, können die Kräfte der Zug- und Druckstreben mit den Ergebnissen aus Gleichungen 10.1 und 10.2 verglichen werden. In Tab. 9-16 ist dieser Vergleich zusammengestellt. Es zeigt sich eine zufrieden stellende Übereinstimmung.

	F <sub>Z</sub> [kN]	F <sub>D</sub> [kN]
nach Stabwerkmodell berechnet	291,1	619,0
Einwirkung nach Gleichung 9.1, 9.2	350,0	650,0
Abweichung [%] (Einwirkung = 100%)	-16,8	-4,77

Tab. 9-16: Vergleich der Einwirkungen auf das System mit den Ergebnissen des Stabwerkmodells

Die diagonale Zugstrebe rechts vom Stützenanschnitt in Abb. 9-47 b) kann durch eine Veränderung des Stabwerkmodells auch in eine vertikale Druckstrebe geändert werden. Dies ist in diesem Fall aber nicht erfolgt, um die Ähnlichkeit mit dem Stabwerkmodell für die Verankerung mit Ankerstäben zu gewährleisten.

Die FE-Studie hat gezeigt, dass eine Stütze-Fundament-Verbindung mit Ankerstäben zum Teil bis zu 20% weniger trägt als mit der bislang üblichen abgebogenen Bewehrung, auch wenn die Ankerstäbe bis auf die Lage der unteren Biegebewehrung reichen. Anhand der Querkzugkräfte der Druckdiagonalen ist dies nicht zu erklären. Die von den Querkzugkräften hervorgerufenen Zugspannungen im Beton sind für beide Bewehrungsvarianten ungefähr gleich groß. Der Unterschied liegt darin, dass die Zugkraft aus der abgebogenen Bewehrung direkt umgelenkt wird. Auch bei dem Fundament mit Ankerstäben muss die Zugkraft aus den Ankern in die Biegezugbewehrung des Fundaments eingeleitet werden. In den Bildern Abb. 9-48 a und b sind die Stabwerkmodelle für die Fundamente mit abgebogene Bewehrung und Ankerstäbe dargestellt. Bis auf einen Bereich sind die Stabwerkmodelle nahezu gleich. In diesem Bereich liegen im Falle des Fundaments mit Ankerstäben Zug- und Druckstreben scheinbar übereinander. Betrachtet man einen horizontalen Schnitt durch die Fundamente, wird die räumliche Ausdehnung des Stabwerkmodells in diesem Bereich deutlich. Während bei dem Fundament mit abgebogener Bewehrung die Zugkraft im Knoten P direkt im Gleichgewicht mit restlichen Kräften steht, müssen bei dem Fundament mit Ankerstäben die Zugkräfte der gezogenen Anker über diagonale Druckstreben und eine Betonzugstrebe in Querrichtung des Fundaments in die Biegezugbewehrung des Fundaments eingeleitet werden (vgl. Abb. 9-48 b Schnitt A-A). Die Zugspannung in Querrichtung des Fundaments konnte bei den FE-Berechnungen beobachtet werden.

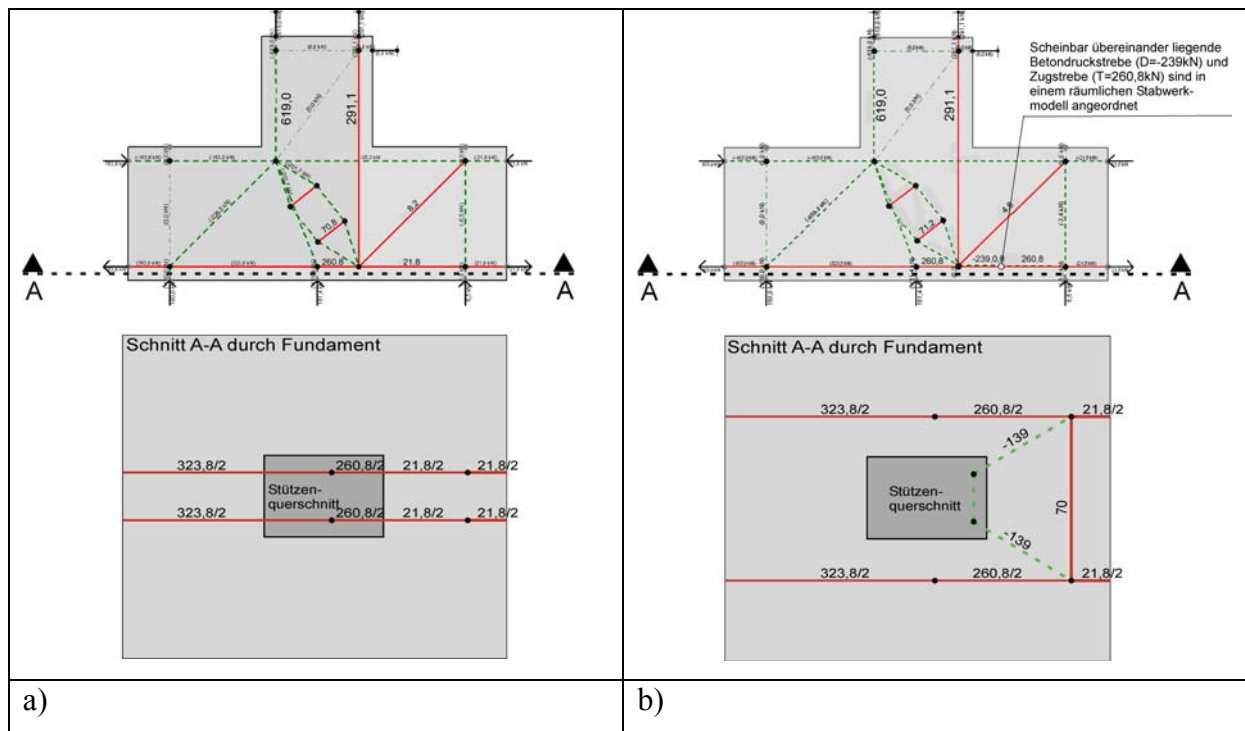


Abb. 9-48: a) Stabwerkmodell für eine Stütze-Fundament-Verbindung mit abgeogener Bewehrung, b) Stabwerkmodell für eine Stütze-Fundament-Verbindung mit Ankerstäben

Ein weiterer Grund, warum eine Stütze-Fundament-Verbindung mit abgeogener Bewehrung in allen Fällen eine höhere Traglast als mit Ankerstäben aufweist, resultiert aus der allmählichen Kraftumlenkung entlang der Biegung. Dies ist anhand eines relativ einfachen Systems in Abb. 9-49 gezeigt. Zur Vereinfachung wird hier davon ausgegangen, dass die gesamte Belastung nur in einen Fundamentschenkel abgetragen wird und dass keine Kräfte in den Boden eingeleitet werden. Das Bild zeigt, dass sich bei einem Fundament mit Ankerstäben die gesamte Ankerzugkraft über eine Druckstrebe abstützt, während bei dem Fundament mit abgeogener Bewehrung sich ein Druckfächer ausbildet. Die einzelnen Druckstreben in diesem Fächer sind im Gegensatz zu der punktuellen Lasteinleitung bei den Ankerstäben deutlich geringer belastet. Die maximale Druckstrebenlast beträgt hier nur ein Viertel.

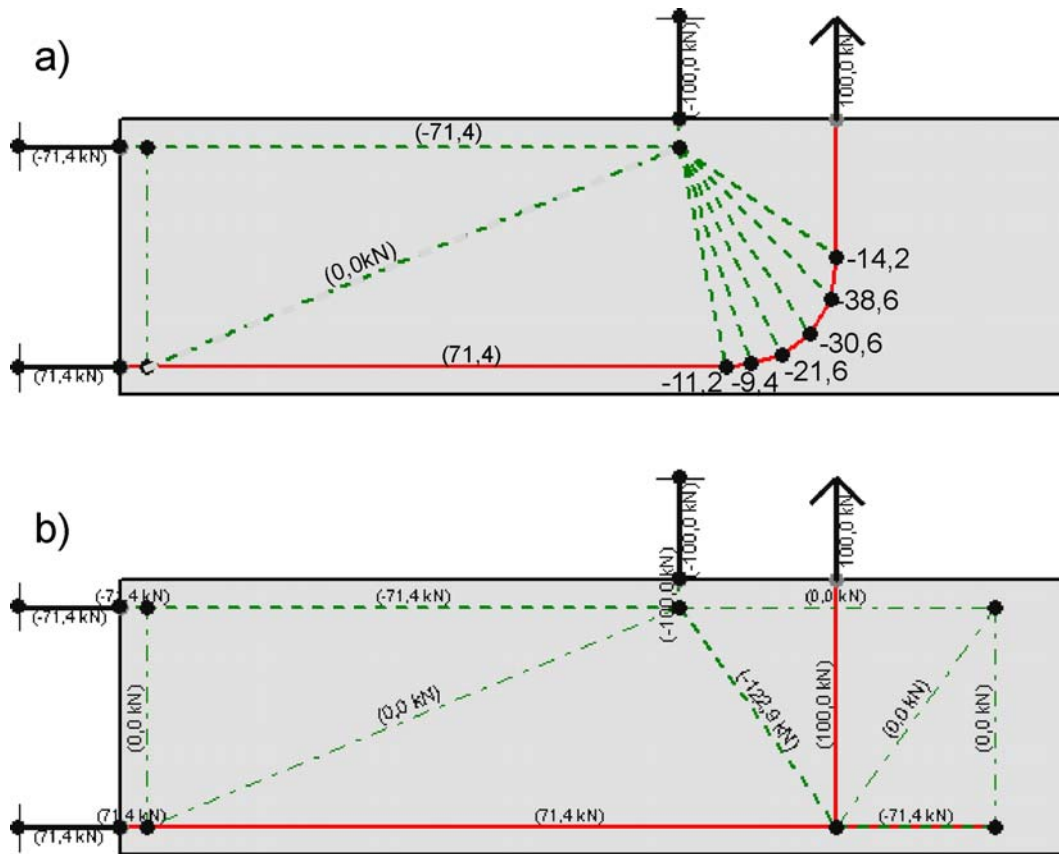


Abb. 9-49: Vergleich der Lastabtragung der Systeme mit abgebogener Bewehrung Bild a) und mit Ankerstäben Bild b)

#### 9.4.2 Stabwerkmodelle für kleine und große Fundamenthöhen

In diesem Abschnitt soll der Einfluss der Fundamenthöhe auf die Lastabtragung und die Traglast für die Fundamente mit Ankerstäben anhand von Stabwerkmodellen aufgezeigt werden. Vereinfachend wird angenommen, dass nur ein Biegemoment und keine Stütznormalkraft auf die Stütze-Fundament-Verbindung einwirkt. Dies hat den Effekt, dass das Biegemoment komplett in eine Fundamenthälfte abgetragen wird. Daher wird auch nur diese Hälfte modelliert. Auf eine elastische Bettung wird ebenfalls verzichtet, weil dies keinen Einfluss auf den hier zu zeigenden Effekt hat. Die Stabwerkmodelle sind in Abb. 9-50 dargestellt. Sie zeigen, dass es bei kleinen Fundamenthöhen zu einer Überlagerung von zwei Druckstreben kommt und der Beton in diesem Bereich natürlich eine höhere Beanspruchung aus Quersugbelastung erfährt als bei größeren Fundamenthöhen. Die Kraft ist in diesem Fall mit  $D = 87,2 \text{ kN}$  genau halb so groß wie bei dem Stabwerkmodell mit einer kleinen Fundamenthöhe. Da die beiden Druckstreben  $D_1$  und  $D_2$  jedoch nicht sehr weit voneinander entfernt sind, beeinflussen sie sich dennoch. Es kommt also auch hier zu einer Überlagerung

der Querkzugspannungen. In welcher Größenordnung diese Überlagerung ist, kann anhand des Stabwerkmodells aber nicht beurteilt werden. Man kann aber zeigen, dass mit ansteigender Fundamenthöhe die Traglast ansteigt, da die Querkzugspannungen im Bereich des Ankerkopfes geringer werden.

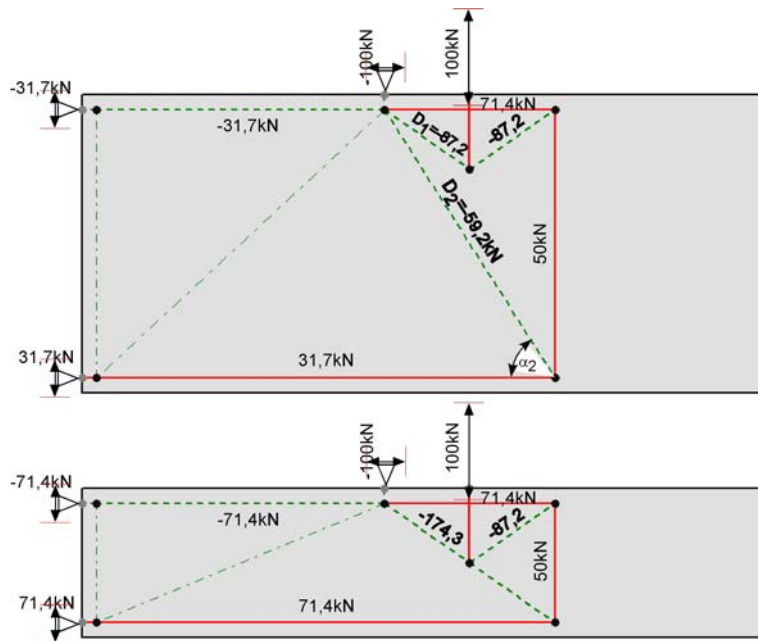


Abb. 9-50: Einfluss der Fundamenthöhe

#### 9.4.3 Einfluss der Fundamentbreite

Anhand der vorgestellten ebenen Stabwerkmodelle lässt sich der Einfluss der Fundamentbreite ebenfalls klären. Da die Betonzug- und Betondruckstreben eine räumliche Ausdehnung besitzen und diese durch ein immer schmäleres Fundament eingengt werden, nimmt auch die Tragkapazität dieser Streben ab. Im umgekehrten Fall nimmt die Tragkapazität der Streben ab einer bestimmten Breite nicht mehr zu, da diese durch einen maximalen Winkel ( $<60^\circ$ ) beschränkt sind. Der Einfluss lässt sich aber durch ein ebenes Stabwerkmodell nur qualitativ beurteilen.

#### 9.4.4 Einfluss des Ankerabstandes

Auch der Einfluss des Ankerabstandes auf die maximale Ankerzugkraft lässt sich anhand eines Stabwerkmodells demonstrieren. In Abb. 9-51 sind die Stabwerkmodelle und Strebenkräfte für zwei verschiedene Ankerabstände abgebildet. Die Ankerkraft ist mit  $F_A = 100\text{kN}$  konstant. Aus den Winkelbeziehungen wird deutlich, dass die Druckkraft in Richtung Lasteinleitung der vertikalen Druckkraft mit kleiner werdendem Abstand ebenfalls abnimmt. Somit wird auch die Quersugbelastung dieser Druckstrebe geringer. Dies hat einen Anstieg der Traglast zur Folge.

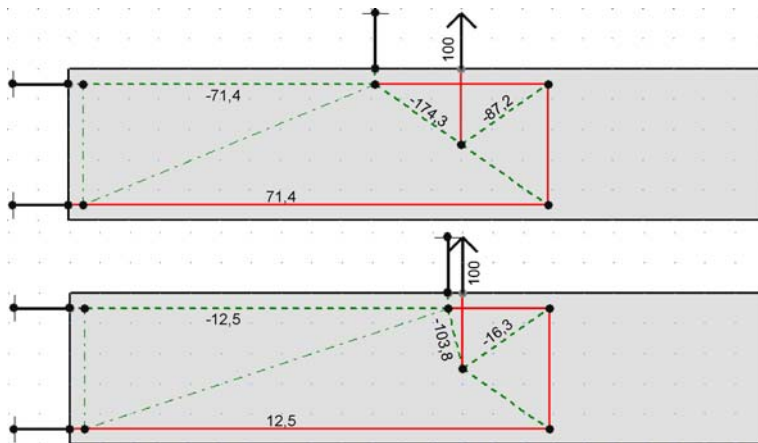


Abb. 9-51: Einfluss des Ankerabstandes auf die Stabkräfte der Stabwerkmodelle mit großem und kleinem Ankerabstand

#### 9.4.5 Dreidimensionales Stabwerkmodell

In den bisher gezeigten Stabwerkmodellen wird vereinfachend von einem ebenen, d.h. zweidimensionalen Modell ausgegangen. Aufgrund der Komplexität des Tragverhaltens von Stütze-Fundament-Verbindungen und zur Erklärung des Einflusses der Bewehrung mit abgebogenen Stäben bzw. geraden Ankerstäben sowie des Einflusses der Fundamenthöhe scheint dies gerechtfertigt zu sein. Im Folgenden wird nun anhand des oben gezeigten vereinfachten Systems (Kapitel 9.4.1 und 9.4.2) die 3-dimensionale Lastabtragung anhand einer FE-Berechnung und eines dreidimensionalen Stabwerkmodells aufgezeigt und diskutiert. Betrachtet man die Zugstrebe am unteren Rand des Stabwerkmodells aus Abb. 9-50, so stellt man fest, dass dort eine konstante Kraft über die gesamte Länge vorhanden ist.



Dies stimmt jedoch nicht mit dem Ergebnis der statischen Berechnung des Systems überein. Betrachtet man den Biegemomentenverlauf dieser Berechnung, so zeigt sich, dass das Biegemoment von der Einspannung bis zur Einleitung der vertikalen Druckkraft konstant ist und im weiteren Verlauf bis zur Einleitung der Zugkraft (Position des Ankers) auf Null abnimmt (vgl. Abb. 9-52).

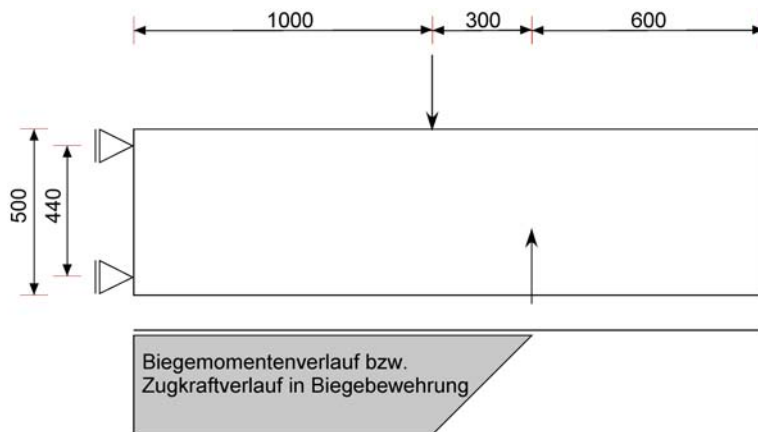


Abb. 9-52: System und Biegemomenten- bzw. Zugkraftverlauf des vereinfachten Systems

In Abb. 9-53 ist der Zugkraftverlauf in der Bewehrung der FE-Berechnung dargestellt. Wie in der statischen Berechnung steigt die Zugkraft von der Lage des Ankers zunächst stark an. Ab der Position der Einleitung der Druckkraft nimmt der Anstieg dagegen ab. Da die statische Berechnung von einer konstanten Steifigkeit des Systems ausgeht, weicht der weitere Verlauf der Zugkraftlinie der FE-Berechnung in Richtung Lagerung aufgrund der Rissbildung ab. Wichtig für die Entwicklung des Stabwerkmodells ist die Erkenntnis, dass nahezu keine Zugkraft in der Bewehrung rechts von der Position des Ankers wirkt.

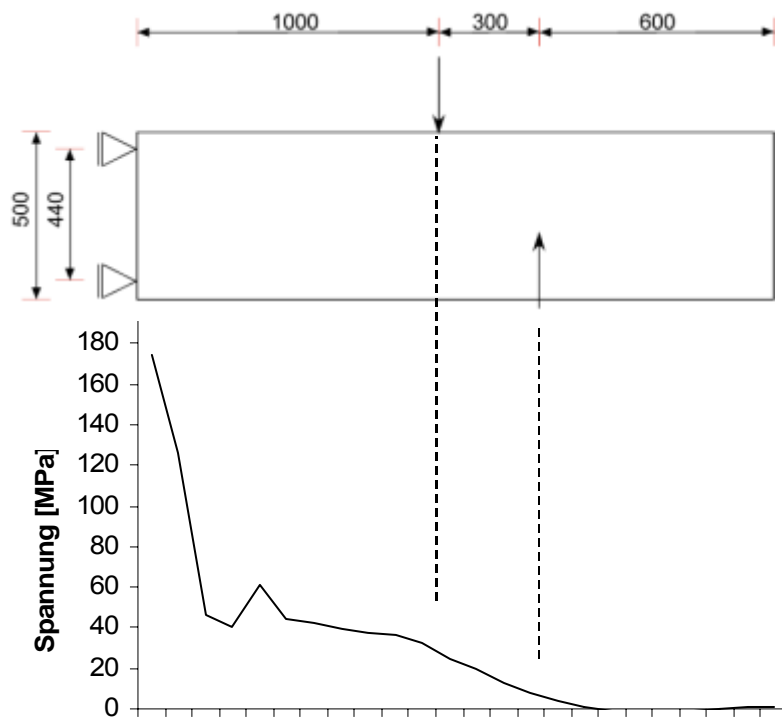


Abb. 9-53: Zugkraftlinie der FE-Berechnung

Anhand dieser Erkenntnisse wird ein Stabwerkmodell entwickelt. Die einzelnen Arbeitsschritte sind in Abb. 9-54 ersichtlich.

- a) Aufbringen der Ankerzuglast und der Druckkraft (Simulation der Druckzone einer Stütze-Fundament-Verbindung sowie der Lagerkräfte)
- b) Ausbreitung des Druckkegels vom Ankerkopf
- c) Ein Teil der Druckkegelkräfte verbindet sich mit der vertikalen Druckkraft und ruft die horizontalen Druckstreben am oberen Rand des Betonkörpers hervor; diese verlaufen bis zum horizontalen, oberen Lager
- d) Die verbleibenden Druckstreben stehen durch den Zugring
- e) und die diagonalen Zugstreben im Gleichgewicht.
- f) Die diagonalen Zugstreben biegen in horizontale Zugstreben ab und stehen mit den Lagerkräften im Gleichgewicht.
- g) Diese Abbiegung wird durch diagonale Druckstreben hervorgerufen, die zum Angriffspunkt der vertikalen Druckkräfte verlaufen.
- h) Da diese diagonalen Druckstreben auch bezüglich der yz-Ebene geneigt sind, werden an der Einleitungsstelle der vertikalen Druckkräfte, Querkraftkräfte hervorgerufen.

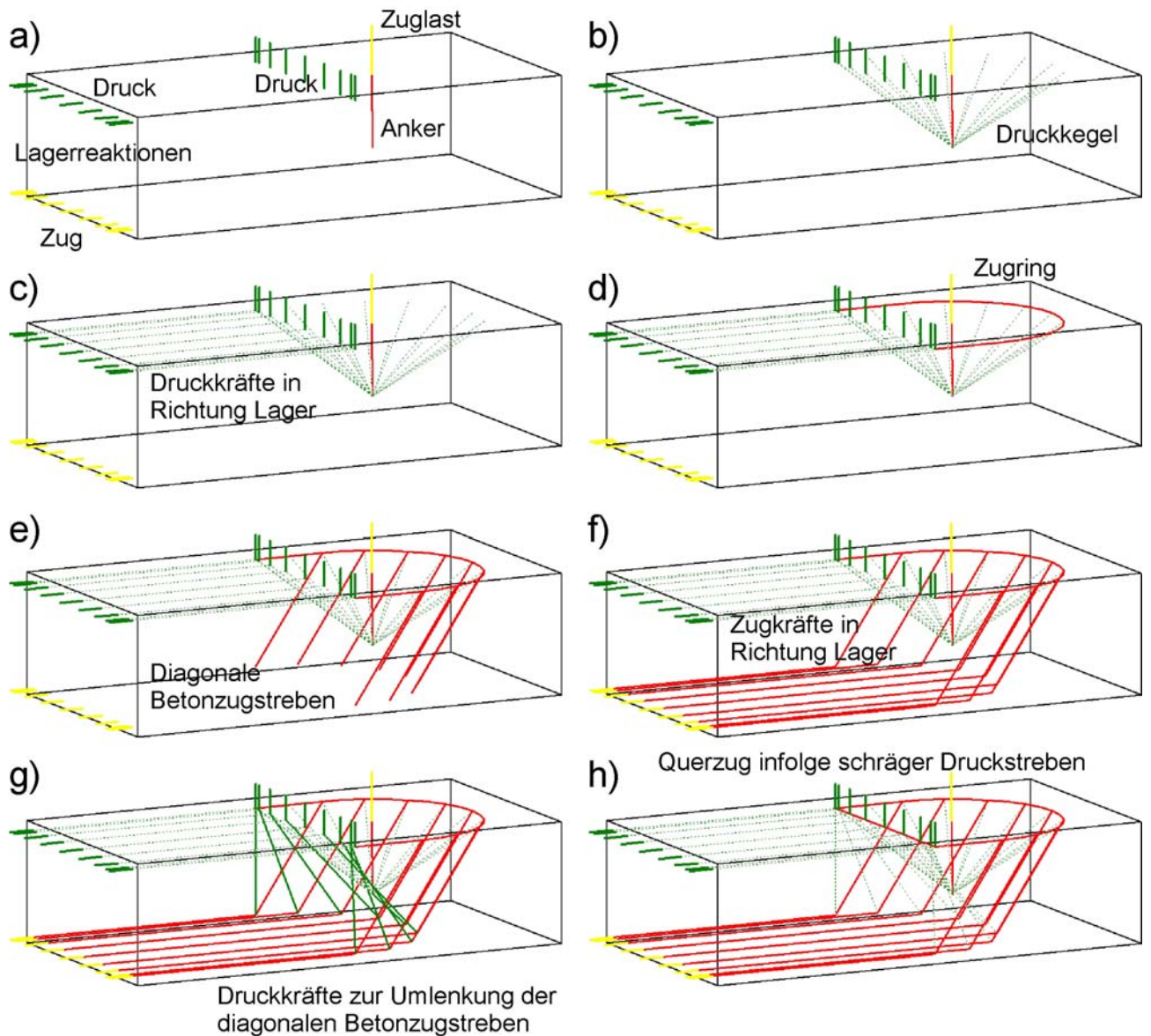


Abb. 9-54: Entwicklung eines 3-dimensionalen Stabwerkmodells

Da die Berechnung von 3-dimensionalen Stabwerken jedoch relativ kompliziert ist und es keine akzeptable Softwarelösung für diese Problemstellung (nur für 2D) gibt, wird im Folgenden aufgezeigt, wie sich die Erkenntnisse der dreidimensionalen Lösung auf ein ebenes Problem kondensieren lassen. In der Abb. 9-55 ist das dreidimensionale Stabwerkmodell so gedreht, dass nur die xz-Ebene zu sehen ist.

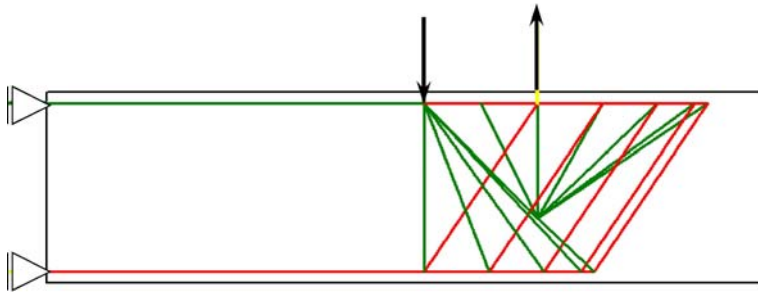


Abb. 9-55: xz-Ebene des dreidimensionalen Stabwerkmodells

Berechnet man dieses Stabwerkmodell z.B. mit dem Programm CAST© [2002], so ergeben sich die in Abb. 9-56 aufgeführten Strebenkräfte. Man kann erkennen, dass sich die Kräfte in der unteren Lage der Bewehrung nun sukzessive in Richtung der Auflager erhöhen und ab der Einleitungsstelle der vertikalen Druckkräfte konstant bleiben. Dies stimmt sehr gut mit den Ergebnissen der statischen Berechnung und der FE-Analyse überein. Der Kräfteverlauf in der Bewehrung der FE-Berechnung ist durch die Rissbildung stark beeinflusst, da im Riss die gesamte Zugkraft über die Bewehrung abgetragen werden muss. Zwischen den Rissen beteiligt sich der Beton mit an der Zugkraftabtragung und entlastet in diesem Bereich die Bewehrung. Dieses Phänomen wird in den Stabwerkmodellen nicht erfasst.

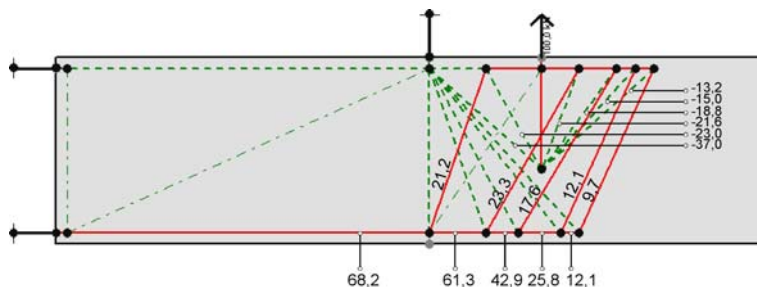


Abb. 9-56: Zug- und Druckkräfte des ebenen Stabwerkmodells mit Programm CAST©

Aus Abb. 9-56 geht ebenfalls hervor, dass die Druckstrebe, die vom Ankerkopf direkt zur Lasteinleitung der vertikalen Druckkraft verläuft, die am stärksten belastete ist. Diese Druckkraft bzw. die daraus resultierende Querzugkraft führt zum Versagen der Konstruktion.

Die Betrachtung eines verfeinerten 3-dimensionalen Stabwerkmodells und die daraus resultierende 2-dimensionale Anpassung haben gezeigt, dass die am Anfang des Kapitels vorgestellten Stabwerkmodelle durchaus ihre Berechtigung haben. Allerdings stellen sie eine starke Vereinfachung dar. Die abgeleiteten Ergebnisse behalten jedoch ihre Gültigkeit.

#### 9.4.6 Grenzen der Methode der Stabwerkmodelle

Die Methode der Stabwerkmodelle hat jedoch auch ihre Grenzen. So lassen sich die Einflüsse der Lastabtragung bei abgebogener Bewehrung und bei Ankerstäben sowie Fundamenthöhe, Fundamentbreite und Ankerabstand gut erklären. Der Einfluss der Steifigkeit des Bodens, des Anker- bzw. Kopfdurchmessers und der Normalkraftbelastung aus der Stütze lassen sich durch Stabwerkmodelle jedoch nicht befriedigend bzw. nur durch extrem verfeinerte Modelle erklären. Darauf wird in diesem Bericht jedoch verzichtet.

#### 9.4.7 Traglastermittlung mit der Methode der Stabwerkmodelle

Als Versagenkriterium bei der Anwendung des Stabwerkmodells auf Stütze-Fundament-Verbindungen werden die Querkzugkräfte der diagonalen Druckstrebe zwischen dem Ankerkopf des gezogenen Ankers und der Druckzone am Übergang zwischen Stütze und Fundament herangezogen (vgl. Abb. 9-57).

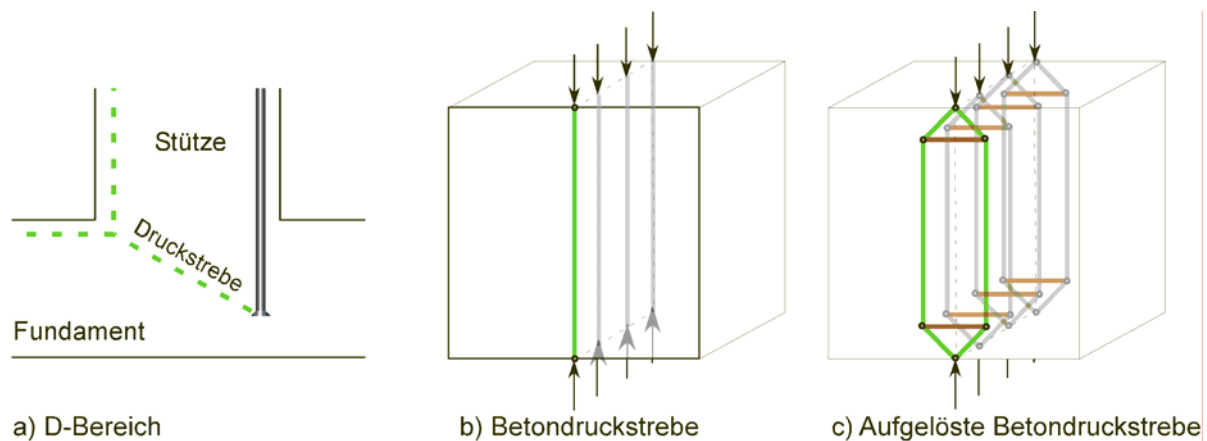


Abb. 9-57: a) D-Bereich mit Druckstrebe, b) Detail einer Betondruckstrebe und c) aufgelöste Betondruckstrebe

Für die Bemessung maßgebend sind die Betonzugstreben der aufgelösten Druckstrebe. Dabei wird angenommen, dass die Konstruktion versagt, wenn diese Zugkräfte nicht mehr durch den Beton aufgenommen werden können. Es wird angenommen, dass die zu durchtrennende Fläche anhand der Länge der Druckstrebe und der Breite der Stütze näherungsweise nach Abb. 9-58 und Gleichung 10.1 berechnet werden kann.

$$A = l_D \cdot b_{St} = \sqrt{s^2 + (h_{ef} - c_{nom})^2} \cdot b_{St}$$

$l_D$  = Länge der Druckstrebe

$b_{St}$  = Stützenbreite

$s$  = Ankerabstand

$c_{nom}$  = *Betondeckung*

Gleichung 10.3

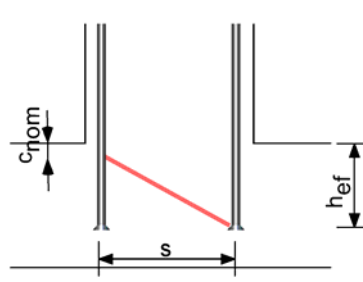


Abb. 9-58: Bestimmung der Trennfläche

Auch der für die Berechnung der Trennfläche  $A$  herangezogene Ankerabstand stellt eine Vereinfachung dar. Für genauere Berechnungen muss der innere Hebelarm der Stütze aus der Biegebemessung der Stütze verwendet werden. Als Kriterium für das Versagen wird festgelegt, dass die einwirkenden Querkzugkräfte die Widerstandskräfte des Betons überschreiten. Als kritische Betonzugspannung wird  $f_{ct,R} = 0,75 f_{ctm}$  angenommen.

Für die Bemessung mit einem Stabwerkmodell muss die Einwirkung auf die Stütze-Fundament-Verbindung (Biegemoment, Stützennormalkraft) so lange iterativ variiert werden, bis die Querkzugkräfte des Stabwerkmodells gleich dem Widerstand der Querkzugstreben sind. Die in diesem Grenzzustand sich ergebende Ankerkraft stellt die Traglast nach dem Stabwerkmodell dar.

Beispielhaft für die Berechnungen der numerisch untersuchten Stützen-Fundament-Verbindungen mit Stabwerkmodellen wird der oben beschriebene Berechnungszyklus anhand der Referenzkonstruktion dargestellt. Zunächst wird die Widerstandskraft der Betonzugstreben für die vorliegende Geometrie berechnet.

$$A = \sqrt{s^2 + (h_{ef} - c_{nom})^2} \cdot b_{st} = \sqrt{300^2 + (184 - 50)^2} \cdot 400 = 131426,63 \text{ mm}^2$$

$$f_{ct,cal} = 0,75 \cdot f_{ctm} = 0,75 \cdot 2,2 = 1,65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{c,t,ges} = f_{ct,cal} \cdot A = 1,65 \cdot 131426,63 \cdot \frac{1}{1000} = 216,85 \text{ kN}$$

auf die zwei Betonzugstreben aufgeteilt ergibt sich:

$$F_{c,t,R} = \frac{1}{2} \cdot F_{c,t,ges} = 0,5 \cdot 216,85 = 108,4 \text{ kN}$$

Für die erste Iteration muss nun eine Einwirkung abgeschätzt werden. Um in diesem Beispiel schnell zu einer Lösung zu kommen, wird die Einwirkung angenommen, die bei der numerischen Berechnung zum Versagen der Konstruktion geführt hat. Diese betrug

$M_u = 82,9\text{kNm}$ . Durchläuft man damit die Berechnungsprozedur ergibt sich das in Abb. 9-59 dargestellte Stabwerkmodell.

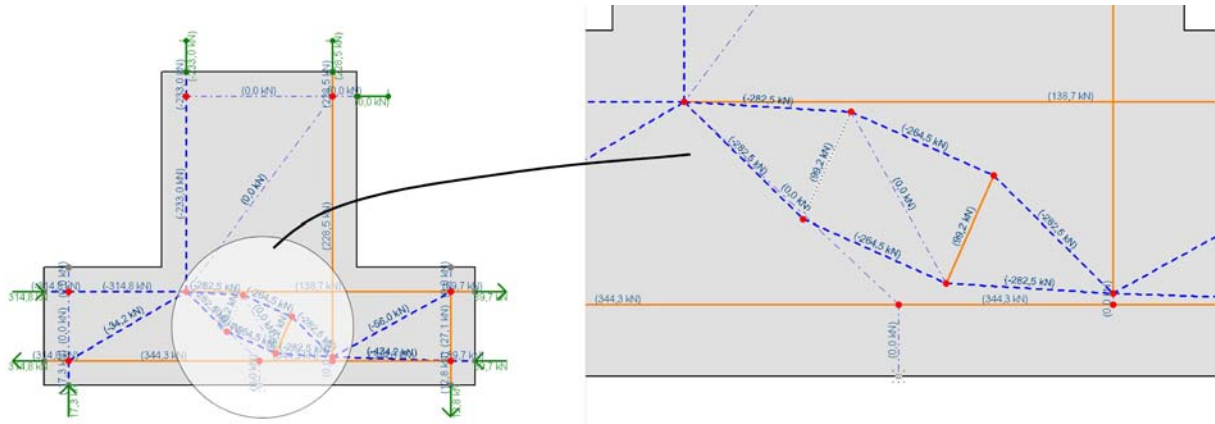


Abb. 9-59: Einwirkung und Stabkräfte des Stabwerkmodells für das Referenzfundament

Die Betonquerzugstrebe wird durch eine Kraft von  $F_{c,t,E} = 99,1\text{kN}$  beansprucht und ist damit kleiner als der Widerstand der Betonzugstrebe  $F_{c,t,R} = 108,4\text{kN}$ . Die äußere Beanspruchung durch das Biegemoment wird iterativ solange erhöht, bis die Einwirkung  $F_{c,t,E} = F_{c,t,R}$  ist. Die aus diesem Stabwerkmodell ermittelte Ankerzugkraft stellt die Traglast nach Stabwerkmethode dar. Für den hier vorliegenden Fall beträgt die maximale Ankerzugkraft nach Stabwerkmethode  $F_{z,A,u} = 248\text{kN}$ . Zum Vergleich betrug die maximale Ankerzugkraft nach FE-Berechnung  $F_{z,A,u,FE} = 231,3\text{kN}$  und ist damit 6,7% kleiner als die Traglast der Anker nach Stabwerkmethode.

#### 9.4.8 Auswertung und Vergleich

Die im vorausgehenden Kapitel gezeigte Berechnungsprozedur wurde für alle numerisch untersuchten Stütze-Fundament Verbindungen (Ausnahme: Studie mit verändertem Ankerdurchmesser und verändertem Längsbewehrungsgrad) durchgeführt. Ein veränderter Schaft- bzw. Kopfdurchmesser oder der Biegebewehrungsgrad kann von der Methode der Stabwerkmodelle nicht erfasst werden. In Abb. 9-60 sind die maximalen Ankerlasten nach der Methode der Stabwerkmodelle und der CC-Methode über der numerisch ermittelten Traglast (FEM) aufgetragen. Man kann erkennen, dass bis auf wenige Ausnahmen alle untersuchten Systeme unterhalb der Kurve  $f(x) = x$  und damit auf der „sicheren Seite“ liegen.

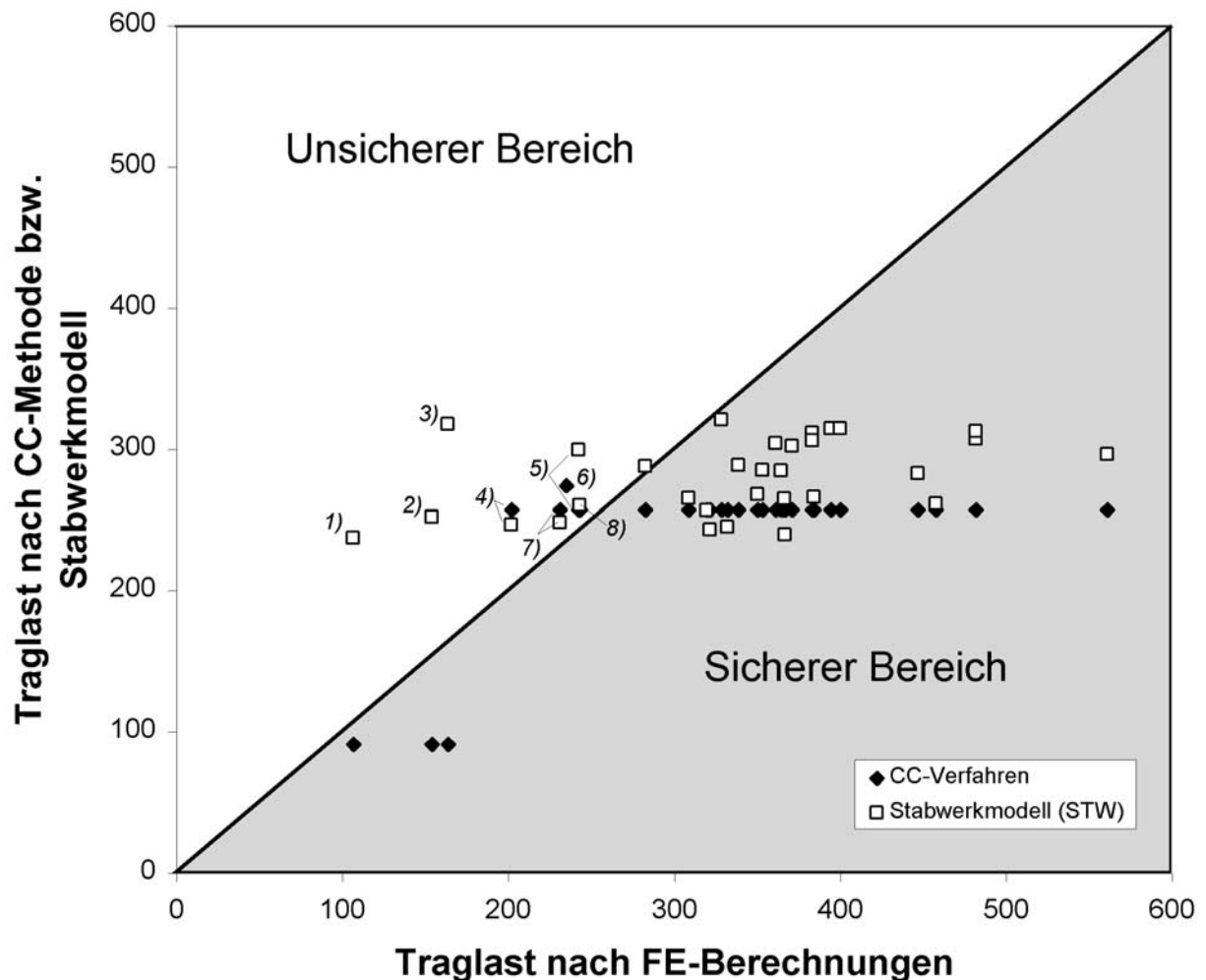


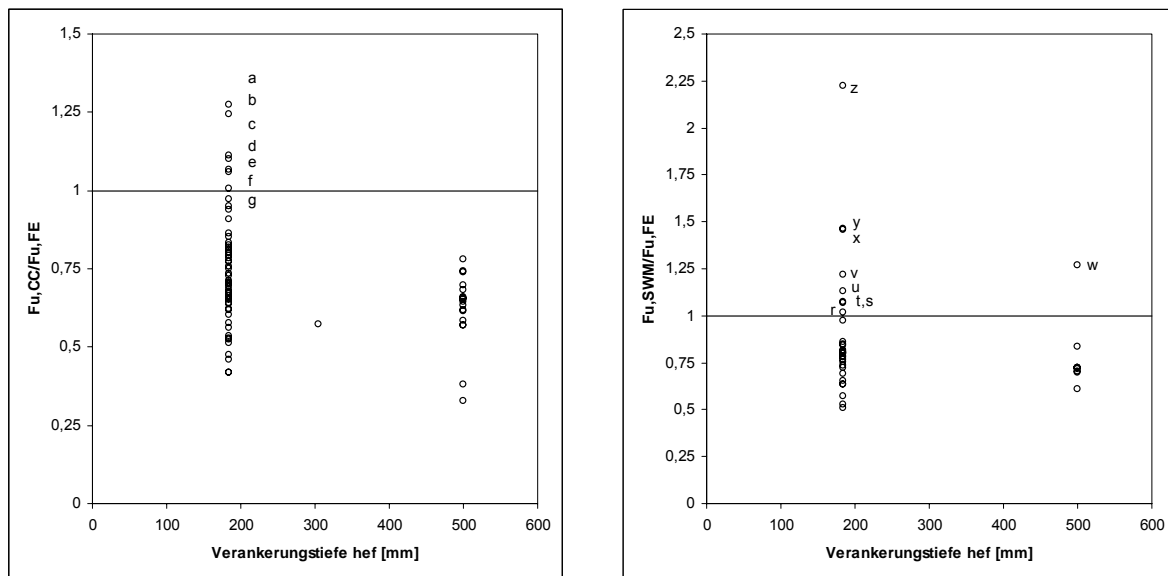
Abb. 9-60: Traglast nach Stabwerkmodell und CC-Methode über der Traglast nach FEM

In Abb. 9-60 sind die Diagrammpunkte gekennzeichnet, die sich oberhalb der Winkelhalbierenden und damit auf der “unsicheren“ Seite befinden. Demnach befinden sich für die Berechnung nach Stabwerkmodelle die Punkte 1, 2, 3, 4, 5, 7 und 8 und nach CC-Verfahren die Punkte 4, 5, 6, und 7 auf der unsicheren Seite. Bei den Diagrammpunkten 1, 2, und 3 handelt es sich um sehr schmale Fundamente mit einer Fundamentabmessung von 400mm bei einer Stützenbreite von  $b_s = 400\text{mm}$ . In diesem Fall liegt die anhand der STW-Methode ermittelte Traglast gegenüber der FE-Berechnung zu hoch. Dies kann damit erklärt werden, dass die angenommene Trennfläche größer ist als die Trennfläche des rotationssymmetrischen Bruchkegels. Bei den Diagrammpunkten 4, 5, und 8 handelt es sich um die Stütze-Fundament-Verbindungen mit großem Ankerabstand und entsprechend großer Stützenbreite von 600mm. Hier hätte in der STW-Methode berücksichtigt werden müssen, dass der Winkel der Trennfläche nicht unrealistisch flach und die Trennfläche damit zu groß wird. In diesen Fällen liefert auch das CC-Verfahren eine zu hohe Traglast. Auch bei den



Referenzmodellen mit Ankerstäben und mit abgebogener Bewehrung wird die Ausbruchlast von der Methode der Stabwerkmodelle und nach CC-Verfahren leicht überschätzt (Diagrammpunkte 6, und 7). Diese Abweichung beträgt jedoch nur ca. 7%.

In den folgenden Diagrammen werden die Verhältnisse zwischen der Traglast nach CC-Methode bzw. Stabwerkmodell zu der Traglast nach den FE-Berechnungen über den Parametern Verankerungstiefe, Stützennormalkraft, Bettungsziffer des Untergrundes, Fundamentbreite, Fundamenthöhe, Ankerachsabstand und Ankerdurchmesser aufgetragen. In den Diagrammen sind die Datenpunkte, deren Verhältnis größer als eins ist durch einen Buchstaben gekennzeichnet. Die Parameter dieser Datenpunkte sind in den Tabellen Tab. 9-17 und Tab. 9-18 zusammengestellt.



a)

b)

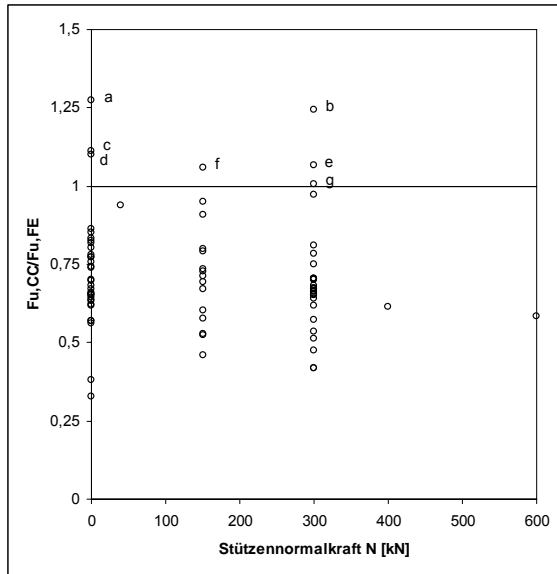
Abb. 9-61: Verhältnis der berechneten Traglasten nach a) CC-Verfahren bzw. b) Stabwerkmodell zu den Traglasten nach FE-Berechnungen in Abhängigkeit der Verankerungstiefe

Ziffer	N	c	lF	bF	hF	hef	S	ds
	kN	kN/m <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	mm
a	0	250000	5710	873	242	184	600	20
b	300	2000	5710	400	242	184	300	20
c	0	250000	5710	873	242	184	300	20
d	0	250000	9710	873	484	184	600	20
e	0	20000	5710	873	242	184	300	20
f	150	250000	9710	873	242	184	600	20
g	300	250000	9710	873	484	184	600	20

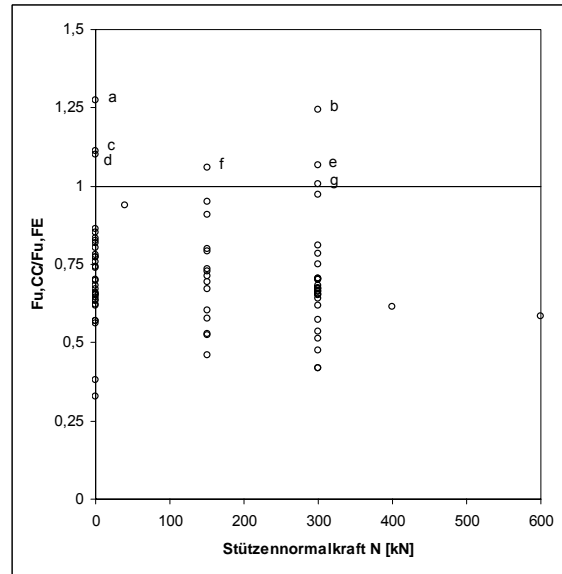
Tab. 9-17: Kennzeichnung der Datenpunkte mit einem Verhältnis  $F_{u,CC}/F_{u,FE} \leq 1$

Ziffer	N	c	lF	bF	hF	hef	S	ds
	kN	kN/m <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	mm
z	0	250000	5710	400	242	184	300	20
y	150	250000	5710	400	242	184	300	20
x	300	250000	5710	400	242	184	300	20
w	0	10000	10000	600	1000	500	300	40
v	0	250000	5710	873	242	184	600	20
u	300	250000	5710	873	242	184	600	20
t	0	250000	5710	873	242	184	300	20
s	150	250000	5710	873	242	184	600	20
r	150	250000	5710	873	242	184	300	20

Tab. 9-18: Kennzeichnung der Datenpunkte mit einem Verhältnis  $F_{u,swm}/F_{u,FE} \leq 1$

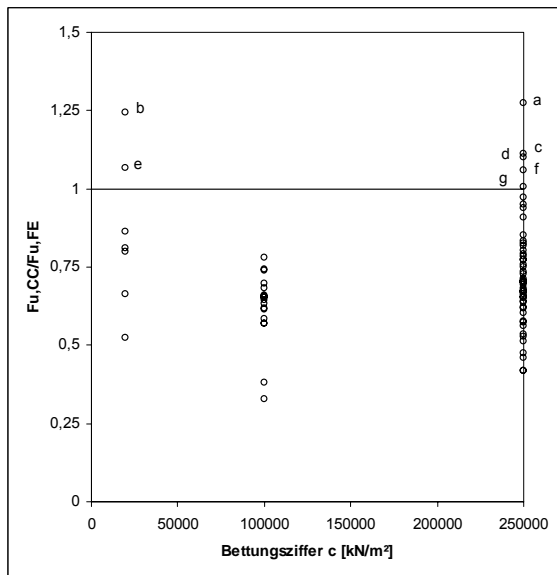


a)

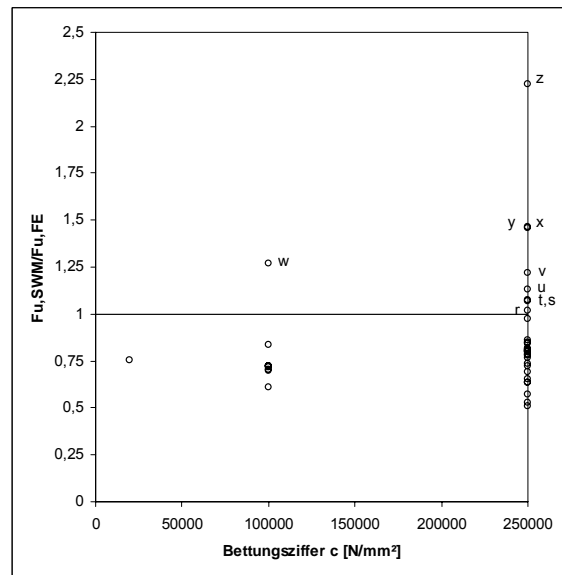


b)

Abb. 9-62: Verhältnis der berechneten Traglasten nach a) CC-Verfahren bzw. b) Stabwerkmodell zu den Traglasten nach FE-Berechnungen in Abhängigkeit der Stützennormalkraft

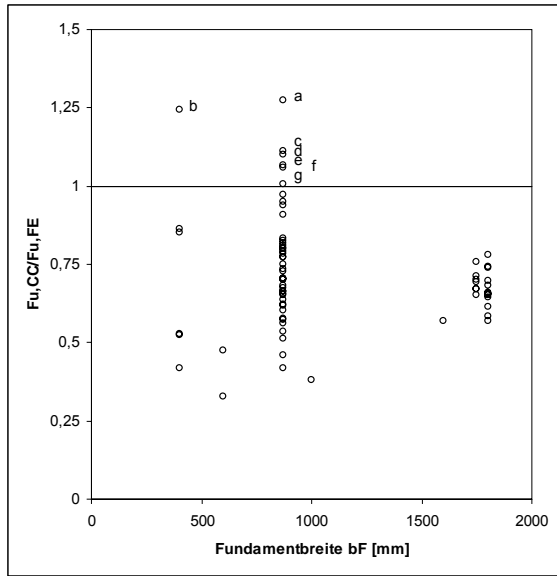


a)

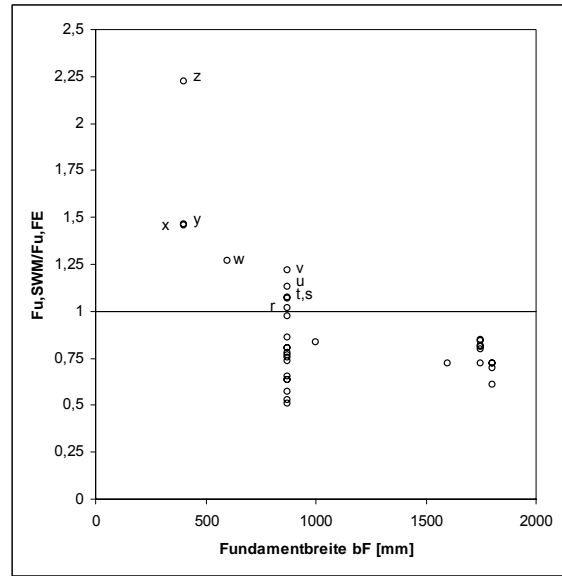


b)

Abb. 9-63: Verhältnis der berechneten Traglasten nach a) CC-Verfahren bzw. b) Stabwerkmodell zu den Traglasten nach FE-Berechnungen in Abhängigkeit der Bettungsziffer

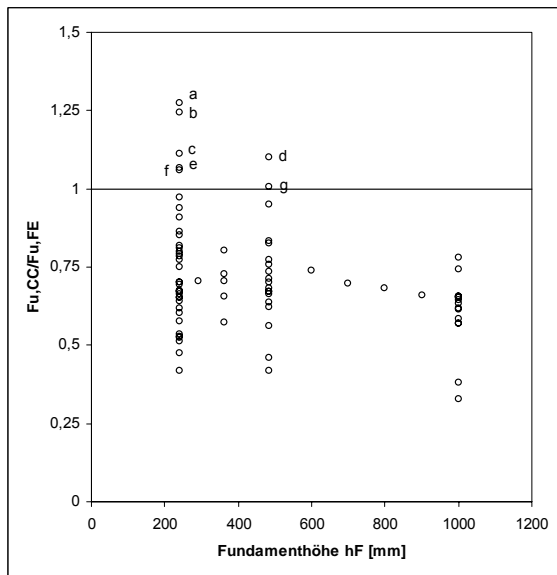


a)

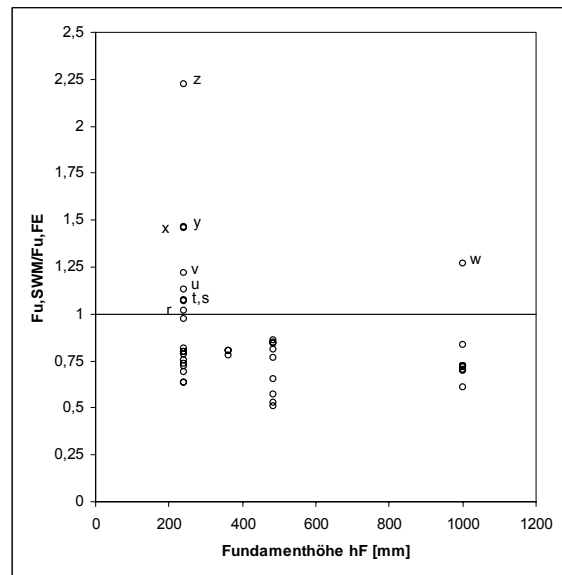


b)

Abb. 9-64: Verhältnis der berechneten Traglasten nach a) CC-Verfahren bzw. b) Stabwerkmodell zu den Traglasten nach FE-Berechnungen in Abhängigkeit der Fundamentbreite

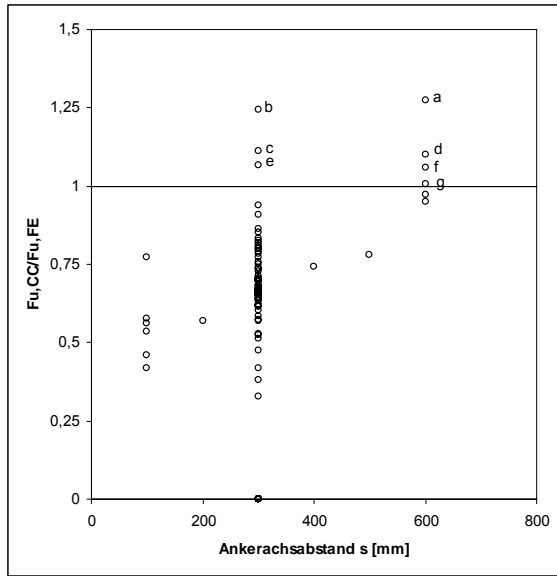


a)

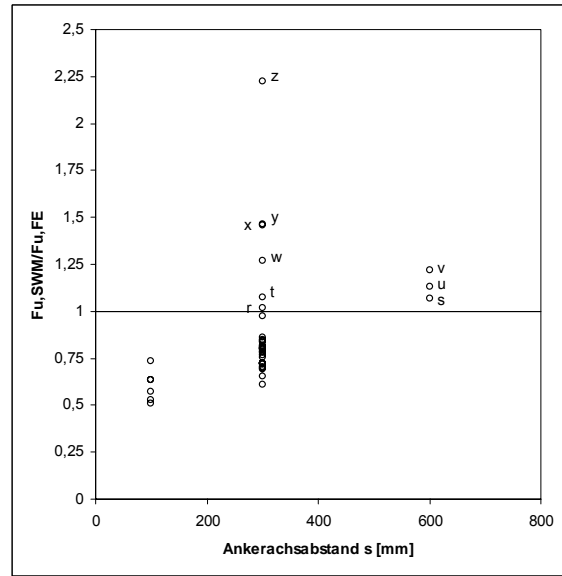


b)

Abb. 9-65: Verhältnis der berechneten Traglasten nach a) CC-Verfahren bzw. b) Stabwerkmodell zu den Traglasten nach FE-Berechnungen in Abhängigkeit der Fundamenthöhe

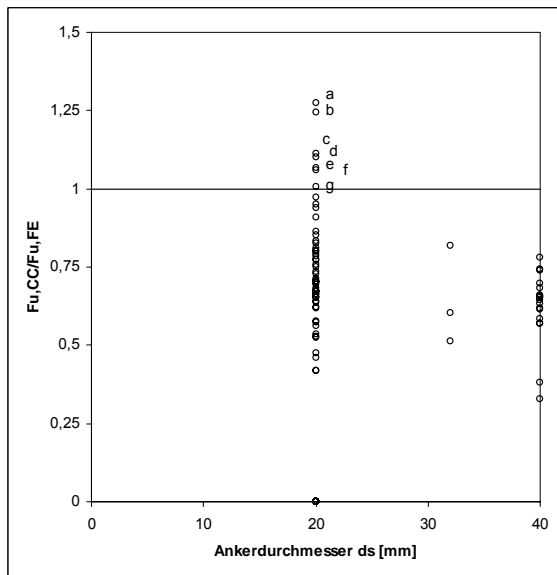


a)

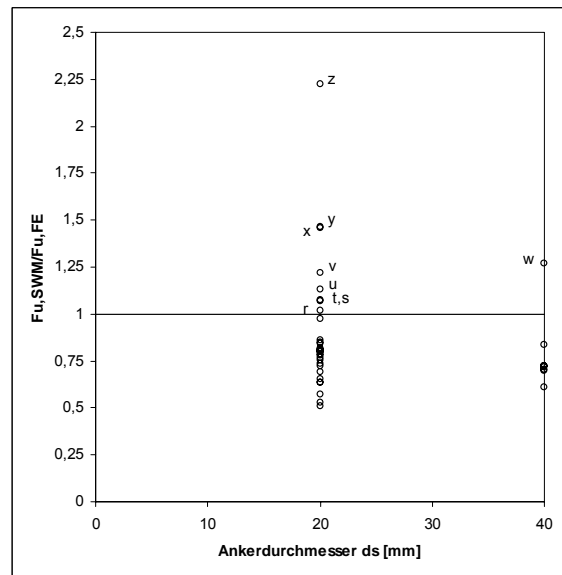


b)

Abb. 9-66: Verhältnis der berechneten Traglasten nach a) CC-Verfahren bzw. b) Stabwerkmodell zu den Traglasten nach FE-Berechnungen in Abhängigkeit des Ankerachsabstands



a)



b)

Abb. 9-67: Verhältnis der berechneten Traglasten nach a) CC-Verfahren bzw. b) Stabwerkmodell zu den Traglasten nach FE-Berechnungen in Abhängigkeit des Ankerdurchmesser

Den Abbildungen Abb. 9-61 bis Abb. 9-67 kann man entnehmen, dass sowohl die CC-Methode als auch die Methode der Stabwerkmodelle (SWM) teilweise unsichere Ergebnisse ( $F_{u,CC}/F_{u,FE} > 1$  bzw.  $F_{u,SWM}/F_{u,FE} > 1$ ) liefern. Bei den Berechnungen deren Quotienten größer als eins sind, handelt es sich, wie schon bei der Analyse des Diagramms Abb. 9-60 beschrieben, um Stütze-Fundament-Verbindungen ohne Normalkraft (Ziffern a,c,d,e,z,w,v,t), mit schmalen Fundamenten (Ziffern: b,y,x,w) und mit großen Ankerachsabständen (Ziffern: a,d,f,g,v,u,s). Da die in diesen Beispielen gewählten Parameter nicht praxisrelevant sind, kann man davon ausgehen, dass für praxisgerechte Anwendungen sowohl eine Berechnung nach CC-Methode als auch nach der Methode der Stabwerkmodelle zu sicheren Ergebnissen führt.

Zusammenfassend kann man sagen, dass es anhand von Stabwerkmodellen möglich ist, eine Bemessung von Stützen-Fundament-Verbindungen mit Ankerstäben durchzuführen. Dazu sind aber einige relativ komplizierte und zeitintensive Rechengänge notwendig. Außerdem ist eine große Erfahrung im Umgang mit der Methode der Stabwerkmodelle unabdingbar. Die Entwicklung eines Berechnungsprogramms ist außerdem aufgrund der Komplexität von Stabwerkmodellen nur schwer möglich. Das Programm CAST ist ein erster Ansatz, ersetzt aber eine fundierte Kenntnis der Methode nicht. Eine einfachere und ebenfalls ausreichend genaue Methode ist die Berechnung nach dem CC-Verfahren. Darauf wird in Abschnitt 9.5 eingegangen.

## 9.5 Bemessungsvorschlag für Stütze-Fundament-Verbindungen mit Ankerstäben

In den vorangehenden Kapiteln wurden Stütze-Fundament-Verbindungen numerisch untersucht. Dabei wurde ein großes Parameterspektrum abgedeckt. Es kamen sowohl Fundamente mit sehr großen als auch sehr kleinen Abmessungen zur Anwendung. Außerdem wurden die Höhe, Breite und Länge des Fundaments, die Verankerungstiefe, Abstand und Durchmesser der Anker, Biegebewehrungsgrad, Stützennormalkraft usw. variiert. In allen Fällen zeigte sich bei den Stütze-Fundament-Verbindungen mit Ankerstäben ein lokales Versagen der Verankerung, das von den Ankerköpfen ausgeht. Für alle numerisch untersuchten Stütze-Fundament-Verbindungen wurde die Gesamtkraft in den gezogenen Ankern ermittelt und mit der Traglast der Ankergruppe nach dem CC-Verfahren verglichen. Die Kraft in den Ankern wurde dabei anhand der Stahldehnungen der FE-Analyse ermittelt. In Abb. 9-68 sind die maximalen Ankerkräfte nach CC-Verfahren für gerissenen Beton in

Abhängigkeit der maximalen Ankerkraft nach der Finiten-Elemente-Analyse aufgetragen. Befinden sich die Datenpunkte unterhalb der diagonalen Linie, so ist die Traglast nach FE-Berechnung größer als die Traglast nach CC-Verfahren. In diesem Fall befindet man sich bei einer Bemessung nach dem CC-Verfahren auf der sicheren Seite. Anhand der Darstellung kann man erkennen, dass nicht alle Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen. Betrachtet man diese Fälle genau, so stellt man fest, dass es sich ausschließlich um Stütze-Fundament-Verbindungen ohne bzw. mit einer geringen Stütznormalkraft handelt. In der Baupraxis ist aber in allen Fällen eine Stütznormalkraft vorhanden. Allein das Eigengewicht einer 30m<sup>2</sup> großen Geschoßdecke mit einer Deckenstärke von  $h = 0,2\text{m}$  beträgt  $30\text{m}^2 \times 5\text{kN/m}^2 = 150\text{kN}$ . Die Untersuchungen haben aber gezeigt, dass bereits eine Normalkraftbelastung von nur 150kN zu sicheren Ergebnissen führt.

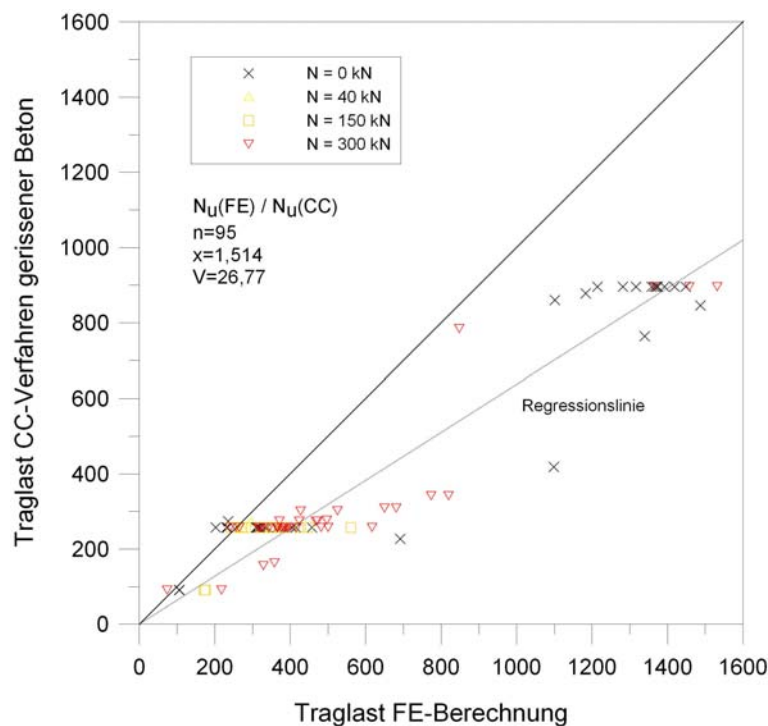


Abb. 9-68: Traglast (max. Ankerlast der zwei gezogenen Anker) nach CC-Verfahren für gerissenen Beton über der Traglast (max. Ankerlast der zwei gezogenen Anker) nach FE-Berechnung der Parameterstudien 1 und 2

Nach Abb. 9-68 liegen die maximalen Ankerkräfte nach FE im Mittel um den Faktor  $\bar{m} = 1,514$  über der maximalen Ankerlast nach CC-Verfahren. Die Standardabweichung beträgt  $\bar{s} = 0,405$  und der Variationskoeffizient bei  $\bar{v} = 26,77\%$ .

Die Bemessung einer Stütze-Fundament-Verbindung mit abgebogener Bewehrung wird nach den gängigen Methoden des Stahlbetonbaus durchgeführt. Es werden Biegebemessung der Stütze unter Berücksichtigung der Stützennormalkraft, Biegebemessung des Fundaments eventuell unter Berücksichtigung der elastischen Bettung, Querkraftbemessung für Stütze und Fundament, Durchstanznachweis und die entsprechenden Grundbaunachweise geführt. Zusätzlich müssen konstruktive Bedingungen wie z.B. Biegerollenradius und Mindestbewehrung eingehalten werden. Werden Ankerstäbe für den Anschluss einer Stütze an ein Fundament eingesetzt, so muss die Ankerzugkraft über zusätzlich eingelegte Betonstahlbewehrung an die untere Biegebewehrung angeschlossen werden, da nach den anerkannten Regeln der Bautechnik dem Beton keine Zugkräfte zugeordnet werden dürfen. Für die Bemessung von Stütze-Fundament-Verbindungen mit Ankerstäben ohne Anschlussbewehrung liegt somit kein anerkanntes Bemessungskonzept vor. Obwohl der Bruchmechanismus, der dem CC-Verfahren zugrunde liegt, nicht genau identisch ist mit dem lokalen Versagen einer Stütze-Fundament-Verbindung, liegen eindeutige Analogien vor. Wie in dem Kapitel 9.3.2.8 gezeigt, werden Einflüsse wie Rand- und Achsabstände sowie der Verankerungstiefe erfasst. Obwohl das CC-Verfahren zum Teil deutlich geringere Traglasten als die FE-Berechnungen ergaben, erscheint die Anwendung sinnvoll, da es sich beim CC-Verfahren um ein relativ einfaches und sicheres Bemessungsverfahren handelt. Außerdem bietet das CC-Verfahren die Möglichkeit, durch entsprechende Korrekturfaktoren die Bemessung in der Zukunft wirtschaftlicher zu machen. Dazu sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig.

### **Bemessungsverfahren:**

Die Bemessung einer Stütze-Fundament-Verbindung mit Ankerstäben ohne Rückhängebewehrung muss folgendermaßen ablaufen. Zunächst müssen die Stütze und das Fundament bemessen werden. Dazu gehören die Biege-, Normalkraft-, Querkraftbemessung sowie der Stabilitätsnachweis. Zusätzlich dazu müssen beim Fundament die Nachweise zum Grundbruch und der zulässigen Bodenpressung geführt werden. Sind diese Nachweise erbracht, beginnt die eigentliche Bemessung der Verbindung. Dazu wird die Stahlzugkraft aus der Biege-/Normalkraftbemessung der Stütze herangezogen. Diese verteilt sich auf die gezogenen Anker. Da in der Regel die Anker denselben Durchmesser wie die Biegezugbewehrung der Stütze haben werden, liegt damit auch der Durchmesser der Ankerstäbe fest. Das Versagen der Anker durch Stahlfließen ist damit ausgeschlossen. Unter



Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen wird im letzten Schritt der Bemessung die Gruppenauszugslast nach der Bemessungsgleichung des CC-Verfahrens ermittelt und mit der Stahlzuglast der Biegebemessung der Stütze verglichen. Gelingt dieser Nachweis nicht, so muss eine Vergrößerung der Verankerungstiefe, der Rand- und Achsabstände oder der Betonfestigkeitsklasse erfolgen. Einen Überblick über die Bemessung liefert Abb. 9-69.

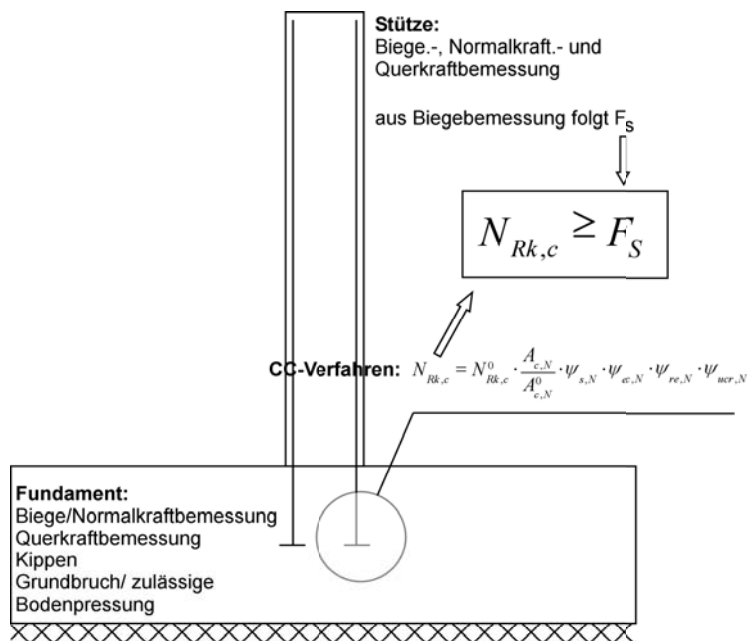


Abb. 9-69: Bemessungsschema Stütze-Fundament-Verbindung

Für die Berechnung des charakteristischen Widerstands einer Dübelgruppe nach dem CC-Verfahren muss auf die jeweilige Zulassung des verwendeten Ankerstabes verwiesen werden. Sämtliche Grundlagen der Bemessung finden sich in Elgehausen, Mallee [2000].

## 10 Zusammenfassung

Wirtschaftlichkeit und Geschwindigkeit bei gleich bleibenden oder sogar gesteigerten Qualitätsansprüchen im Bauwesen werden u. a. durch die Verwendung von Fertigteilen und vorgefertigten Bewehrungselementen erreicht. Dabei soll die Bewehrung möglichst einfach und ohne hohe Konzentrationen angeordnet werden. Verbindungen zwischen Bauelementen in Ortbeton und Fertigteilen sollen ohne komplizierte Mechanismen möglich sein. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Anwendungsmöglichkeit von Ankerstäben (gerippte Bewehrungsstäbe mit Ankerkopf) in drei verschiedenen Bauteilen überprüft. Es wurden Rahmenecken mit negativer Momentenbeanspruchung, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen untersucht. Für alle drei Bauteilverbindungen wurden umfangreiche numerische Parameterstudien mit dem nichtlinearen Finite-Elemente-Code MASA3D durchgeführt. Weiterhin wurden Rahmenecken mit negativem Biegemoment experimentell untersucht. Ebenso wurden für diese Bauteile Stabwerkmodelle entwickelt und die Anwendbarkeit der Stabwerkmethodik überprüft. Für die Stütze-Fundament-Verbindung wurden die maximalen Ankerzugkräfte nach der Methode der Stabwerkmodelle berechnet und mit den numerisch ermittelten Werten verglichen.

Die experimentellen sowie die numerischen Studien an Rahmenecken unter negativer Biegemomentenbelastung haben ergeben, dass der Einsatz von Ankerstäben gegenüber einer herkömmlichen abgebogenen Bewehrung keinen Vorteil bringt. Nur durch den Einsatz einer zusätzlichen Bügelbewehrung kann eine ausreichende Tragfähigkeit erreicht werden. Eine Beschränkung der Rissbreite im Gebrauchszustand ist nur sehr schwierig zu erreichen. Der Grund dafür ist, dass bei der herkömmlichen Bewehrungsführung die Zugkraft im Bewehrungsstahl durch die Umlenkkräfte "sanft" um die Ecke gelenkt wird. Außerdem liegt die abgebogene Bewehrung in der Nähe des Zugspannungsmaximums im ungerissenen Zustand und ist daher in der Lage, den dort entstehenden Riss zu begrenzen. Die Anwendung von Ankerstäben hat auch deshalb einen großen Nachteil in Rahmenecken, da die hochbelastete Zone unter dem Ankerkopf in unmittelbarer Nähe zu drei Bauteiloberflächen (Ecke) liegt und damit die Tragfähigkeit des Betons geringer ist. Ankerstäbe sollten aus diesen Gründen nur bei geringer Beanspruchung der Rahmenecke verwendet werden. Dabei ist auf eine solide konstruktive Bügelbewehrung zu achten.

Der Einsatz von Ankerstäben in Rahmenendknoten ist dagegen gut möglich. Die Bemessung kann anhand eines Stabwerkmodells oder anhand des semi-empirischen Bemessungsmodells nach Roeser [Roeser, 2002] durchgeführt werden. Es ist darauf zu achten, dass die Ankerköpfe im Bereich der Stützenlängsbewehrung und damit in der Stützendruckzone liegen. Ist dies nicht der Fall, so ist mit einer deutlichen Abnahme der Tragfähigkeit des Rahmenendknotens zu rechnen, weil die Druckstrebe nur über Zugspannungen in den Beton umgelenkt werden kann. Die zu erwartende Traglastabnahme sollte in weiteren Untersuchungen ermittelt werden.

Ankerstäbe sind nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen auch als Verbindungselement zwischen Stütze und Fundament gut geeignet. Der Vergleich zwischen den Traglasten nach CC-Verfahren mit den numerischen Ergebnissen hat gezeigt, dass das Bemessungsmodell nach CC-Verfahren für alle praxisrelevanten Fälle sichere Ergebnisse liefert. Die Bemessung kann daher nach dem vorgestellten Modell erfolgen. Die in der Bemessungsrichtlinie beschriebenen Rand- und Achsabstände sind einzuhalten. Zusätzlich müssen Biege-, Schub- und Normalkraftbemessung sowie die Stabilitäts- und geotechnischen Nachweise erbracht werden.

Die Anwendung von Ankerstäben in Stahlbetonbauteilen als Ersatz von herkömmlicher Bewehrung ist prinzipiell immer möglich. Beim Einsatz von Ankerstäben unterscheidet man in der Regel zwischen 3 Fällen: 1. Krafteinleitung, 2. Kraftweiterleitung und 3. Kraftumlenkung. Bei der Krafteinleitung wird die Kraft vom Ankerstab in den Beton eingeleitet. Dabei wird der umgebende Beton auf Zug belastet und muss in der Lage sein, diesen auch aufzunehmen. Bei der Kraftweiterleitung wird die Kraft zunächst vom Ankerstab in den Beton eingeleitet. Im Gegensatz zur Krafteinleitung muss die Kraft aber an einer definierten Stelle wieder in einen anderen Ankerstab eingeleitet werden. Findet bei dieser Kraftweiterleitung eine Richtungsänderung der Kraft statt, spricht man von einer Kraftumlenkung. Bei allen 3 Mechanismen muss der Beton in der Lage sein, Zugkräfte zu übertragen. Dies kann aber nur dann stattfinden, wenn nahezu rotationssymmetrische Spannungszustände vorliegen oder aber die Querdehnungen behindert werden. In Eck- oder Randbereichen ist dies aber oft nicht der Fall.

Somit sind Anwendungen wie die Stütze-Fundament Verbindung, bei der es sich eher um ein massiges Bauteil mit Querdehnungsbehinderung und der Möglichkeit der Ausbildung eines rotationssymmetrischen Spannungszustandes handelt, besser für die Anwendung von

Ankerstäben geeignet als Rahmenecken. Rahmenendknoten liegen bei dieser Betrachtung von der Eignung her zwischen Stütze-Fundament-Verbindungen und Rahmenecken. Dies haben auch die Studien in dieser Arbeit gezeigt.

## **11 Ausblick**

Aufgrund der großen Abmessungen von Stütze-Fundament-Bauteilen war es im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht möglich, experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Obwohl die Ergebnisse der FE-Analysen mit dem Programm MASA durch das Nachrechnen von vielen Versuchen abgesichert sind, wäre es dennoch wünschenswert, einige Versuche durchzuführen.

## 12 Literatur

**Akkermann, Jan:** Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Karlsruhe, Heft 39, 2000

**Asmus, J.:** Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons, IWB-Mitteilungen 2002/3, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1999

**ATENA:** "Programm Documentation", Cervenka Consulting, Prague, 2000

**Bashandy, T. R.:** Application of Headed Bars in Concrete Members, Dissertation, University of Texas, 1996

**Bode, H.; Hanenkamp, W.:** Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung, Bauingenieur 60, 1985

**Bruckner, M.:** Stütze-Fundament-Verbindung ohne Anschlussbewehrung, Berichtnummer AF 01/04 – F00610/1, unveröffentlicht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2001

**Bruckner, M.:** Stütze-Fundament-Verbindung ohne Anschlussbewehrung, Berichtnummer AF 04/02 – F00610/4, unveröffentlicht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2004

**CAST:** Computer Aided Strut and Tie, Copyright (c) 1998-2002 Tjen Tjhin & Daniel Kuchma, University of Illinois, [http://cee.uiuc.edu/kuchma/strut\\_and\\_tie/](http://cee.uiuc.edu/kuchma/strut_and_tie/), 2002

**Cote, P.; Wallace, J.W.:** A study of reinforced concrete knee-joints subjected to cyclic loading, Report No. CU/CEE-94/04, Structural Engineering, Mechanics and Materials, Clarkson University, 1994

**DIBT:** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Z-15.6-204, Halfen GmbH, HDB-E-Anker zur Verankerung in Rahmenendknoten und Konsolen, Berlin, 2002

**DeVries, R. A.:** Anchorage of Headed Reinforcement in Concrete, Dissertation, University of Texas, 1996

**DIN 488:** Betonstahl Teil 1-7, Beuth Verlag, Berlin, 1984

**DIN 1045:** Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung-, Beuth Verlag, Berlin, Juli 1988

**DIN 1045-1:** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag, Berlin, 2001

**DIN 1055-100:** Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Beuth Verlag, Berlin, März 2001

**Eligehausen, R., Furche, J.:** Zugversuche an randnahen Kopfbolzen, unveröffentlichter Bericht Nr. KRT-1/654-91/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1991

**Eligehausen, R., Mällée, R.:** Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau, Ernst & Sohn, Berlin, 2000

**Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg:** Untersuchungsbericht Nr. II.4-14888 vom 18.4.1985 über Versuche an axialzugbeanspruchten Kopfbolzen (Serie 7), Stuttgart, nicht veröffentlicht, 1985,

**Fuchs, W.; Eligehausen, R.:** Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 1995, Heft 1, S. 6-9, Heft 2, S. 38-44, Heft 3, S. 73-76.

**FEMAP:** High Performance CAE For The Desktop, Enterprise Software Products Inc. Version 7.0, 1999

**Hegger, J.; Roeser, W.:** Zur Ausbildung von Knoten, Beitrag zu Abschnitt 13 der DIN1045-1, Erläuterungen zur DIN 1045-1, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525, Seiten 215 – 223, 2003

**Hegger, J.; Roeser, W.; Lotze, D.:** Kurze Verankerungslängen mit Rechteckankern, Neue Zulassung für Rahmenknoten und Konsolen, Beton- und Stahlbetonbau, 99. Jahrgang, Heft 1, Seiten 1 – 9, 2004

**Hofmann, J.:** Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastungen in ungerissenen Beton, Dissertation, Universität Stuttgart, 2005

**Ingham, J. M.; Priestley, M. J. N.; Seible, F.:** Seismic Performance of a bridge knee joint reinforced with headed reinforcement, Structural Systems Research Project, Division of Structural Engineering, University of California, San Diego, 1996

**Kordina, K.:** Bewehrungsführung in Ecken und Rahmenendknoten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 354, Berlin, 1984

**Kordina, K.; Schaaff, E.; Westphal, T.:** Empfehlungen für die Bewehrungsführung in Rahmenecken und -knoten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 373, Berlin, 1986

**Kordina, K.; Teutsch, M.; Wegener, E.:** Trag- und Verformungsverhalten von Rahmenknoten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 486, Berlin, 1998

**Kupfer, H.; Münger, J.; Jähring, A.:** Nachträglich verankerte gerade Bewehrungsstäbe bei Rahmenknoten, Der Bauingenieur, Nr. 1, S. 24 – 38, 2003

**Leonhardt, F.; Mönnig, E.:** Vorlesungen über Massivbau, Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 3. Auflage, Springer-Verlag, 1984

**Leonhardt, F.; Mönnig, E.:** Vorlesungen über Massivbau, Teil 2 Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau, 3. Auflage, Springer-Verlag, S. 24-25, 1986

**Leonhardt, F.; Mönnig, E.:** Vorlesungen über Massivbau, Teil 3 Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, 3. Auflage, Springer-Verlag, 1977

**Mayer, U.:** Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen, IWB-Mitteilungen 2002/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002

**McConnell, S.W.; Wallace, J.W.:** Use of T-headed bars in reinforced concrete knee-joints subjected to cyclic lateral loading, Report No. CU/CEE-94/10, Structural Engineering, Mechanics and Materials, Clarkson University, 1994

**McConnell, S.W.; Wallace, J.W.:** Behavior of reinforced concrete beam-column knee-joints subjected to cyclic loading, Report No. CU/CEE-95/07, Structural Engineering, Mechanics and Materials, Clarkson University, 1995

**Mörsch, E.:** Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1912

**Müller-Wiener, W.:** Griechisches Bauwesen in der Antike, München, 1988

**Nilson, I. H. E.:** Reinforced Concrete Corners and Joints subjected to bending moment-Design of corners and joints in frame structures, The National Swedish Institute for Building Research, Sweden, 1973

**Ramm, E., 1994:** Stabtragwerke Teil V, Nichtlineare Verfahren, Manuskript zur Vorlesung Baustatik 3. Auflage, Institut für Baustatik, Universität Stuttgart

**Ritter, W.:** Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung, Bd. XXXIII, Nr. 7, 1899

**Roeser, W.:** Zur Bemessung von Rahmenknoten aus Stahlbeton, Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB), RWTH Aachen, Heft 14, 2002

**Schlaich, J., Schäfer, K.:** Konstruieren im Stahlbetonbau, Sonderdruck aus dem Betonkalender, Ernst und Sohn, 1998

**Spieth, H. A.:** Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben, IWB-Mitteilungen 2002/3, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002



**Stroband, J.; Kolpa, J.:** The behaviour of reinforced concrete column-to-beam joints, Part 1, Corner joints subjected to negative moments, Report 5-83-9, pp. 54-55, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, 1983

**Stucki, D.; Thürlimann, B.:** Versuche an Eckverbindungen aus Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel, 1990

**Wagner, G.:** Numerische Untersuchungen an Rahmenecken mit Kopfbolzen-Bewehrung, Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2000

**Windisch, A.:** On the design of two-way reinforcements in R/C, Studi e ricerche, Vol. 21, pp. 283-302, Politecnico di Milano, Italy, 2000

**XELB.:** Berechnung und Bemessung elastisch gebetteter Balken, D.I.E. CAD und Statik Software GmbH, Nettelbeckstrasse 5, 46149 Oberhausen, 2002

**Zhao, G; Elgehausen, 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

**Zoller, B.:** Untersuchungen zum Einfluss der Ankerkopfstellung, des Bewehrungsgrades und der konstruktiven Bügelbewehrung auf das Tragverhalten einer mit Ankerbolzen bewehrten Rahmenecke, Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2004

## 13 Anhänge

### Datenbank der FE-Berechnungen zur Stützen-Fundament-Verbindung Zusammenstellung der Versuche an Rahmenecken mit negativem Biegemoment

#### 13.1 Materialdatensätze FE-Berechnung

##### 13.1.1 Materialdatensatz Kontaktschicht

```
#Kontaktschicht um Anker
Material Nr.:                2
Number of properties to be read:      5
Type of material parameters (1=microplane)  1
Young modulus:                2000.0
Poisson's ratio:              0.18
Weight density:               .000025484
Reinforcement area:           0.0
Reinforcement yield stress:     0.0
#
Parameter a :                 0.005
    b :                       0.0435
    p :                       0.75
    q :                       2.00
Ratio volumetric / deviatoric:      0.9
Parameter e1 :                 .0007
    e2 :                       .019
    e3 :                       .014
    e4 :                       0.00
    n :                       0.6
    m :                       0.6
    k :                       0.6
```

##### 13.1.2 Materialdatensatz Elastische Bettung

```
#Boden Ton
Material Nr.:                5
Number of properties to be read:      5
Type of material parameters (1=microplane)  1
Young modulus:                1.1
Poisson's ratio:              0.2
Weight density:               0.0
Reinforcement area:           0.0
Reinforcement yield stress:     0.0
#
Parameter a :                 0.003
    b :                       0.05
    p :                       0.75
```

q : 2.0  
Ratio volumetric / deviatoric: 0.8  
Parameter e1 : 0.000001  
e2 : 100.0  
e3 : 100.0  
e4 : 5.0  
n : 2.0  
m : 1.0  
k : 1.0

#Boden Kies

Material Nr.: 5  
Number of properties to be read: 5  
Type of material parameters (1=microplane) 1  
Young modulus: 14.3  
Poisson's ratio: 0.2  
Weight density: 0.0  
Reinforcement area: 0.0  
Reinforcement yield stress: 0.0  
#

Parameter a : 0.003  
b : 0.05  
p : 0.75  
q : 2.0  
Ratio volumetric / deviatoric: 0.8  
Parameter e1 : 0.000001  
e2 : 100.0  
e3 : 100.0  
e4 : 5.0  
n : 2.0  
m : 1.0  
k : 1.0

## 13.2 Überblick über Parameterstudie 2 Stütze-Fundament-Verbindung

Bezeichnung	Normalkraft	Untergrund	Eigengewicht Fundament	Fundament-Breite	Fundament Höhe	A = Anker B = abgebogene Bewehrung	Rüchhängebewehrung $s_g$	Verankerungstiefe	Ankerabstand $s_1$	Ankerdurchmesser
funda_bel_ab	300	Kies	nein	873	242	AB	nein	210	300	20
funda2_Ac	300	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fknb	300	Kies	nein	873	242	AB	nein	210	300	20
fkna	300	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fkhb	300	Kies	nein	873	292	AB	nein	220	300	20
fkha	300	Kies	nein	873	292	A	nein	184	300	20
fkhdop_b	300	Kies	nein	873	484	AB	nein	210	300	20
fkhdop_bt	300	Kies	nein	873	484	AB	nein	452	300	20
fkhdopa	300	Kies	nein	873	484	A	nein	184	300	20
fkhubb	300	Kies	nein	1746	484	AB	nein	210	300	20
fkhuba	300	Kies	nein	1746	484	A	nein	184	300	20
fkhubbt	300	Kies	nein	1746	484	AB	nein	452	300	20
fknb_n150	150	Kies	nein	873	242	AB	nein	210	300	20
fkna_n150	150	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fknb_schmal	300	Kies	nein	600	242	AB	nein	210	300	20
fkna_schmal	300	Kies	nein	600	242	A	nein	184	300	20
fkhl_5_b	300	Kies	nein	873	363	AB	nein	331	300	20
fkhl_5_a	300	Kies	nein	873	363	A	nein	184	300	20
abgeb_h_b	300	Kies	nein	873	242	AB	nein	210	300	20
abgeb_hl_5_b	300	Kies	nein	873	363	AB	nein	331	300	20
abgeb_hdop_b	300	Kies	nein	873	484	AB	nein	452	300	20
l_5_hef_305	300	Kies	nein	873	363	A	nein	305	300	20
fkna_ver	300	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fkna_ver1	300	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fkna_ver2	300	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fkna_ver3	300	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fkna_ver4	300	Kies	nein	873	242	A	nein	184	300	20
ton_fknb	300	Lehm	nein	873	242	AB	nein	210	300	20
ton_fkna	300	Lehm	nein	873	242	A	nein	184	300	20
fkna_me	40	Kies	ja	873	242	A	nein	184	300	20
fknb_me	40	Kies	ja	873	242	AB	nein	210	300	20
fkna_me_stuetze	0	Kies	ja	873	242	A	nein	184	300	20
fknb_me_stuetze	0	Kies	ja	873	242	AB	nein	210	300	20
fkna_me_st_150	150	Kies	ja	873	242	A	nein	184	300	20
fkna_me_st_300	300	Kies	ja	873	242	A	nein	184	300	20
fkhl_5_a_me	0	Kies	ja	873	363	A	nein	184	300	20
fkhl_5_a_me_150	150	Kies	ja	873	363	A	nein	184	300	20
fkhl_5_a_me_300	300	Kies	ja	873	363	A	nein	184	300	20
fkhdopa_me	0	Kies	ja	873	484	A	nein	184	300	20
fkhdopa_me_150	150	Kies	ja	873	484	A	nein	184	300	20
fkhdopa_me_300	300	Kies	ja	873	484	A	nein	184	300	20
fkna_weit_me	0	Kies	ja	873	242	A	nein	184	600	20
fkna_weit_me_150	150	Kies	ja	873	242	A	nein	184	600	20
fkna_weit_me_300	300	Kies	ja	873	242	A	nein	184	600	20
fkhl_5_weit_a_me	0	Kies	ja	873	363	A	nein	184	600	20
fkhl_5_weit_a_me_150	150	Kies	ja	873	363	A	nein	184	600	20
fkhl_5_weit_a_me_300	300	Kies	ja	873	363	A	nein	184	600	20
fkhdopweit_a_me	0	Kies	ja	873	484	A	nein	184	600	20
fkhd_w_a_m_150	150	Kies	ja	873	484	A	nein	184	600	20
fkhdopweit_a_me_300	300	Kies	ja	873	484	A	nein	184	600	20

fkna_s_schmal	0	Kies	ja	400	242	A	nein	184	300	20
fkna_s_schmal_150	150	Kies	ja	400	242	A	nein	184	300	20
fkna_s_schmal_300	300	Kies	ja	400	242	A	nein	184	300	20
fkna_dop_breit	0	Kies	ja	1746	242	A	nein	184	300	20
fkna_dop_breit_150	150	Kies	ja	1746	242	A	nein	184	300	20
fkna_dop_breit_300	300	Kies	ja	1746	242	A	nein	184	300	20
fkhuba_me_st	0	Kies	ja	1746	484	A	nein	184	300	20
fkhuba_me_st_150	150	Kies	ja	1746	484	A	nein	184	300	20
fkhuba_me_st_300	300	Kies	ja	1746	484	A	nein	184	300	20
fkna_d32	0	Kies	ja	873	242	A	nein	184	300	32
fkna_d32_150	150	Kies	ja	873	242	A	nein	184	300	32
fkna_d32_300	300	Kies	ja	873	242	A	nein	184	300	32
fkna_s100	0	Kies	ja	873	242	A	nein	184	100	20
fkna_s100_150	150	Kies	ja	873	242	A	nein	184	100	20
fkna_s100_300	300	Kies	ja	873	242	A	nein	184	100	20
fkhdop_a_s100	0	Kies	ja	873	484	A	nein	184	100	20
fkhdop_a_s100_150	150	Kies	ja	873	484	A	nein	184	100	20
fkhdop_a_s100_300	300	Kies	ja	873	484	A	nein	184	100	20
fkna_4mal_breit	0	Kies	ja	2619	242	A	nein	184	300	20
fkna_4mal_breit_150	150	Kies	ja	2619	242	A	nein	184	300	20
fkna_4mal_breit_300	300	Kies	ja	2619	242	A	nein	184	300	20
tfknasschmal	0	Lehm	ja	400	242	A	nein	184	300	20
tfknasschmal150	150	Lehm	ja	400	242	A	nein	184	300	20
tfknasschmal302	300	Lehm	ja	400	242	A	nein	184	300	20
tfkname	0	Lehm	ja	873	242	A	nein	184	300	20
tfkname150	150	Lehm	ja	873	242	A	nein	184	300	20
tfkname300	300	Lehm	ja	873	242	A	nein	184	300	20
tfkh_dop_a_300	300	Lehm	ja	873	484	A	nein	184	300	20
fknadopa0bew	0	Kies	ja	873	484	A	nein	184	300	20
fknadopa1bew	0	Kies	ja	873	484	A	ja	184	300	20
fknadopa2bew	0	Kies	ja	873	484	A	ja	184	300	20
fknadopa3bew	0	Kies	ja	873	484	A	ja	184	300	20





## 14 Werdegang

### **Markus Johannes Bruckner**

geboren am 03.04.1967  
in Ulm  
Baden-Württemberg, Deutschland



### **Ausbildung**

von 1973 – 1976, Eduard-Mörrike Grundschule Ulm

von 1976 – 1986, Waldorfschule Ulm

Abschluss: Allgemeine Hochschulreife

von 1987 – 1992, Studium Maschinenbau an der Universität Stuttgart

Abschluss: Vordiplom

von 1992 – 1996, Studium Bauingenieurwesen an der Universität Stuttgart

Abschluss: Diplom-Ingenieur (Diplomarbeit bei Prof. J. Schlaich)

### **Berufliche Tätigkeit**

von 1996 – 2003, Wissenschaftlicher Mitarbeiter von Herrn Prof. R. Eligehausen am Institut  
für Werkstoffe im Bauwesen

ab 2004, Mitarbeiter im Ingenieurbüro Bogenschütz, Stuttgart