

5. Tragverhalten von Ankerschienen mit einer konstanten Last über allen Ankern

5.1 Allgemeines

Ziel der numerischen Untersuchungen ist es, Zusammenhänge über das prinzipielle Tragverhalten von Ankerschienen darzustellen. Besonders soll der Einfluss des Schienenkörpers auf das Tragverhalten untersucht werden. Um mögliche Tendenzen und Einflussparameter durch die Schiene aufzudecken, wurden für zahlreiche Berechnungen mit Ankerschienen Referenzberechnungen mit Kopfbolzen durchgeführt. Da das Tragverhalten von Ankerschienen relativ komplex ist, wurden die Untersuchungen in drei große Abschnitte unterteilt: Ankerschienenkurzstücke in der Bauteilfläche, am Bauteilrand und Ankerschienenmeterware. Die Untersuchungen beginnen zunächst mit Schienen mit einer gleich hohen Belastung über allen Ankern.

Die verschiedenen Einflussparameter, die das Tragverhalten von Ankerschienen bestimmen, wie Achs-, Rand- und Eckabstände, wurden meistens am Profil 50/30 und einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm analysiert. Bei ausgewählten Fragestellungen wurden die Tendenzen auch mit anderen Schienenprofilen (28/15, 38/17, 52/34 und 72/48) überprüft.

Als Versagensart wurde in den FE-Rechnungen Betonversagen angestrebt. Die Betonschädigung wird in den Auswertebildern in Form von Dehnungen im Beton, von 0 bis 0,01 abgestuft, aufgetragen. Bei einer Betondehnung von 0,01 werden breite Risse im Beton erwartet. Diese Bereiche sind in den Bildern rot gekennzeichnet.

In den Auswertungen werden sowohl die absoluten Versagenslasten, als auch die Verhältniswerte von berechneten Werten zu analytisch ermittelten Werten ($N_{u(FE)}/N_{u(Rechnung)}$), aufgeführt. Dabei werden in allen Auswertungen nur die auf eine Betondruckfestigkeit $\beta_{w,200} = 25$ N/mm² umgerechneten Versagenslasten ($N_{u,25}$) dargestellt. Die Umrechnung erfolgte nach Gleichung (5.1).

$$N_u(\beta_w = 25 \text{ N/mm}^2) = N_u(\beta_w) \cdot \left(\frac{25}{\beta_w} \right)^{0,5} \quad (5.1)$$

In den folgenden Abschnitten werden die Betonausbruchlasten der FE-Berechnungen jeweils in Abhängigkeit vom variierten Parameter aufgetragen. Zum Vergleich sind meistens die bei Kopfbolzen ermittelten Höchstlasten (Schienenüberstand $\ddot{u} = 0$ mm) mit eingetragen.

5.2 FEM-Programme

5.2.1 Modellierung

Zur numerischen Analyse der Versagensart Ausbruch durch Befestigungsmittel, wurden nichtlineare 3D-Finite Element Untersuchungen unter Verwendung des FE-Programms MASA durchgeführt. Die grafische Aufbereitung der Spannungs- und Dehnungsverteilungen erfolgte mit dem Programm FEMAP®.

Zur Reduzierung der Finite Element Anzahl und damit zur Verkürzung der Rechenzeit wurde die Achsensymmetrie ausgenutzt. Die in den verschiedenen Anwendungsfällen verwendete Geometrie zeigt Bild 5.1 (a,b,c).

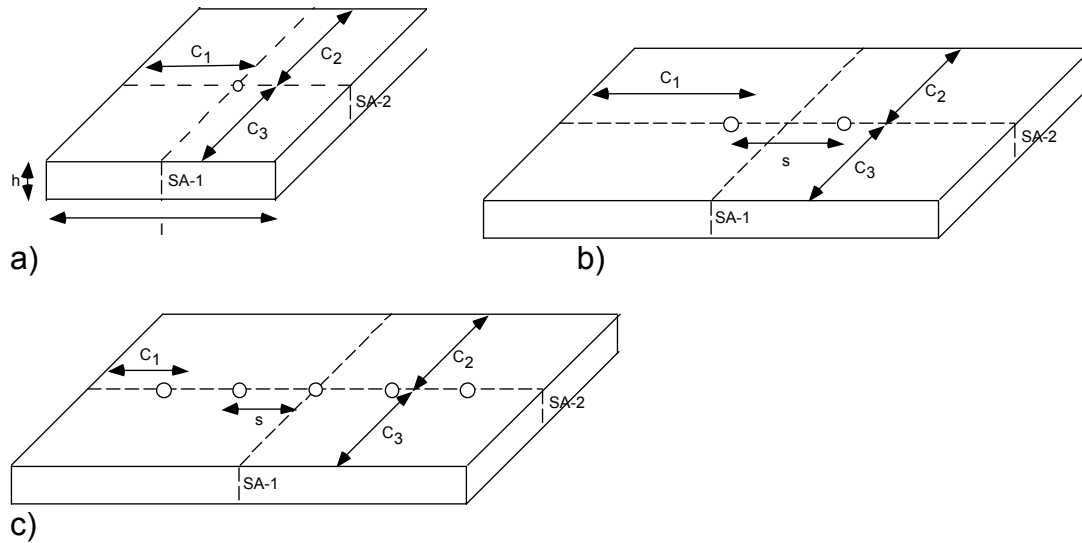


Bild 5.1: Geometrie der FE-Netze zur Berechnung verschiedener Anwendungsfälle

- a) Kurzstücke mit einem Anker
- b) Ankerschiene mit 2 Anker
- c) Ankerschiene mit 5 Anker

5.2.2 Modellannahmen für den Beton

5.2.2.1 Allgemeines

Das von Ozbolt (1995) entwickelte FE-Programm MASA kann zur zwei- und dreidimensionalen linearen und nichtlinearen Berechnung von Konstruktionen aus quasi-spröden Materialien, insbesondere aus Beton und Stahlbeton, eingesetzt werden. Mit dem Programm können ebene oder räumliche Tragwerke wie z.B. Wände, Rahmen, Platten, Schalen und auch Problemstellungen in der Befestigungstechnik gelöst werden. Aufgrund der vergleichsweise hohen Speicheranforderungen wird MASA am sinnvollsten für Traglastberechnungen und zur Optimierung von Bauteilen sowie zur Berechnung und Verbesserung von Knoten- und Detailbereichen (Rahmenecken, Verankerungsbereiche, Durchstanzprobleme etc.) eingesetzt. Das Programm basiert auf dem „Microplane“-Materialmodell (vgl. Abschnitt 5.2.2.2) und einer verschmier-ten Rissmodellierung. Als Lokalisierungsbegrenzer können wahlweise die normale bzw. die verbesserte Rissbandmethode (Stress Relaxation Method) oder die nichtlokale Integralmethode zum Einsatz kommen. Für die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Berechnungen wurde die normale Rissbandmethode eingesetzt (vgl. Abschnitt 5.2.2.3).

Das quasispöde Material (Beton) kann im Programm durch quaderförmige 4- (ebene) bzw. 8-knotige (räumliche) Elemente diskretisiert werden. Neben den standardisierten finiten Elementen wurden auch spezielle Kontaktelemente eingesetzt, die Kräfte nur in eine Richtung übertragen können. Zur globalen Problemlösung können prinzipiell drei Strategien benutzt werden: (1) die Methode der konstanten Steifigkeit, (2) die Methode der Tangentensteifigkeit und (3) die Methode der Sekantensteifig-

keit. In den vorliegenden Berechnungen wurde Methode (2) angewendet. Die Berechnung wird inkrementell durchgeführt, d. h. die Beanspruchung wird in mehreren Last- bzw. Verschiebungsstufen aufgebracht.

Zur einfacheren Bedienung des Programms, sowie für die Vor- und Nachbereitung der Ergebnisse bietet das Programm benutzerfreundliche Kontrollfenster. Die grafische Erstellung der Eingabedateien und die Analyse der Berechnungsergebnisse erfolgt mit dem kommerziellen Pre- und Postprozessor FEMAP[®]. Der Datenaustausch zwischen FEMAP[®] und MASA wird sowohl für die Eingabe (Knoten, Elemente, Randbedingungen und Lasten) als auch für die Ausgabe (Elementspannungen und -dehnungen, Knotenkräfte und -verschiebungen) automatisiert durch ein sogenanntes „Interface-Programm“ durchgeführt, das direkt von MASA aus gestartet werden kann.

5.2.2.2 Konstitutives Gesetz – „Microplane“-Modell

Im „Microplane“-Modell sind die Materialeigenschaften getrennt auf Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials definiert (Bild 5.2 a). Auf diesen Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor und es müssen keine Anforderungen im Hinblick auf die Tensorinvarianz beachtet werden. Den Beschränkungen der Tensorinvarianz wird automatisch entsprochen, da die Mikroebenen bis zu einem gewissen Grad direkt das Verhalten auf verschiedenen schwachen Ebenen im Material simulieren (Berührungsflächen zwischen Teilchen, Grenzflächen, Mikrorissebenen etc.). Die Materialeigenschaften sind vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung gekennzeichnet (Bild 5.2 b). Von den Dehnungskomponenten auf der Mikroebene wird angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt (Methode der kinematischen Bindung). Wenn man das Spannungs-Dehnungsgesetz jeder Komponente der Mikroebene kennt, werden aus bekannten Dehnungen der Mikroebene die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnet. Dafür bedient man sich der Integration der Spannungs-komponenten auf der Mikroebene über alle Richtungen. Diese Integration erfolgt numerisch auf der Grundlage der Methode der virtuellen Arbeit.

Die Einfachheit des Modells ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass für jede Komponente der Mikroebenen nur einachsige Spannungs-Dehnungsgesetze erforderlich sind und dass sich daraus das makroskopische Verhalten automatisch ergibt. Zunächst wurden die Spannungs-Dehnungsgesetze für die Mikroebenen so eingeführt, dass nur eine Belastung und Entlastung darstellbar waren. Um Entlastung, Wiederbelastung und zyklische Belastungen erfassen zu können, hat Ozbolt eine Folge komplexerer Ansätze auf der Mikroebene sowie die Anfangsanisotropie eingeführt.

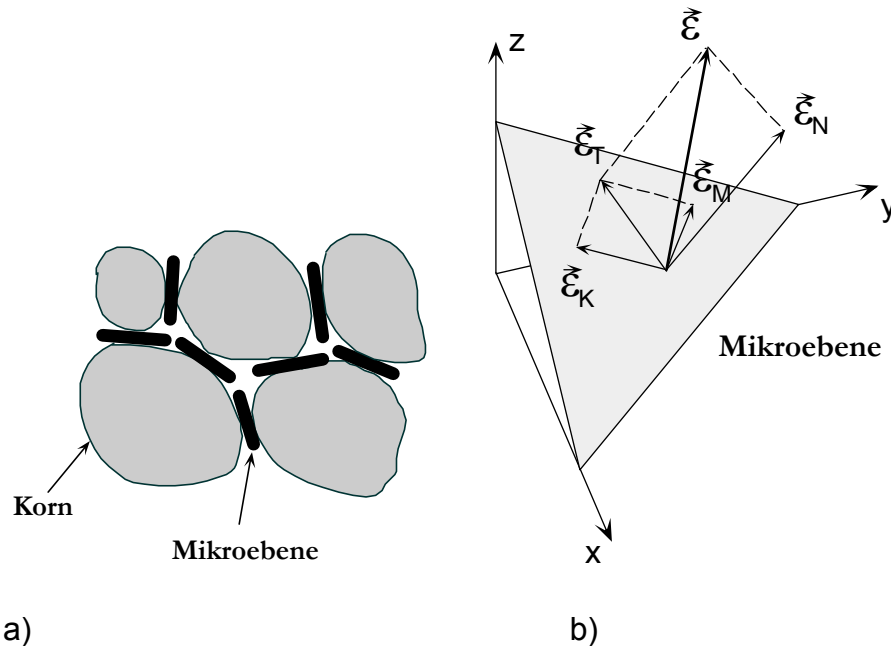


Bild 5.2: Das Konzept des „Microplane“-Modells
 a) Kontaktflächen (Mikroebenen) im Material
 b) Dehnungskomponenten

Das konstitutive „Microplane“-Gesetz wurde von Ozbolt für verschiedene Lastkombinationen überprüft. Er konnte nachweisen, dass die aktuelle Version des Modells in der Lage ist, das Verhalten von Beton für allgemeine dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Zustände zutreffend vorherzusagen.

5.2.2.3 Rissband-Methode

Bei nichtlinearen Rechnungen muss eine Lokalisierung der Dehnungen in ein Null-Volumen verhindert werden, da sonst falsche Ergebnisse ermittelt werden. Zur Begrenzung der Lokalisierung wurde im Programm MASA die Rissband-Methode gewählt. Die grundlegende Annahme der Methode ist die Lokalisierung der Schädigung in einer Reihe (Linie) von finiten Elementen. Um nun die Energiedissipation infolge Rissbildung konstant und gleich groß wie die Bruchenergie des Betons G_F zu halten, muss das konstitutive Entfestigungsgesetz derart modifiziert werden, dass gilt:

$$G_F = A_f \cdot h = \text{const.}$$

mit: A_f = Fläche unter der lokalen (konstitutiven) Spannungs-Dehnungslinie für zentrischen Zug
 h = Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

Der gleiche Ansatz wird auch für die Entfestigung unter Druckbeanspruchung verwendet mit der Annahme, dass die Bruchenergie für die einachsige Druckbeanspruchung G_C ca. 100 mal größer ist, als für Zugbeanspruchung, d.h. $G_C = 100 \cdot G_F$. Dies bedeutet, daß das Materialgesetz sowohl für die einachsige Zugentfestigung, als auch für die Druckentfestigung an die Elementgröße angepaßt wird.

Obwohl bei der Rissband-Methode das Energieaufnahmevermögen des Betons, das als Materialkonstante anzusehen ist, richtig an die Elementgröße angepaßt wird, können die Berechnungsergebnisse von der Form und der Ausrichtung der Elemente

abhängig sein. Um diese Abhängigkeit zu reduzieren und gleichzeitig den numerischen Aufwand der Rissband-Methode nicht deutlich zu erhöhen, wurde die sogenannte „Stress Relaxation Method“ entwickelt. Diese neue Methode ist eine Kombination der Rissband-Methode und der nichtlokalen Integralmethode. Sie ist für praktische Anwendungen sehr gut geeignet und wurde auch in den vorliegenden Problemstellungen eingesetzt.

5.2.2.4 Aktuelle Betonparameter

Die für die einzelnen Berechnungen in MASA eingesetzten Betonparameter wurden von Ozbolt vorgeschlagen und sind in Tabelle 5.1 angegeben.

Lfd. Nr.	Betondruckfestigkeit $\beta_{w,zylinder}$ [N/mm ²]	Betondruckfestigkeit $\beta_{w,200}$ [N/mm ²]	Betonzugfestigkeit f_t [N/mm ²]	Bruchenergie G_F [N/m]	E-Modul [N/mm ²]
1,2,3	18,1	21,3	2,12	61	28000
alle anderen	25,0	29,4	2,00	80	28000

Tabelle 5.1: Betonparameter

Die Druckfestigkeitswerte der Berechnungen 1 bis 3 wurden gewählt, um die berechneten Ergebnisse mit bereits vorhandenen Versuchsergebnissen vergleichen zu können.

Für die Umrechnung der Betondruckfestigkeit von Würfeln mit einer Seitenlänge von 200 mm auf Zylinder mit Durchmesser und Höhe von 100 mm wurde der Faktor 0,85 verwendet.

5.3 Ankerschienen in der Bauteilfläche

5.3.1 Kritische Randabstände $c_{cr,N}$

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Ankerschienen in der Bauteilfläche, müssen zunächst die kritischen Randabstände von Ankerschienen bestimmt werden die festlegen, ab welchem Randabstand kein Randeinfluss mehr vorliegt. Hierzu wurden Berechnungen mit Ankerschienen mit einem Anker mit dem Profil 50/30, $h_{ef} = 85$ mm und einem Schienenüberstand von $\bar{u} = 250$ mm bei 4 verschiedenen Randabständen durchgeführt. Die Randabstände wurden zwischen $c_2 = c_3 = 127,5$ mm bis 300 mm (zweiseitiger Randeinfluss) variiert. Bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm wird gemäß dem CC-Verfahren ein kritischer Randabstand von $c_{cr,N} = 1,5 h_{ef} = 127,5$ mm erwartet. Folglich sind gemäß diesem Verfahren bei größeren Randabständen keine weiteren Traglaststeigerungen zu erwarten. Zum Vergleich der Ergebnisse mit Ankerschienen, wurden 3 Berechnungen mit Kopfbolzen mit der gleichen Verankerungstiefe und mit den Randabständen $c_2 = c_3 = 127,5$ mm, 150 mm und 300 mm durchgeführt. Die Köpfe der Anker waren bei den Ankerschienen und Kopfbolzen identisch (rund) ausgebildet. Die Parameter und Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 5.2 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Art der Abstützung	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
26	50/30	85	1	Oberfläche	250	250/127,5/127,5	300	45,7
27	50/30	85	1	Oberfläche	250	250/150/150	300	51,9
28	50/30	85	1	Oberfläche	250	250/200/200	300	55,3
29	50/30	85	1	Oberfläche	250	250/300/300	300	57,4
32	Kopfb.	85	1	Oberfläche	-	250/127,5/127,5	300	57,9
33	Kopfb.	85	1	Oberfläche	-	250/150/150	300	60,0
34	Kopfb.	85	1	Oberfläche	-	250/300/300	300	63,9

Tabelle 5.2: Parameter der Berechnungen zur Untersuchung der kritischen Randabstände

Bei einem Randabstand von $c_2 = c_3 = 1,5 \cdot h_{ef} = 127,5$ mm zeigt sich bei Ankerschienen und Kopfbolzen bis zur Höchstlast (Bilder 5.3, 5.4) eine relativ ähnliche symmetrische Rissentwicklung. Das Rissbild des Kopfbolzens bei $c = 1,5 \cdot h_{ef}$ zeigt im Nachbruch (Bild 5.6) einen horizontalen Rissansatz in Höhe des Bolzenkopfes. Dieser horizontale Rissverlauf ist ein Indiz für Randeinfluss. Zur Klärung der Frage, ob Randeinfluss bei Randabständen von $c > 1,5 \cdot h_{ef}$ vorliegt, werden im Folgenden weitere Untersuchungen ausgewertet. Bereits in Untersuchungen von Zhao (1994) (Abschnitt 3.2.3.2) wurde ermittelt, dass bei Kopfbolzen mit einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm Randeinfluss bis etwa $c = 1,65 h_{ef}$ vorhanden ist.

Das Rissbild einer Ankerschiene bei einem Randabstand von $c = 1,5 h_{ef}$ (Bild 5.5) zeigt im Nachbruch Längsrisse unter der Ankerschiene. Es ist anzunehmen, dass die durch den Schienenkörper im Beton ausgesparte Kerbe zu einer Schwächung des Betonquerschnittes führt und dadurch die Rissbildung begünstigt wird. Die dargestellte Betonschwächung bei Ankerschienen führt bei einem Randabstand von 127,5 mm zu Traglastabminderungen von etwa 21 % im Vergleich zum Kopfbolzen.

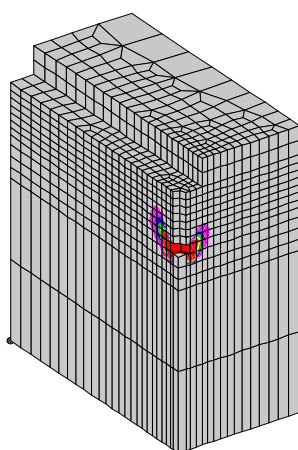


Bild 5.3: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 127,5$ mm bei N_u

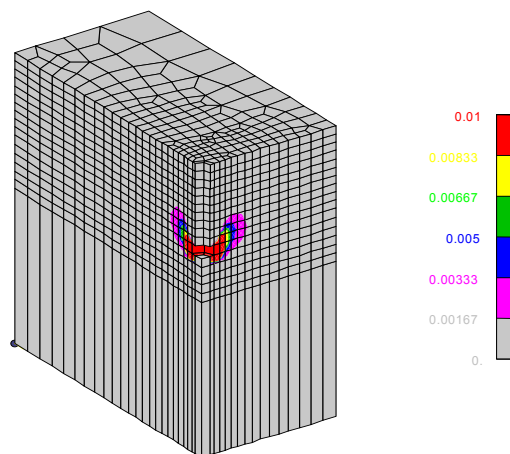


Bild 5.4: Kopfbolzen $c_2 = c_3 = 127,5$ mm bei N_u

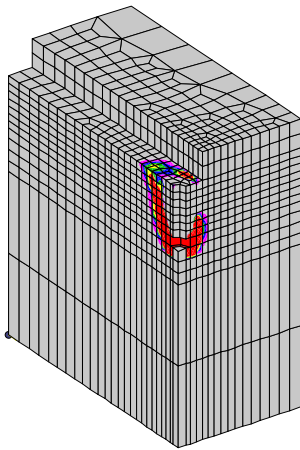


Bild 5.5: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 127,5$ mm, Nachbruch

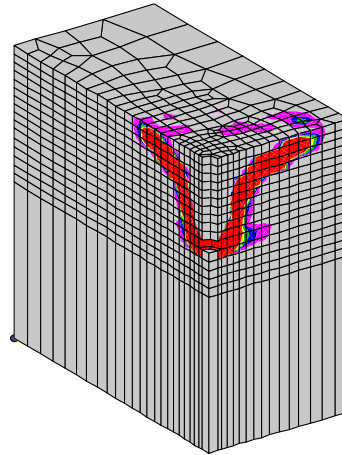


Bild 5.6: Kopfbolzen $c_2 = c_3 = 127,5$ mm, Nachbruch



Bei weiter vergrößerten Randabständen ist bei Kopfbolzen kein Randeinfluss mehr feststellbar. Die Rissbilder mit Ankerschienen, zeigen allerdings auch bei größer werdendem Randabstand Längsrisse unter der Ankerschiene. Durch dieses unsymmetrische Bruchverhalten wird der Randeinfluss möglicherweise verstärkt. Bei Ankerschienen mit einem Randabstand von $c_2 = c_3 = 150$ mm (Bilder 5.7 bis 5.10) ist immer noch ein Randeinfluss in Form von flachen Rissen zur Seitenfläche, in Verbindung mit den genannten Längsrissen, feststellbar. Die Schiene im Beton führt bei Ankerschienen mit einem Randabstand von $1,75 \cdot h_{ef}$ zu Traglastabminderungen von etwa 13 % im Vergleich zu Kopfbolzen.

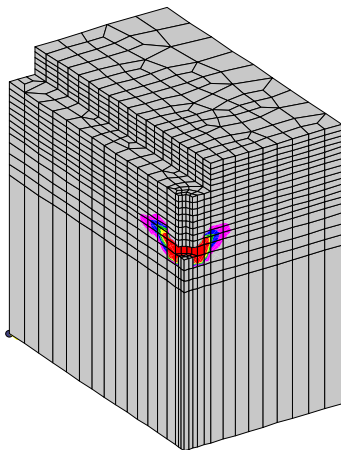


Bild 5.7: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 150$ mm, bei N_u

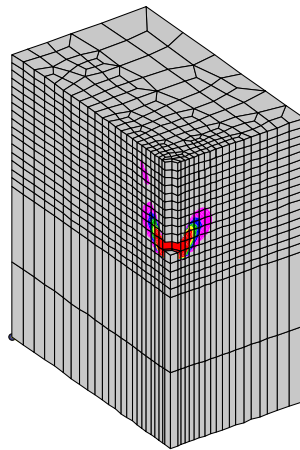


Bild 5.8: Kopfbolzen $c_2 = c_3 = 150$ mm, bei N_u



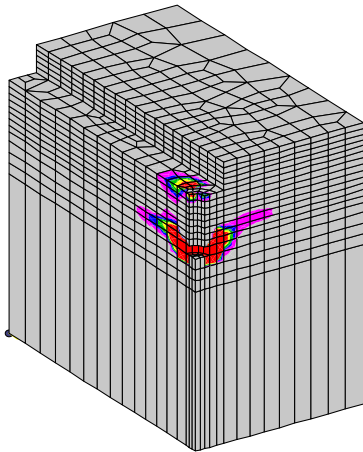


Bild 5.9: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 150$ mm, Nachbruch

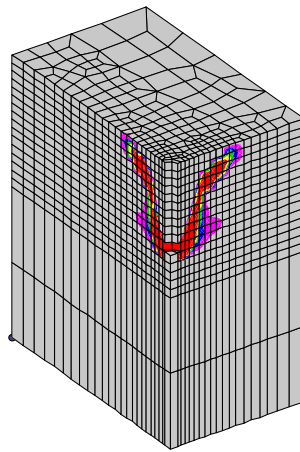


Bild 5.10: Kopfbolzen $c_2 = c_3 = 150$ mm, Nachbruch



Bei einem weiter vergrößerten Randabstand, werden die Traglastunterschiede zwischen Kopfbolzen und Ankerschienen immer geringer. Bei Ankerschienen bleiben auch bei noch weiter vergrößerten Randabständen Längsrisse sichtbar. Bei einem Randabstand $c_2 = c_3 = 300$ mm betragen die Traglastunterschiede noch etwa 10 %. Im Vergleich mit den Werten nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen, wird die Tragfähigkeit der Kopfbolzen in der Bauteilfläche gut beschrieben, wobei die Tragfähigkeit der Kopfbolzen bis zu einem Randabstand von knapp $c = 2 \cdot h_{ef}$ gesteigert werden kann. Ab diesem Randabstand ist von keinem weiteren Randeinfluss auszugehen.

Die Anwendung des CC-Verfahrens bei Ankerschienen (Bild 5.11), zeigt bei einem Randabstand von $1,5 h_{ef}$, eine Unterschreitung der Tragfähigkeit von ca. 25 %. Ab einem Randabstand von $2,3 h_{ef}$ wird die Tragfähigkeit um nur noch ca. 9 % und bei einem Abstand von $3,5 h_{ef}$, um nur noch ca. 5 % unterschritten.

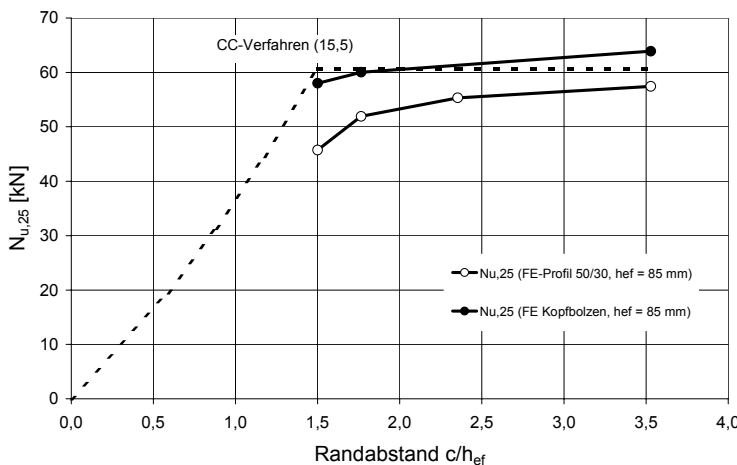


Bild 5.11: Randeinfluss bei Ankerschienen und Kopfbolzen

Bei Ankerschienen mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm kann die Last bis zu einem Randabstand von etwa $c = 2,25 \cdot h_{ef}$ gesteigert werden. Dies deutet auf Randeinfluss bei Schienen bis zu etwa diesem Randabstand hin. Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass für kleine Verankerungstiefen, wie sie bei Ankerschienen vor-

kommen, der Neigungswinkel des Bruchkegels mit Gleichung 3.11 überschätzt bzw. der charakteristische Randabstand unterschätzt wird. In Bild 5.12 sind die von Zhao ermittelten Neigungswinkel von Kopfbolzen mit verschiedenen Verankerungstiefen und die mit Gleichung 3.11 ermittelten Ergebnisse eingetragen.

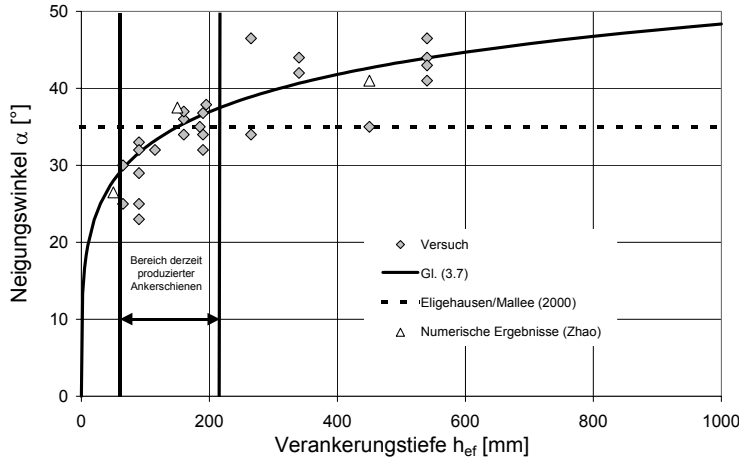


Bild 5.12: Neigungswinkel nach Zhao (1993)

Weiterhin haben Eligehausen/Mallée (2000) nachgewiesen, dass für Verankerungstiefen $h_{ef} \geq 150$ mm die Annahme $c_{cr} = 1,5 h_{ef}$ gut zutrifft (Bild 5.12). Daher wird ein linearer Verlauf des charakteristischen Randabstandes von $c_{cr} = 2,8 h_{ef}$ ($h_{ef} = 0$) auf $c_{cr} = 1,5 h_{ef}$ ($h_{ef} = 180$ mm) (Gleichung 5.2) angenommen.

$$c_{cr,N} = \left(2,8 - \frac{2,8 - 1,5}{180} h_{ef} \right) \cdot h_{ef} \geq 1,5 h_{ef} \tag{5.2}$$

Der charakteristische Randabstand $c_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$ nach dem CC-Verfahren wird für eine Verankerungstiefe $h_{ef} \geq 1,5 h_{ef}$ erreicht. In Bild 5.13 wurde aus den beobachteten Winkeln der Ausbruchkegel der charakteristische Randabstand $c_{cr,N}/h_{ef} = 1/\tan \alpha$ berechnet.

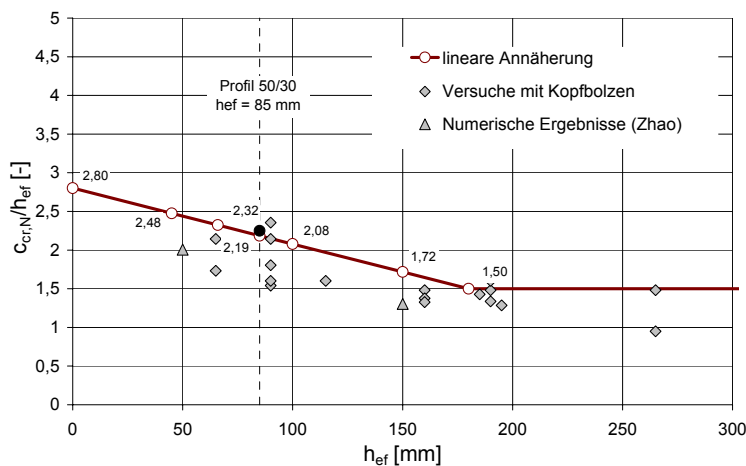


Bild 5.13: Kritische Randabstände bei Ankerschienen

Aus Gleichung 5.2 ergibt sich für $h_{ef} = 85$ mm ein kritischer Randabstand von $c_{cr,N} = 2,19 h_{ef}$. Mit den FE-Ergebnissen wurde ein Wert von etwa $2,25 h_{ef}$ ermittelt. Es zeigt sich, dass die Annahme die vorliegenden Versuchsergebnisse mit ausreichender Genauigkeit beschreibt (Bild 5.13).

Gemäß Eligehausen/Mallée (2000) ist zu erwarten, dass die kritischen Achsabstände dem doppelten Wert der kritischen Randabstände entsprechen. Die Überprüfung der Gültigkeit der entsprechenden Aussage für Ankerschienen erfolgt in Abschnitt 5.3.5.

5.3.2 Einfluss des Schienenkörpers auf das Tragverhalten von Ankerschienen

Die in Abschnitt 5.3.1 unter der Ankerschiene festgestellten Längsrisse, bewirken eine Schwächung des Betonausbruchkegels, die es im folgenden Abschnitt zu quantifizieren gilt. Die Traglastabnahme ist dadurch zu begründen, dass eine radialsymmetrische Aktivierung des Kegels durch den Längsriß verhindert wird. Um den Einfluss dieser Schwächung auf das Tragverhalten der Ankerschienen im Vergleich zu Kopfbolzen bestimmen zu können, wurden Untersuchungen mit verschiedenen Ankerschienenprofilen durchgeführt.

Im Folgenden wird untersucht, ob der festgestellte Einfluss des Ankerschienenkörpers auf das Tragverhalten der Schienen bei allen Schienengrößen gleich ist. Es wurden FE-Berechnungen mit den Profilgrößen 38/17 ($h_{ef} = 66$ mm), 52/34 ($h_{ef} = 150$ mm) und 72/48 ($h_{ef} = 215$ mm) durchgeführt. Um einen Randeinfluss auszuschließen, wurden Randabstände unabhängig vom Schienenprofil etwa $3,0 h_{ef}$ gewählt. Weiterhin werden für die Untersuchung Berechnungen mit Profil 50/30 mit Verankerungstiefen $h_{ef} = 85$ mm, 100 mm und 115 mm mit ausgewertet. Als Referenz dienen Bruchlasten von entsprechenden Kopfbolzen. Bei Profil 50/30 mit $h_{ef} = 100$ mm und 115 mm lagen keine Ergebnisse von Kopfbolzen vor, daher wurden die nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen ermittelten Werte verwendet.

Die Ergebnisse der Berechnungen mit den entsprechenden Parametern sind in Tabelle 5.3 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil/ Kopfbolzen	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	b_{profil}/h_{ef} [-]	h_{profil}/h_{ef} [-]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast normiert auf $\beta_{w,200} N_{u,25}$ [kN]
13	Kopfb.	66	1	0	0	0	250/250/200	250	46,5
14	38/17	66	1	0,58	0,26	200	250/250/200	250	41,9
34	Kopfb.	85	1	0	0	0	250/300/300	300	63,9
29	50/30	85	1	0,59	0,35	250	250/300/300	300	57,4
M300	50/30	100	1	0,50	0,30	250	250/300/300	300	64,4
N300	50/30	115	1	0,43	0,26	250	250/300/300	300	86,9
15	Kopfb.	150	1	0	0	0	500/500/400	520	136,7
16	52/34	150	1	0,35	0,23	400	500/500/400	520	134,7
17	Kopfb.	215	1	0	0	0	550/550/450	800	282,3
18	72/48	215	1	0,33	0,22	450	550/550/450	800	279,0

Tabelle 5.3: Profile 38/17, 50/30, 52/34 und 72/48 in der Bauteilfläche

Bei allen Berechnungen wurden die letzten Knoten der Oberfläche vor dem Bauteilrand in z Koordinatenrichtungen festgehalten, d.h. der Abstützabstand betrug bei Profil 38/17 $200 \text{ mm} \cong 3,0 h_{\text{ef}}$, bei Profil 52/34 $400 \text{ mm} \cong 2,7 h_{\text{ef}}$ und bei Profil 72/48 $450 \text{ mm} \cong 2,7 h_{\text{ef}}$. In Bild 5.14 sind die Ergebnisse der Berechnungen im Vergleich mit dem CC-Verfahren eingetragen.

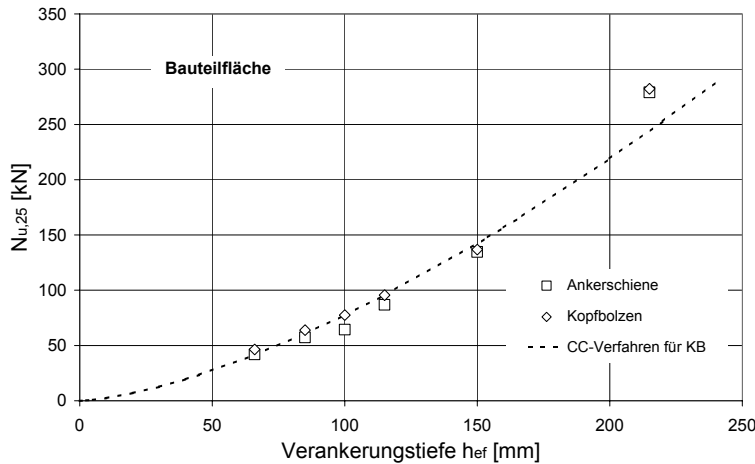


Bild 5.14: Profilgröße und Verankerungstiefe

Die Berechnungen ergaben, dass bei Profil 38/17 die Tragfähigkeit in der Bauteilfläche im Vergleich zu Kopfbolzen mit gleichen Verankerungstiefen um etwa 10 % niedriger ist (Bild 5.14). Dies stimmt mit den in Abschnitt 5.3.1 erkannten Tendenzen für Profil 50/30 überein. Bei den Profilen 52/34 und 72/48 war die Tragfähigkeit um etwa 2 % gegenüber der Tragfähigkeit des entsprechenden Kopfbolzen mit $h_{\text{ef}} = 150 \text{ mm}$ bzw. $h_{\text{ef}} = 215 \text{ mm}$ reduziert. Es wird somit davon ausgegangen, dass in der Bauteilfläche bei großen Verankerungstiefen der Einfluss der Schiene auf das Tragverhalten von Ankerschienen gering ist. Diese Aussage für die Profile 52/34 und 72/48 gilt nur bei den hier vorliegenden Quotienten $h_{\text{profil}}/h_{\text{ef}}$ von 0,22 und 0,23. Bei einer Vergrößerung dieses Quotienten ist auch bei diesen Profilen Schieneneinfluss zu erwarten. Aus dieser Abhängigkeit wird mit Gleichung (5.3) die Tragfähigkeitsabnahme der Ankerschiene gegenüber Kopfbolzen in der Bauteilfläche beschrieben. Aufgrund der geringen Tragfähigkeitsabnahme bei großen Profilen erscheint es sinnvoll, die Grenze für Schieneneinfluss bei den gegebenen Profilen bei $h_{\text{ef}} = 180 \text{ mm}$ zu begrenzen.

$$\frac{N_u(\text{KB})}{N_u(\text{AS})} = \left(\frac{h_{\text{ef}}}{180} \right)^{0,15} = \alpha_{\text{ch}} \leq 1 \quad (5.3)$$

In Bild 5.15 sind die Ergebnisse aus Tabelle 5.3 und aus Gleichung (5.3) eingetragen.

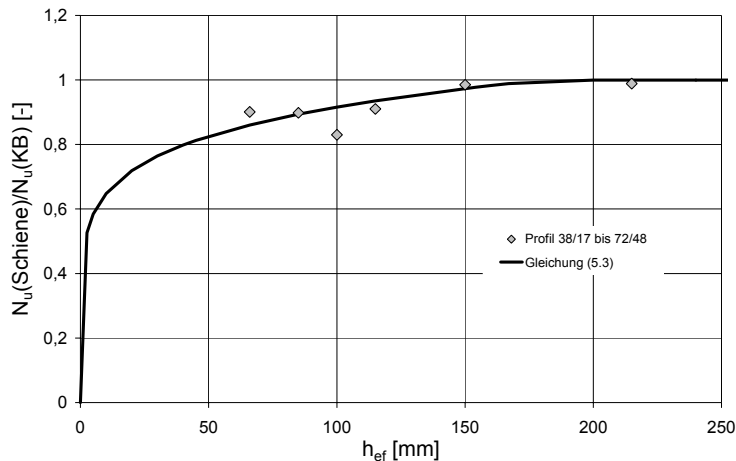


Bild 5.15: Einfluss des Schienenkörpers bei verschiedenen Verankerungstiefen

Die Berechnung der Betonausbruchlast eines Einzelankers einer Ankerschiene erfolgt nach Gleichung (3.4) wobei die Vorfaktoren aus Gleichung (5.4) abgeleitet werden. Gleichung (5.4) begrenzt den Vorfaktor ab einer Verankerungstiefe von 180 mm auf 15,5. Für geringere Verankerungstiefen wird der Vorfaktor mit der angegebenen Gleichung (5.4) berechnet.

$$\text{Vorfaktor} = 15,5 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{180} \right)^{0,15} = 15,5 \cdot \alpha_{ch} \leq 15,5 \quad (5.4)$$

In Bild 5.16 sind die aus Gleichung (5.4) ermittelten Vorfaktoren in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe eingetragen.

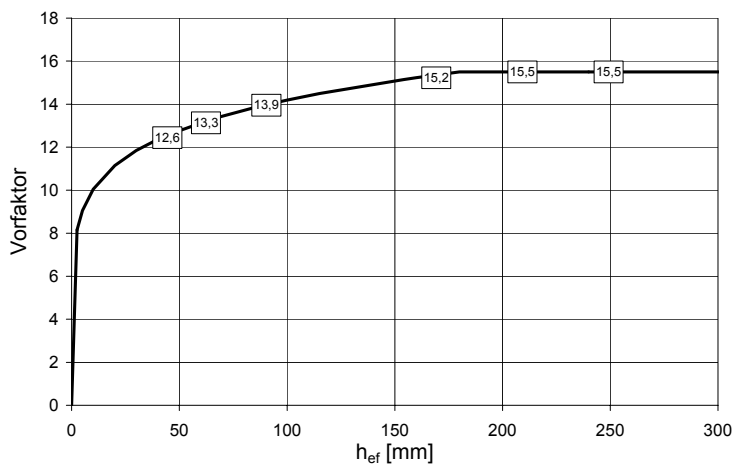


Bild 5.16: Vorfaktoren bei Ankerschienen in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

In allen weiteren Auswertungen werden die nach Gleichung (5.4) ermittelten Vorfaktoren bei der Berechnung der Schienentragfähigkeit berücksichtigt.

5.3.3 Einfluss von Profilhöhe zu Verankerungstiefe

In Abschnitt 5.3.2 wurde die Tragfähigkeit von derzeit erhältlichen Ankerschienenprofilen mit der Tragfähigkeit von Kopfbolzen verglichen. Die Grenze der Profilhöhe lag bei den Untersuchungen bei etwa $b_{pr}/h_{ef} \leq 0,7$ und die Grenze der Profilhöhe bei $h_{pr}/h_{ef} \leq 0,40$. Um den Einfluss der geometrischen Abmessungen des Schienenprofils auf die Tragfähigkeit der Ankerschienen weiter theoretisch zu untersuchen, wurde die Tragfähigkeit von extremen Ankerschienenengeometrien überprüft. Grundsätzlich sind dabei 2 Einflussparameter denkbar, die Profilhöhe und die Profilhöhe. Für den Einfluss der Breite des Schienenkörpers liegt ein Ansatz in Eligehausen/Mallée (2000) vor, der für Kopfbolzenplatten entwickelt wurde. Dabei wird die effektive Verankerungstiefe um die Ankerplattendicke reduziert, wenn der Bruchkegel die Ankerplatte schneidet. Übertragen auf Ankerschienen bedeutet dies am Beispiel Profil 50/30, dass ab einer Verbreiterung des Profils von ursprünglich 50 mm auf 242 mm, eine Reduzierung der Verankerungstiefe um die Profilhöhe erforderlich ist. Bei den üblichen Ankerschienen liegen derzeit Quotienten von Profilhöhe zu Verankerungstiefe von $b_{profil}/h_{ef} = 0,33$ bei Profil 72/48 bis 0,62 bei Profil 28/15 vor. Somit fallen sie nicht in den Gültigkeitsbereich dieses Ansatzes.

In den Berechnungen wurde eine Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm gewählt und die Profilhöhe zwischen $h_{profil} = 0$ mm und 60 mm variiert. Bei $h_{profil} = 85$ mm wird angenommen, dass keine Tragfähigkeit vorhanden ist, da über dem Anker eine Betondeckung nicht mehr gegeben ist.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Art der Abstützung	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
X1	50/45	85	1	Oberfläche	250	250/300/300	300	22,80
X2	50/60	85	1	Oberfläche	250	250/300/300	300	15,91

Tabelle 5.4: Parameter der Berechnungen mit verschiedenen Schienenkörpern

In Bild 5.17 sind die Ergebnisse der Berechnungen über h_{profil}/h_{ef} aufgetragen. Zusätzlich sind die Ergebnisse mit Profil 52/34 und 72/48 aus Tabelle 5.2 mit eingetragen.

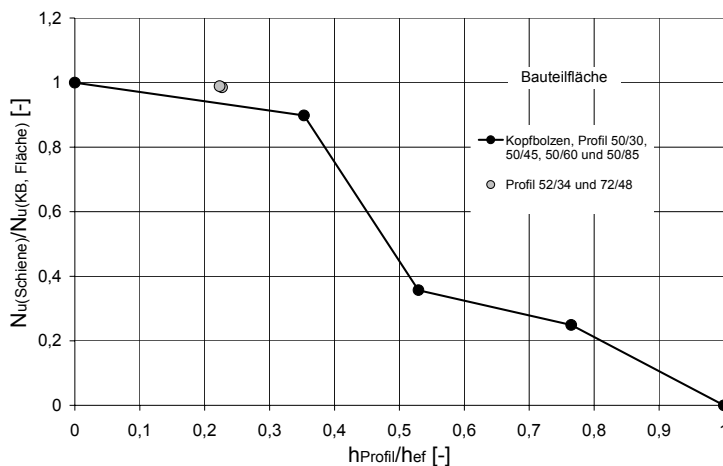


Bild 5.17: Einfluss der Profilgeometrie in der Bauteilfläche

Bereits in den Bildern 5.15 und 5.16 wurde gezeigt, dass eine in der Praxis eingesetzte Profilhöhe von $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} = 0,35$ bei Profil 50/30 in der Bauteilfläche eine Tragfähigkeitsabnahme von etwa 10 % gegenüber Kopfbolzen bewirkt. Bei einer weiter vergrößerten Profilhöhe auf 45 mm und $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} = 0,53$ nimmt die Tragfähigkeit der Schiene auf 36 % der Tragfähigkeit eines Kopfbolzens ab. Dies ist dadurch zu begründen, dass sich der Bruchmechanismus von Schienen etwa ab $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} \geq 0,4$ verändert. Bei diesen Schienen bildet sich kein üblicher Betonausbruchkegel mehr aus, sondern es tritt lokales Versagen unter dem Schienenkörper auf (Bild 5.18).

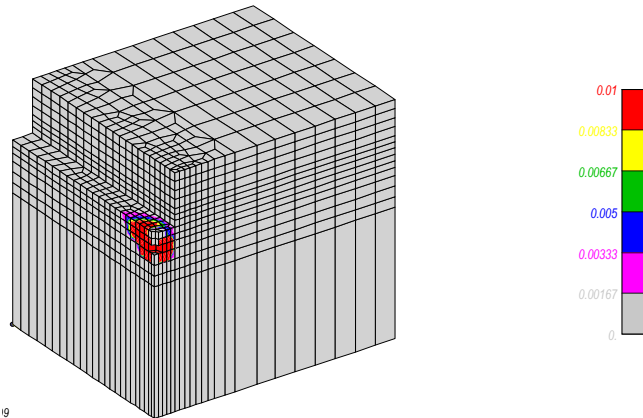


Bild 5.18: Profil 50/65 in der Bauteilfläche (Nachbruch)

Da keine weiteren Ergebnisse zum Tragverhalten mit extremen Schienenformen vorliegen, wird auf der sicheren Seite liegend empfohlen, ab einem Verhältnis $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} \geq 0,4$ als wirksame Verankerungstiefe der Schienen $h_{\text{ef}} - h_{\text{Profil}}$, anzusetzen.

5.3.4 Einfluss des Schienenüberstandes in der Bauteilfläche (1 Anker)

In den bisher durchgeführten Untersuchungen, wurde die Schienengeometrie bei Schienen mit großem Schienenüberstand untersucht. Da allerdings auch Schienen in Form von Kurzstücken mit 2 Ankern und kleinen Schienenüberständen produziert werden, erscheint es notwendig auch die Tragfähigkeit von Schienen mit kleinen Überständen zu untersuchen. Zur Untersuchung dieses Einflusses wird die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens $h_{\text{ef}} = 85$ mm mit der von Ankerschienen Profil 50/30, $h_{\text{ef}} = 85$ mm mit einem Überstand von $\ddot{u} = 50$ mm bzw. $\ddot{u} = 250$ mm bei großem Randabstand verglichen. Die Parameter der Berechnungen sind in Tabelle 5.5 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
4	Kopfb.	85	1	0	250/250/250	300	69,6
5	50/30	85	1	50	250/250/250	300	65,4
6	50/30	85	1	250	250/250/250	300	63,0

Tabelle 5.5: Parameter der Berechnungen zum Einfluss des Schienenüberstandes

Bei allen Berechnungen wurden die letzten Knoten auf der Oberfläche vor dem Bauteilrand in z Koordinatenrichtungen festgehalten, d.h. der Abstützabstand betrug $250 \text{ mm} \cong 2,9 h_{\text{ef}}$.

Der Rissverlauf des Kopfbolzens (Bilder 5.20, 5.22) zeigt ein aus Versuchen bekanntes Versagensbild für Kopfbolzen in Form eines Betonausbruchkegels. Der Bruchkegel verläuft zunächst mit einem Winkel von 30° bis zu einer radialen Ausdehnung von etwa 100 mm . Ab diesem Punkt wird der Kegel flacher und endet bei einer Ausdehnung in y Richtung von 220 mm . Somit ergibt sich ein Bruchkegeldurchmesser von ca. 440 mm . Bei der Ankerschiene mit Schienenüberstand $\ddot{u} = 50 \text{ mm}$, ist ein dem Kopfbolzen sehr ähnlicher Rissverlauf, bis in den Nachbruch feststellbar (Bilder 5.19, 5.21). Das Bruchbild der beiden Verankerungen ist nahezu identisch. Allerdings sind bei der Schiene bei Höchstlast zusätzlich geringe Dehnungen unter der Schiene feststellbar.

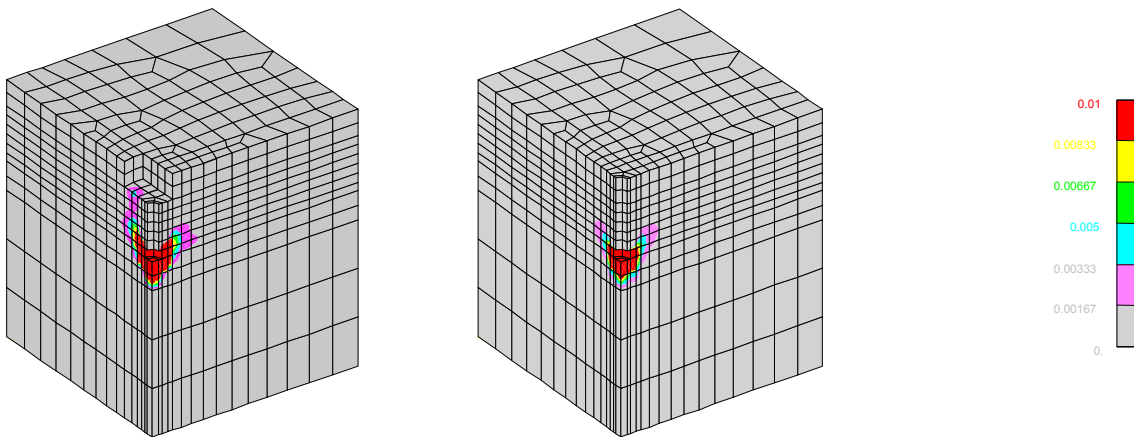


Bild 5.19: Profil 50/30, $\ddot{u} = 50 \text{ mm}$ bei N_u

Bild 5.20: Kopfbolzen bei N_u

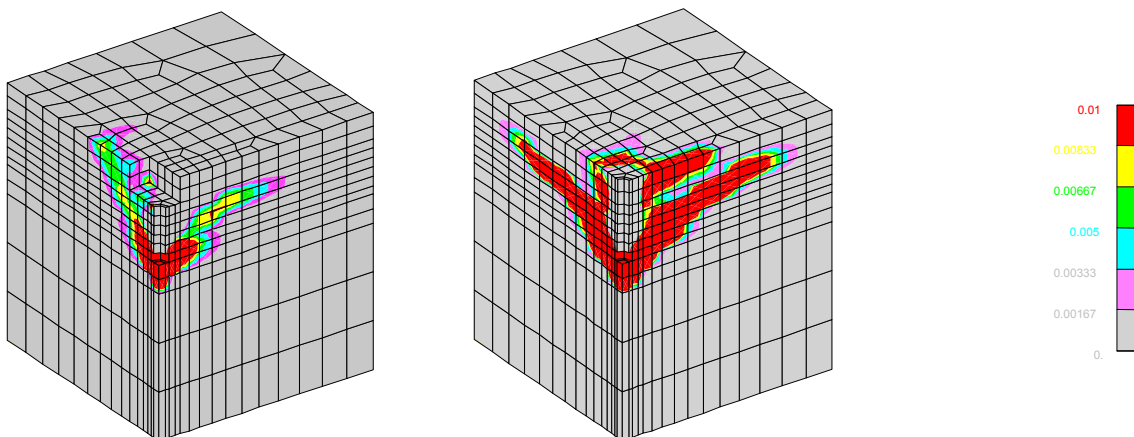


Bild 5.21: Profil 50/30, $\ddot{u} = 50 \text{ mm}$, Nachbruch

Bild 5.22: Kopfbolzen, Nachbruch

Die Risse bei Ankerschienen mit großem Schienenüberstand (Bilder 5.23, 5.24), zeigen in Richtung des Schienenkörpers mit 37° einen deutlich steileren Verlauf, als beim Kopfbolzen (Bilder 5.20, 5.22). Der Rissverlauf senkrecht zur Ankerschiene ist im Vergleich zum Kopfbolzen ähnlich.

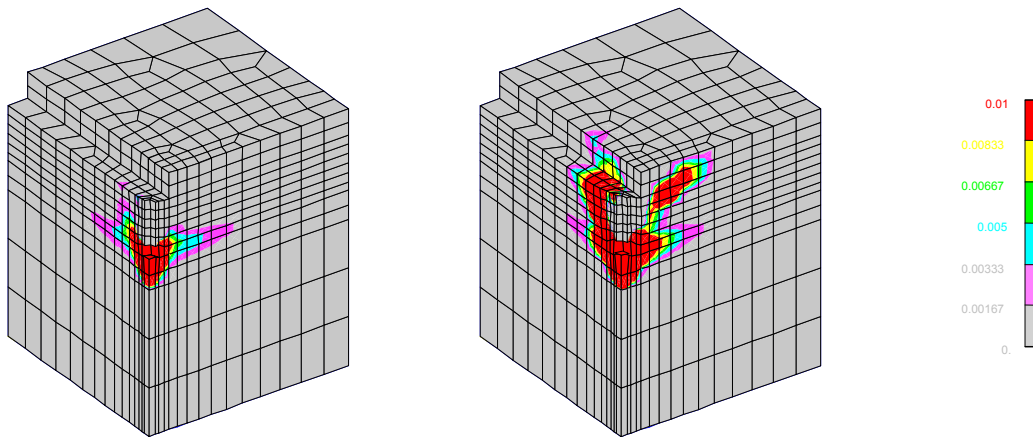


Bild 5.23: Profil 50/30, $\ddot{u} = 250$ mm bei N_u

Bild 5.24: Profil 50/30, $\ddot{u} = 250$ mm im Nachbruch

In Bild 5.25 sind die Betonbruchlasten der Ankerschienen und des Kopfbolzens über den Schienenüberstand \ddot{u} aufgetragen. Der Kopfbolzen wird mit dem Schienenüberstand $\ddot{u} = 0$ mm beschrieben.

Bei einem kleinen Schienenüberstand von $\ddot{u} = 50$ mm ist eine Traglastabnahme der Ankerschiene im Vergleich zum Kopfbolzen von etwa 6 % zu erkennen. Die Ergebnisse der Berechnungen der Schiene mit großem Schienenüberstand und des Kopfbolzens, können mit den Ergebnissen aus Abschnitt 5.3.2 verglichen werden.

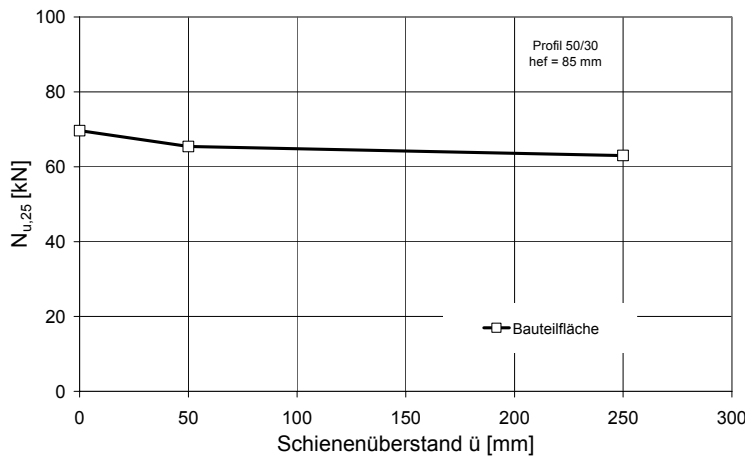


Bild 5.25: Einfluss des Schienenüberstandes auf die Tragfähigkeit von Ankerschienen

Der dargestellte Effekt führte zu einer Traglastabnahme, zwischen Ankerschienen mit großem Schienenüberstand $\ddot{u} = 250$ mm und Kopfbolzen in der Bauteilfläche, von etwa 10 %. Die vorliegende Untersuchung ergab etwa das gleiche Verhältnis. Es zeigt sich zwar, dass das Verhältnis der Einzelergebnisse gleich ist, allerdings liegen die absoluten Bruchlasten der Berechnungen 4 und 6 um 8 % höher. Dies ist dadurch zu begründen, dass bei den vorliegenden Berechnungen eine größere Elementierung gewählt wurde, als bei den Berechnungen zuvor.

Somit kann von einer direkten Abhängigkeit der Schienentragfähigkeit vom Schienenüberstand \bar{u} ausgegangen werden. Bei der praktischen Bemessung von Ankerschienen sollte allerdings unabhängig vom Schienenüberstand von der Abminderung durch den Schienenkörper gemäß Gleichung (5.4) ausgegangen werden.

5.3.5 Bemessung von Ankerschienen in der Bauteilfläche

Alle bisher vorgestellten theoretischen Untersuchungen wurden ausschließlich mit Ankerschienen mit einem Anker durchgeführt und dienten zur Ermittlung der kritischen Randabstände und der Einflüsse des Schienenkörpers. Ziel der folgenden Abschnitte ist es, die theoretischen Erkenntnisse bei in der Praxis verwendeten Ankerschienenkurzstücken anzuwenden. In der Praxis werden Ankerschienen mit mindestens 2 Ankern eingesetzt.

Bei den weiteren Auswertungen wird eine Annahme zugrundegelegt, die bereits aus dem CC-Verfahren für Kopfbolzen bekannt ist. Es wird gemäß Eligehausen/Mallée (2000) angenommen, dass die kritischen Achsabstände $s_{cr,N}$ dem doppelten Wert der kritischen Randabstände $c_{cr,N}$ entsprechen (Gleichung (5.5)).

$$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} \quad (5.5)$$

Darüber hinaus ist weiterhin generell bei der Bemessung von Ankerschienen ein Ansatz notwendig, der das Tragverhalten von Ankerschienen zutreffend beschreibt und eine gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Anker der Schiene beschreibt. Im CC-Verfahren für Kopfbolzen wird bei symmetrischen Laststellungen davon ausgegangen, dass alle Anker einer Gruppe gleichmäßig beansprucht werden. Bei Ankerschienen ist allerdings zu erwarten, dass eine gleichmäßige Lastverteilung über alle Anker nicht gegeben sein wird (vgl. Abschnitt 6). Im Folgenden wird ein auf der Last-Einfluss-Methode (Lotze (1999)) aufbauendes Modell zur Bemessung von Ankerschienen vorgestellt. Mit diesem Modell sollen sowohl Kurzstücke, als auch Ankerschienenmeterware bemessen werden. Der Grund für die Notwendigkeit eines neuen Bemessungsmodells für Ankerschienen ist in der Grenzwertbetrachtung des Achsabstandes bei einer Ankerschiene mit einer konstanten Anzahl von Ankern zu sehen. In Bild 5.26 ist eine Ankerschiene mit einem Achsabstand s abgebildet, deren 5 Anker gleichmäßig belastet sind. Unter dieser Annahme kann gefolgert werden, dass jeder Anker die Fläche $s \cdot s_{cr}$ aktivieren kann. Wird in der Grenzwertbetrachtung der Achsabstand der Anker gegen 0 reduziert, ergibt sich bei der Flächenbetrachtung eine Tragfähigkeit eines Einzelankers von 0. Die Summe der Einzeltragfähigkeiten ergibt sich folglich auch zu 0. In Wirklichkeit bleibt allerdings bei dieser Grenzwertbetrachtung bei $s = 0$ mm die Tragfähigkeit eines Einzelankers bestehen. Die geschilderte Problematik ergibt sich bereits bei Ankerschienen, bei denen alle Anker gleich belastet sind.

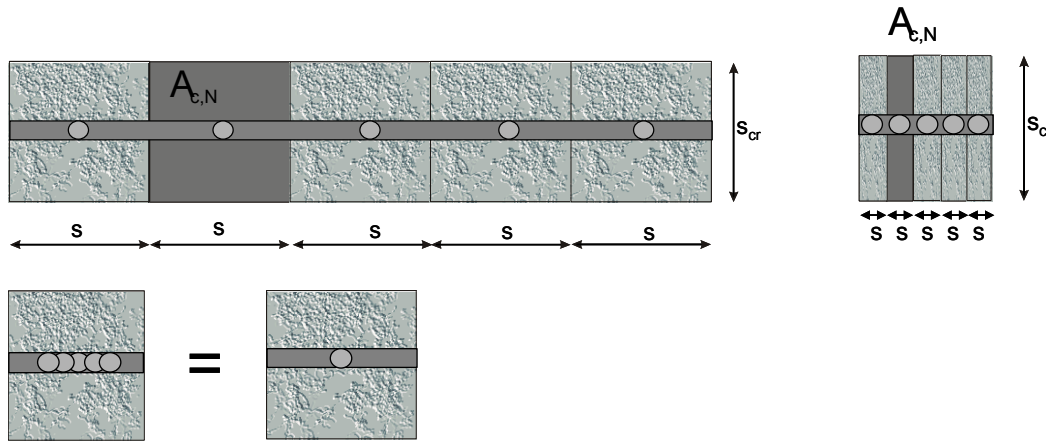


Bild 5.26: Flächenbetrachtung bei Ankerschienen mit mehreren Ankern

Das vorgeschlagene Modell sieht einen Vergleich zwischen Belastung und Tragfähigkeit der einzelnen Anker einer Ankerschiene vor. Hierbei ist zu berücksichtigen, ob ggf. vorhandene Nachbaranker die Tragfähigkeit des betrachteten Einzelankers beeinträchtigen. Das Ausmaß der Beeinträchtigung wird dabei sowohl durch den Abstand s (gewichtet mit α), als auch durch die Höhe der Belastung der benachbarten Anker $N_{\text{Nachbaranker}}/N_{\text{betrachteter Anker}}$ beeinflusst. In Gleichung (5.6) ist die Tragfähigkeit eines Ankers $N_{uc,1}$ in Abhängigkeit vom Abstand und der Belastung seiner Nachbaranker dargestellt.

$$N_{uc,1} = N_{u,c}(\text{Einzelanker}) \cdot \alpha_{g,N} = N_{u,c}(\text{Einzelanker}) \cdot \frac{1}{1 + \sum_1^i \left(1 - \frac{s_i}{s_{cr,N}}\right)^{1,5} \cdot \frac{N_i}{N_1}} \quad (5.6)$$

In Bild 5.27 wird anhand einer Ankerschiene mit 4 Ankern die Anwendung von Gleichung 5.6 verdeutlicht. Unter Ausschluss von Rand- und Eckeffekten wird angenommen, dass der Anker N_1 der höchstbelastete Anker der Schiene ist. Der Achsabstand der Schiene s wird kleiner als der ermittelte kritische Achsabstand s_{cr} angenommen. Gemäß Gleichung 5.6 werden alle Anker betrachtet, die einen Abstand kleiner s_{cr} zum betrachteten Anker N_1 haben.

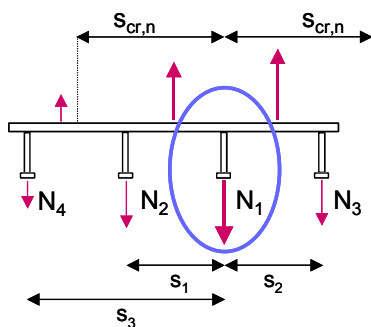


Bild 5.27: Anwendungsbeispiel für Gleichung 5.6

Mit eingesetzten Werten ergibt sich die Tragfähigkeit $N_{uc,1}$ des betrachteten Ankers aus dem Beispiel in Bild 5.27 zu:

$$N_{uc,1} = \frac{N_{u,c}(\text{Einzelanker})}{1 + \left(1 - \frac{s_1}{s_{cr,N}}\right)^\alpha \cdot \frac{N_2}{N_1} + \left(1 - \frac{s_2}{s_{cr,N}}\right)^\alpha \cdot \frac{N_3}{N_1}} \quad (5.7)$$

In Gleichung 5.7 wurde bereits berücksichtigt, dass der Anker N_4 im vorliegenden Beispiel keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit von Anker N_1 hat. Weiterhin müssen bei der Bestimmung der Grundtragfähigkeit des Einzelankers die in den Gleichungen (5.3) und (5.4) beschriebenen Einflüsse berücksichtigt werden.

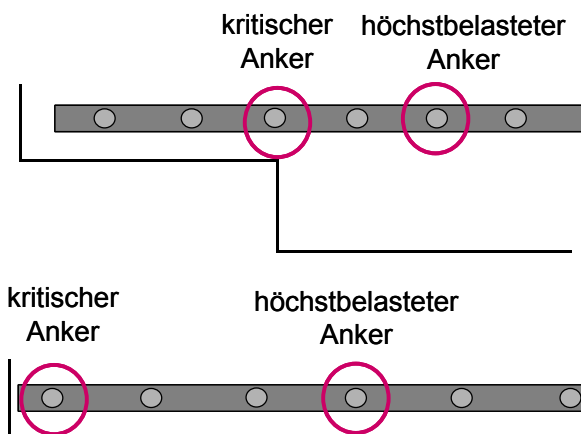
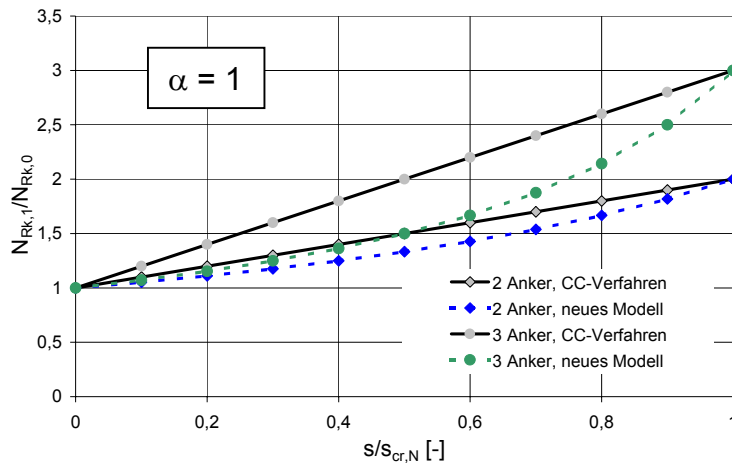
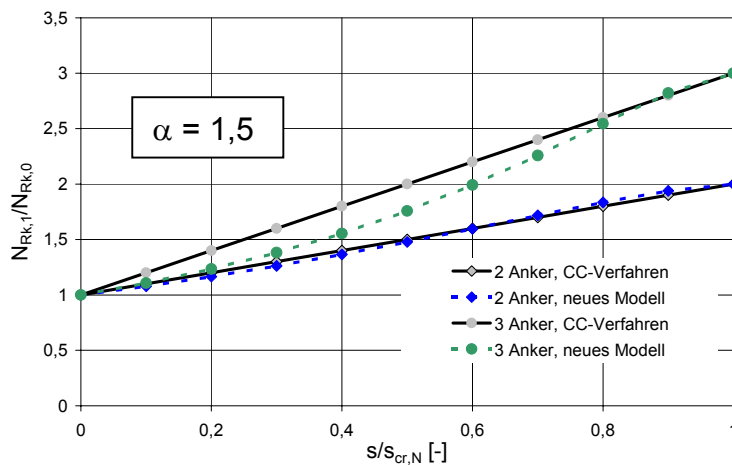


Bild 5.28: Bestimmung des kritischen Ankers einer Ankerschiene

Bei der Bemessung einer Ankerschiene ist außerdem zu berücksichtigen, dass der höchstbelastete Anker nicht der kritische Anker des Systems sein muss (Bild 5.28). Folglich muss die Tragfähigkeit aller kritischen Anker einer Schiene bei der Bemessung überprüft werden.

Eligehausen/Mallée (2000) haben gezeigt, dass das CC-Verfahren die Tragfähigkeit von Kopfbolzengruppen gut beschreibt. Daher werden in den folgenden Diagrammen (Bilder 5.29 und 5.30) die Berechnungsergebnisse nach dem CC-Verfahren und dem neuen Bemessungsvorschlag für Ankerschienen für 2-fach und 3-fach Befestigungen verglichen. Insbesondere verantwortlich für die Ergebnisse, die mit dem Bemessungsvorschlag für Ankerschienen erzielt werden ist der Exponent α (Einfluss des Achsabstandes) in Gleichung 5.6. Der Exponent ist folglich so zu bestimmen, dass für Schienen mit einer gleichmäßigen Ankerbelastung aller Anker, zum CC-Verfahren ähnliche Ergebnisse erzielt werden.

Bild 5.29: Bemessungsmodell Ankerschienen ($\alpha = 1$) im Vergleich zum CC-VerfahrenBild 5.30: Bemessungsmodell Ankerschienen ($\alpha = 1,5$) im Vergleich zum CC-Verfahren

Aus den Bildern 5.29 und 5.30 wird deutlich, dass eine bessere Übereinstimmung zwischen dem neuen Modell und dem CC-Verfahren mit dem Exponenten $\alpha = 1,5$ erzielt werden kann. Die Abweichung zwischen den nach beiden Verfahren berechneten Werten, liegt bei Verwendung des Exponenten $\alpha = 1,5$ bei maximal 13 % (auf der sicheren Seite). Bei Anwendung des Exponenten $\alpha = 1$ wäre die Abweichung mit 25 % deutlich größer. Mit dem Exponenten $\alpha = 1,5$ kann im Vergleich zum CC-Verfahren, der Übergang zwischen sich gegenseitig beeinflussenden Ankern zu Einzelankern gut beschrieben werden. In allen weiteren Bemessungen wird $\alpha = 1,5$ zugrundegelegt.

Wie bereits beschrieben geht bei der Betrachtung des kritischen Ankers in Gleichung 5.6 neben dem Abstand der Nebenanke auch deren Belastung im Vergleich zum betrachteten Anker ein. In Abschnitt 5 werden ausschließlich Ankerschienen mit einem oder 2 Ankern betrachtet, bei denen alle vorhandenen Anker gleich belastet werden. Folglich ist dann bei der Bemessung das Verhältnis $N_i/N_1 = 1$. Unterschiedlich belastete Anker werden ab Abschnitt 6 untersucht.

Um die Tragfähigkeit von Kopfbolzengruppen und Ankerschienen Profil 50/30 mit 2 Anker in der Bauteilfläche zu untersuchen, wurden 8 Finite Element Berechnungen (Tabelle 5.6) durchgeführt. Die Verankerungstiefe betrug $h_{ef} = 85$ mm, die Randabstände wurden zwischen 200 mm und 300 mm variiert. Die gewählten Randabstände liegen gemäß Gleichung 5.2 über dem kritischen Wert $c_{cr} = 186$ mm. Die Belastung wurde über beiden Anker durch Verschiebungen in Schritten von 0,05 mm aufgebracht. Bei den Berechnungen betrug der Schienenüberstand $\bar{u} = 25$ mm.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Anker	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
AK200	Kopfb.	85	2	100	-	250/200/200	300	71,6
AK300	Kopfb.	85	2	100	-	250/300/300	300	72,8
AS200	50/30	85	2	100	25	250/200/200	300	68,6
AS300	50/30	85	2	100	25	250/300/300	300	67,9
BK200	Kopfb.	85	2	300	-	250/200/200	300	111,6
BK300	Kopfb.	85	2	300	-	250/300/300	300	110,4
BS200	50/30	85	2	300	25	250/200/200	300	91,2
BS300	50/30	85	2	300	25	250/300/300	300	90,5

Tabelle 5.6: Zweifach Befestigungen in der Bauteilfläche

Bei allen dargestellten „Rissbildern“ sind die in den Berechnungen ermittelten Dehnungen im Beton in Belastungsrichtung (z-Richtung) bei Höchstlast bzw. bei Überschreiten der Höchstlast im abfallenden Ast der L-V-Kurve dargestellt.

5.3.5.1 Ankerschienen mit Achsabstand $s = 100$ mm (2 Anker)

Mit den FE- Berechnungen werden Unterschiede im Bruchverhalten, im Rissverlauf und in der Traglast zwischen Kopfbolzen- und Ankerschienengruppen, bei einem kleinen Achsabstand von $s = c/h_{ef} = 1,18 = 100$ mm in der Bauteilfläche untersucht. Die Bilder 5.31 und 5.32 zeigen eine Kopfbolzengruppe und die Bilder 5.33 und 5.34 ein Ankerschienenkurzstück mit Profil 50/30 in der Bauteilfläche mit einem Randabstand von $c_2 = c_3 = 200$ mm bei Höchstlast und im Nachbruch. Sowohl bei den Kopfbolzen als auch bei der Ankerschiene ist ein achsensymmetrischer Ausbruchkegel zu erkennen. Bei der Kopfbolzengruppe (Bild 5.31) ist bei der Höchstlast von 71,6 kN deutlich ein Riss vom Bolzenkopf zur Bauteiloberfläche sichtbar. Im Nachbruch (Bild 5.32) flacht der Rissverlauf ab. Die Ankerschiene (Bild 5.33 und Bild 5.34) weist einen sehr ähnlichen Rissverlauf auf.

Zwischen den beiden Anker bildet sich aufgrund des geringen Abstandes kein vollständiger Ausbruchkegel der beiden Einzelanker bis zur Betonoberfläche aus. Die beiden Ausbruchkegel überlagern sich gegenseitig und führen zu horizontalen Rissen zwischen den Anker. Die Überlagerung führt zu einer Traglastminderung der beiden Anker im Vergleich zu 2 gegenseitig unbeeinflussten Einzelankern.

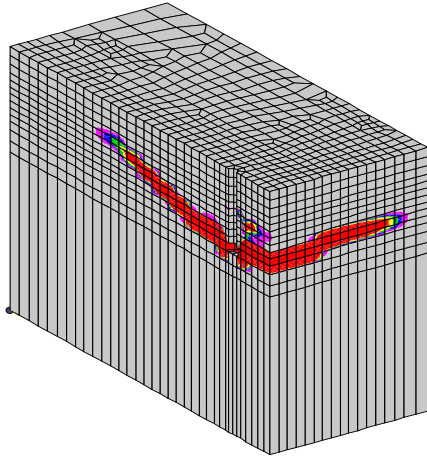


Bild 5.31: Kopfbolzen, $s = 100 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$, bei N_u

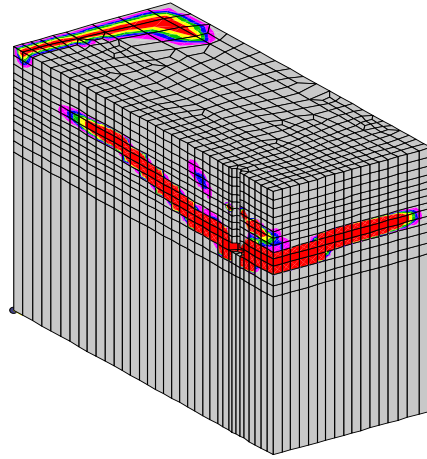


Bild 5.32: Kopfbolzen, $s = 100 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$, Nachbruch

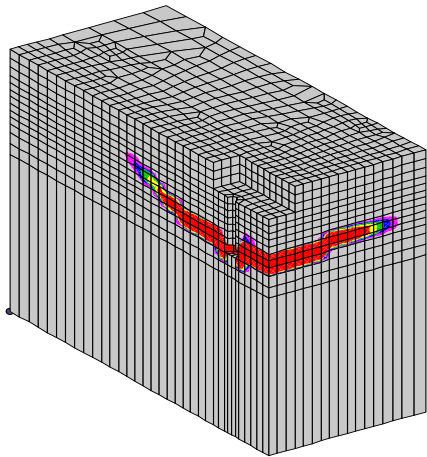
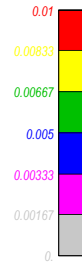


Bild 5.33: Profil 50/30, $s = 100 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$, bei N_u

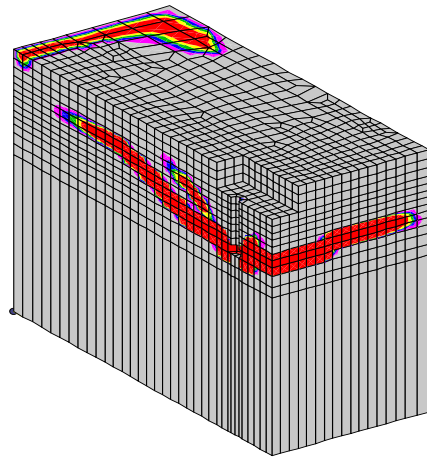
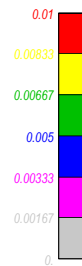


Bild 5.34: Profil 50/30, $s = 100 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 200 \text{ mm}$, Nachbruch



In Bild 5.35 sind die Maximallasten $N_{u,25}$ der 2-fach Befestigungen aufgetragen.

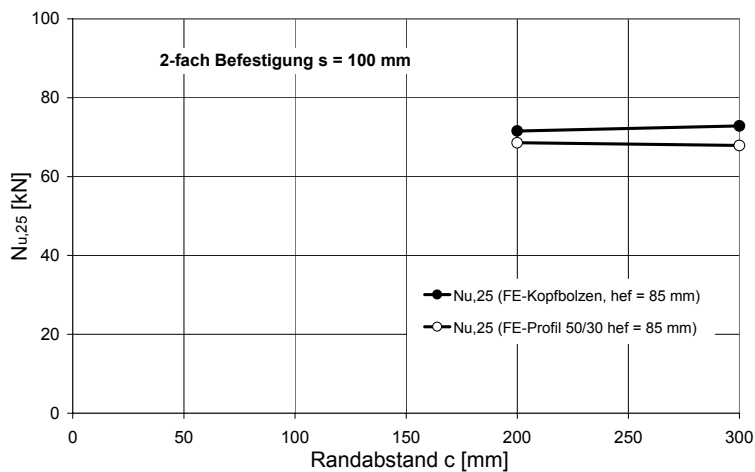


Bild 5.35: Ergebnisse der FE Berechnungen bei Ankerschienen Profil 50/30 und Kopfbolzensgruppen mit $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ und $s = 100 \text{ mm}$

Die Tragfähigkeiten von Ankerschienen liegen etwa 7 % unter den Tragfähigkeiten der Kopfbolzen. Die Differenz von 7 % ab einem Randabstand von $c = 200 \text{ mm} = 2,4 h_{ef}$ entspricht den in Abschnitt 5.3.4 dargestellten Einflüssen von Schienen mit kleinem Schienenüberstand. Der Schienenkörper zwischen den Anker mit kleinem Achsabstand beeinflusst das Tragverhalten der Schiene im Vergleich zum Kopfbolzen nicht so stark wie ein Schienenkörper mit großem Überstand (vgl. 5.3.2), da der Riss zwischen den Anker mit einem Achsabstand von $s/h_{ef} = 1,18$ nahezu horizontal verläuft. Im Vergleich mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen (Bild 5.36) zeigt sich, dass die Traglasten von Ankerschienenkurzstücken mit kleinen Achsabständen in der Bauteilfläche gut beschrieben werden.

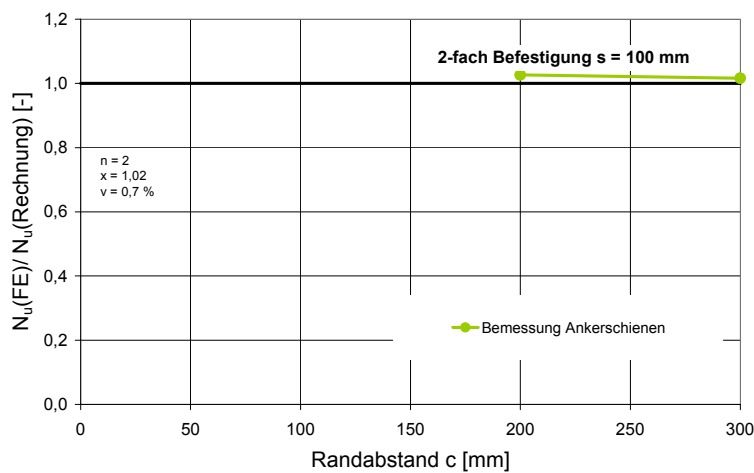


Bild 5.36: Vergleich der in FE Berechnungen ermittelten und berechneten Betonausbruchlast bei Ankerschienen Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ und $s = 100 \text{ mm}$

Gemäß dem Bemessungsmodell für Ankerschienen wird bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ und einem Achsabstand von $1,18 \cdot h_{ef} = 100 \text{ mm}$ angenommen, dass eine $2 \cdot 1 / (1 + (1 - s/s_{cr})^{1,5}) = 1,23$ -fache Traglast einer Einzelbefestigung erreicht werden kann. In Bild 5.37 wird die Tragfähigkeitssteigerung der Ankerschiene gegenüber der Tragfähigkeit einer Schiene mit einem Anker (Tabelle 5.2) dargestellt.

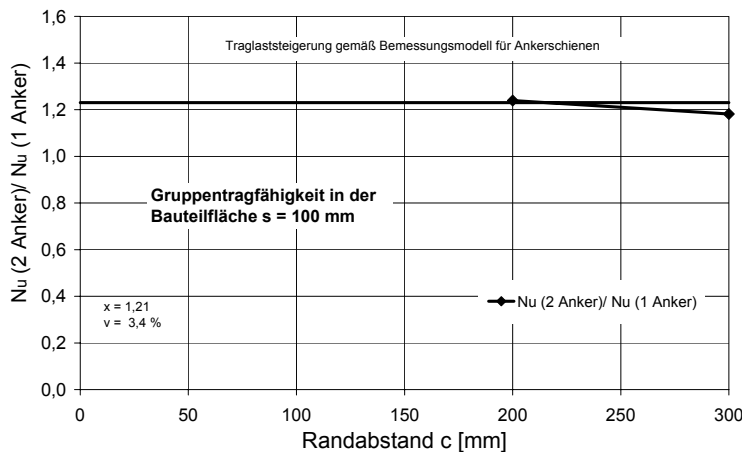


Bild 5.37: Tragfähigkeit der Gruppe im Vergleich zur Schiene mit einem Anker

Es wird festgestellt, dass die Tragfähigkeitssteigerung der Gruppe zum Einzelanker mit 21 % etwa der erwarteten Steigerung entspricht. Gemäß dem CC-Verfahren für Kopfbolzen, wäre bei diesem Achsabstand eine rechnerische Traglaststeigerung von $(s + 3 h_{ef}) / 3 \cdot h_{ef} = 1,39$ gegenüber einer Einzelbefestigung erwartet worden.

5.3.5.2 Ankerschienen mit Achsabstand $s = 300$ mm (2 Anker)

Im folgenden Abschnitt werden die Unterschiede im Tragverhalten zwischen Kopfbolzengruppen und Ankerschienen mit großem Achsabstand am Profil 50/30 von $s = 3,5 h_{ef} = 300$ mm verdeutlicht. Dieser Achsabstand ist so groß, dass gemäß dem CC-Verfahren mit $s_{cr} = 3 h_{ef}$ kein gegenseitiger Einfluß der Einzelanker gegeben wäre. In Abschnitt 5.3.1 wurde allerdings gezeigt, dass bei Ankerschienengruppen mit Achsabstand $s = 3,5 h_{ef}$ und $h_{ef} = 85$ mm eine gegenseitige Beeinflussung zu erwarten ist. Der kleinste Randabstand in der Bauteilfläche bei diesen Untersuchungen beträgt $c_2 = c_3 = 200$ mm und ist somit größer als der in Abschnitt 5.3.1 ermittelte kritische Randabstand für Ankerschienen. Gemäß dem CC-Verfahren wird bereits ab $c_2 = c_3 = 127,5$ mm kein Randeinfluss mehr erwartet. Die Bilder 5.38 und 5.39 zeigen eine der untersuchten Kopfbolzengruppen und die Bilder 5.40 und 5.41 ein Kurzstück mit 2 Anker.

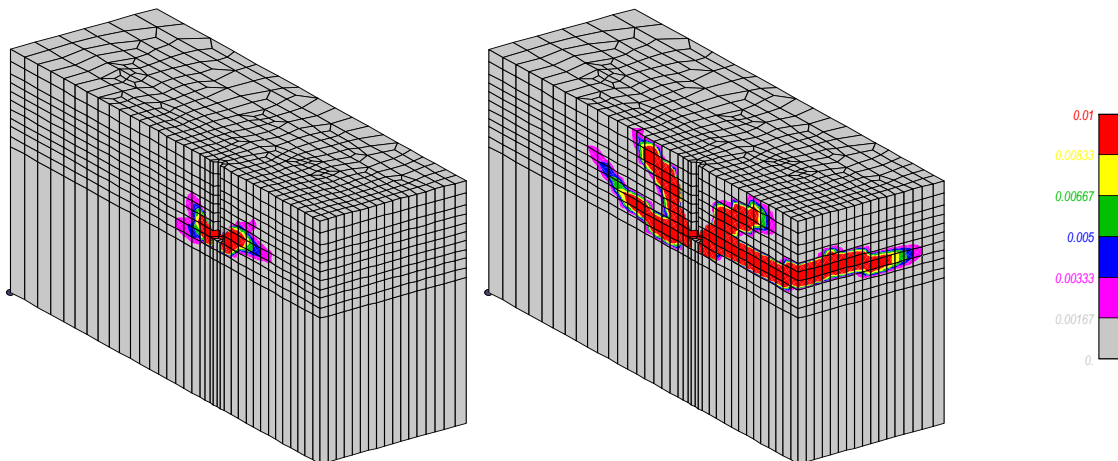


Bild 5.38: Kopfbolzen, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 200$ mm, bei N_u

Bild 5.39: Kopfbolzen, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 200$ mm, Nachbruch

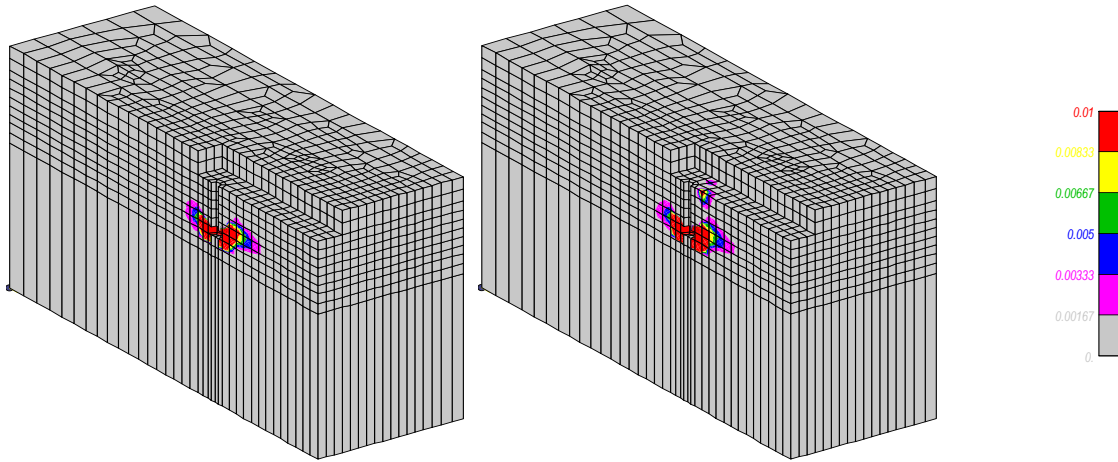


Bild 5.40: Profil 50/30, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 200$ mm, bei N_u

Bild 5.41: Profil 50/30, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 200$ mm, Nachbruch

Bei den Kopfbolzen ist ein symmetrischer Ausbruchkegel mit typischem Rissverlauf für Kopfbolzen zu erkennen. Ein sich horizontal zwischen den Kopfbolzen entwickelnder Riss deutet darauf hin, dass bei dieser Gruppe gegenseitige Beeinflussung der Anker vorliegt. Im Bruchbild der Ankerschiene (Bilder 5.40, 5.41) ist im Vergleich zum Kopfbolzen bei der Höchstlast kein Unterschied feststellbar. Im Nachbruch ist bei der Schiene auf der schienenzugewandten Seite ein wesentlich steilerer Rissverlauf als beim Kopfbolzen zu erkennen. Der Riss verläuft unter einem Winkel von etwa 50° (Bild 5.41) steil in Richtung der Ankerschienenaussparung und deutet die bereits beschriebene Längsrissbildung unter der Schiene an.

In Bild 5.42 sind die Höchstlasten der Gruppenbefestigungen aufgetragen. Die Traglastunterschiede zwischen Schiene und Kopfbolzen betragen bei den untersuchten Randabständen etwa 18 %.

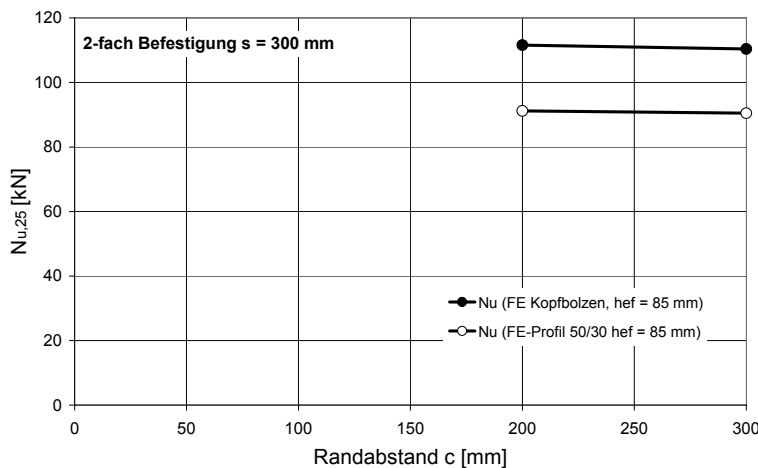


Bild 5.42: Kopfbolzengruppen und Ankerschienen mit $s = 300$ mm

Der große Traglastunterschied zwischen Schiene und Kopfbolzen bei einem Achsabstand von $s = 300$ mm kann dadurch begründet werden, dass der bei Schienen größere kritische Achsabstand bei einem großen Achsabstand, im Vergleich zu den Ergebnissen mit kleinem Achsabstand viel deutlicher zum Ausdruck kommt.

Nach dem CC-Verfahren wird bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm und einem Achsabstand von $3,53 \cdot h_{ef} = 300$ mm eine 2-fache Traglast einer Einzelbefestigung erwartet. Die Ergebnisse der Ankerschiene mit 2 Anker gegenüber der Tragfähigkeit einer Schiene mit einem Anker (Tabelle 5.3) zeigen, dass die Tragfähigkeitssteigerung bei einem Randabstand zwischen 200 mm und 300 mm zwischen 57 % und 66 % beträgt.

Der Vergleich mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen (Bild 5.43) ergibt, dass die Traglasten der Ankerschienen um etwa 9 % unter den berechneten Werten liegen. Diese Abweichung wird als ausreichend genau angesehen.

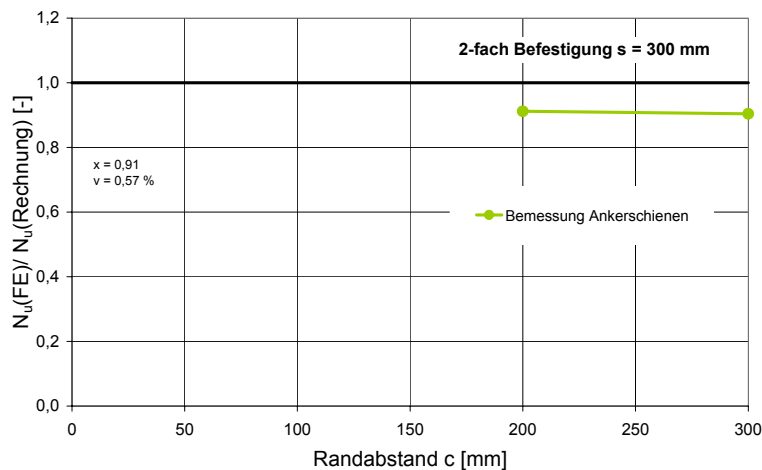


Bild 5.43: Vergleich der in FE-Berechnungen ermittelten und berechneten Betonausbruchlast bei Ankerschienen Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85$ mm und $s = 300$ mm

5.3.6 Zusammenfassung der Ergebnisse in der Bauteilfläche

Zur Untersuchung der Tragfähigkeit von Ankerschienen in der Bauteilfläche war es zunächst notwendig, den kritischen Randabstand von Ankerschienen zu ermitteln. Denn erst ab größeren Randabständen als dem kritischen, können Aussagen zur Grundtragfähigkeit von Schienen getroffen werden. In Anlehnung an Untersuchungen von Zhao (1993) wurden kritische Randabstände $c_{cr,N}$ in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe der Schiene definiert. Hierdurch ergeben sich deutliche Abweichungen bei der Bemessung von Ankerschienen mit dem CC-Verfahren für Kopfbolzen, da in diesem Verfahren ein von der Verankerungstiefe unabhängiger kritischer Randabstand von $c_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$ zugrundegelegt wird.

Im Anschluss haben Untersuchungen mit Ankerschienen in der Bauteilfläche gezeigt, dass die durch den Ankerschienenkörper erzeugte Aussparung im Beton, die Entstehung von Längsrissen unter dem Schienenkörper begünstigt. Die ermittelte Traglastabminderung im Vergleich zu Kopfbolzen folgt durch die Störung des rotationssymmetrischen Ausbruchkegels (nur bei Kopfbolzen vorhandenen) in Folge des Längsrisses. Die reduzierte Tragfähigkeit von Ankerschienen im Vergleich zu Kopfbolzen nimmt allerdings mit ansteigender Verankerungstiefe ab. Bei üblichen Profilabmessungen von maximal $h_{pr}/h_{ef} \leq 0,4$ und $b_{pr}/h_{ef} \leq 0,7$ wurde ab einer Verankerungstiefe von etwa $h_{ef} = 180$ mm kein Schieneneinfluss mehr festgestellt.

Theoretische Untersuchungen mit extrem großen Schienenkörpern zeigten, dass bei einer Verkleinerung des Verhältnisses $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}}$ unter etwa 0,4, mit starken Traglastabnahmen zu rechnen ist, da in Folge der großen Aussparung ein lokales Versagen unter dem Schienenkörper auftritt, das einer Reduktion der Verankerungstiefe um die volle Profilhöhe gleich kommt.

Weiterhin wurde ein Bemessungsansatz vorgestellt, der das Tragverhalten von Ankerschienen beschreibt und eine gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Anker der Schiene berücksichtigt. Das für die Bemessung von Kopfbolzen bekannte CC-Verfahren konnte für Schienen nicht übertragen werden, da in diesem Verfahren bei symmetrischen Laststellungen davon ausgegangen wird, dass alle Anker einer Gruppe (unabhängig von der Anzahl) gleichmäßig beansprucht werden. Bei Ankerschienen kann allerdings nicht davon ausgegangen werden, dass eine gleichmäßige Lastverteilung über alle Anker gegeben ist.

Ergebnisse von Ankerschienenkurzstücken mit 2 Ankern zeigen bei kleinen Achsabständen von $s = 100$ mm, ein den Kopfbolzengruppen sehr ähnliches Tragverhalten in der Bauteilfläche, da der Rissverlauf zwischen den Ankern horizontal und somit unter der Schiene verläuft. Kurzstücke mit großen Achsabständen von $s = 300$ mm weisen eine gegenüber Kopfbolzen um etwa 18 % reduzierte Tragfähigkeit auf. Dies ist eine Folge der bei Schienen vergrößerten kritischen Achsabstände von hier $s_{\text{cr,N}} = 4,37 h_{\text{ef}}$ bei $h_{\text{ef}} = 85$ mm.

5.4 Ankerschienen am Bauteilrand

In den Abschnitten 5.1 bis 5.3 wurde das Tragverhalten von Ankerschienen ohne Beeinflussung von Bauteilrändern beschrieben. Der traglastmindernde Einfluss von Bauteilrändern auf das Tragverhalten von Kopfbolzen wurde in Abschnitt 3 beschrieben. In den folgenden Abschnitten wird untersucht, ob die Annahmen des CC-Verfahrens im Hinblick auf den Randeinfluss auf Ankerschienen übertragen werden können. Insbesondere, ob auch bei Ankerschienen entsprechend dem CC-Verfahren die positive Tragwirkung von unsymmetrischen Rändern berücksichtigt werden kann.

Bei der Untersuchung der Tragfähigkeit von Ankerschienen am Bauteilrand werden zunächst Ankerschienen in Bauteilen mit 2 schienenparallelen Rändern untersucht.

5.4.1 Ankerschienen in Bauteilen mit zwei Rändern

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Ankerschienen in schmalen Bauteilen, wurden Berechnungen mit Profil 50/30 und $h_{\text{ef}} = 85$ mm mit 4 verschiedenen Randabständen durchgeführt (Tabelle 5.7). Die Randabstände wurden zwischen 40 mm und 100 mm variiert. Die Ankerschienen haben einen Schienenüberstand von $\bar{u} = 250$ mm. Weiterhin wurden 2 Vergleichsrechnungen mit Kopfbolzen $h_{\text{ef}} = 85$ mm mit den Randabständen $c_2 = c_3 = 75$ und 100 mm durchgeführt. Die Ausbildung der Kopfform der Anker der Ankerschienen und der Kopfbolzen waren identisch.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Art der Abstützung	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
Y1	50/30	85	1	Unterseite	250	250/40/40	300	20,8
23	50/30	85	1	Oberfläche	250	250/50/50	300	23,4
24	50/30	85	1	Oberfläche	250	250/75/75	300	31,4
25	50/30	85	1	Oberfläche	250	250/100/100	300	39,4
30	Kopfb.	85	1	Oberfläche	-	250/75/75	300	43,2
31	Kopfb.	85	1	Oberfläche	-	250/100/100	300	51,1

Tabelle 5.7: Profil 50/30 in schmalen Bauteilen (2 Ränder)

In Abschnitt 5.3.1 wurde gezeigt, dass der kritische Randabstand bei Ankerschienen mit $h_{ef} = 85$ mm mit $c_{cr,N} = 2,19 h_{ef}$ größer als der im CC-Verfahren angenommene Wert von $c_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$ ist. Da die Elementierung der Modelle in Abschnitt 5.3.1 und 5.4.1 bis auf den Randabstand identisch ist, wurden in den Auswertungen des folgenden Abschnitts auch die in der Bauteilfläche ermittelten Ergebnisse mit eingetragen. Die Berechnung 23 stellt mit $c_2 = c_3 = 50$ mm den kleinsten berechneten Randabstand und somit die Ausgangsberechnung für Ankerschienen mit doppeltem Randeinfluss dar. Der Randabstand parallel zur Schiene wurde bei allen im Folgenden beschriebenen Berechnungen $c_1 = 250$ mm gewählt. Die in den Bildern 5.44 und 5.45 dargestellten Bruchbilder weisen horizontale Risse auf und deuten erwartungsgemäß auf einen starken Randeinfluss bei Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm und Randabstand $c = 50$ mm hin.

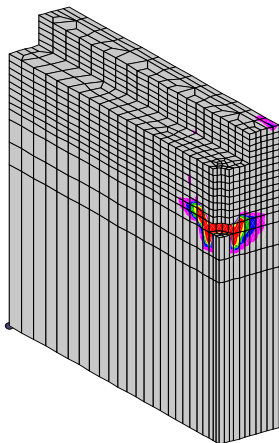


Bild 5.44: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 50$ mm bei N_u

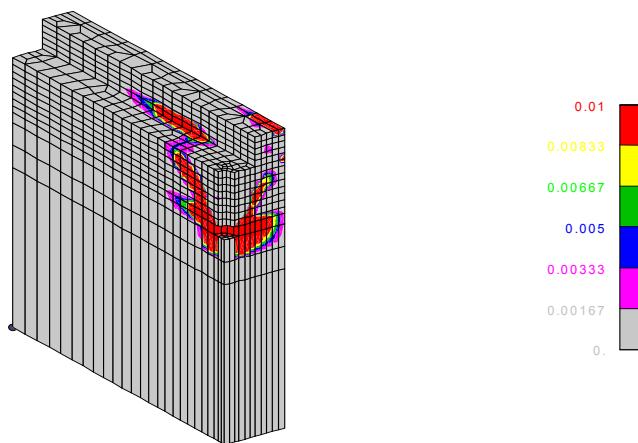


Bild 5.45: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 50$ mm im Nachbruch

Der Riss trifft nur wenige Millimeter über dem Ankerkopf auf die Seitenfläche des Betonkörpers auf. Im Nachbruch zeigt sich in Schienenlängsrichtung ein ausgeprägter Riss in Längsrichtung des Schienenkörpers.

Der Vergleich der Rissentwicklung bei Kopfbolzen zeigt bei einem Randabstand von $c_2 = c_3 = 75$ mm (Bild 5.46) einen grundsätzlich steileren Rissverlauf in Richtung der freien Randflächen, als bei einer Ankerschiene mit entsprechendem Randabstand (Bild 5.47). Weiterhin ist zu erkennen, dass beim Kopfbolzen im Vergleich zur Ankerschiene der Rissverlauf deutlich symmetrischer vom Bolzenkopf aus verläuft. Bei der

Schiene verläuft der Riss senkrecht zur Schiene in Richtung des freien Randes, allerdings wie beschrieben flacher als beim Kopfbolzen. In Richtung des Schienenkörpers verläuft der Riss steil zur Aussparung des Schienenkörpers. Die unterschiedliche Rissentwicklung führt bei einem Randabstand von 75 mm zu Traglastunterschieden zwischen Ankerschienen und Kopfbolzen von etwa 27 %.

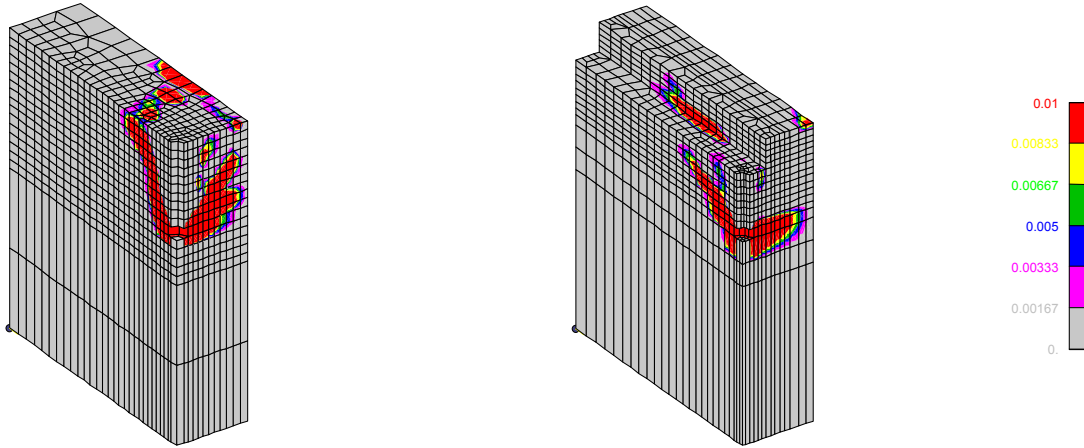


Bild 5.46: Kopfbolzen $c_2 = c_3 = 75$ mm im Nachbruch

Bild 5.47: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 75$ mm im Nachbruch

Bei einer Vergrößerung des Randabstandes auf $c_2 = c_3 = 100$ mm zeigt sich zunächst, gleich wie bei Randabstand 75 mm, beim Kopfbolzen eine vom Bolzenkopf ausgehende relativ symmetrische Rissausbildung (Bild 5.48). Bei der Schiene ist die Rissausbildung bereits ab dem Ankerkopf unsymmetrisch (Bild 5.49). Ebenfalls ist wieder eine Rissbildung in Längsrichtung der Schiene zu erkennen. Im Nachbruchverhalten lässt sich beim untersuchten Kopfbolzen deutlich der Einfluss des Bauteilrandes in Form von horizontalen Rissen zum Rand hin erkennen. Die dargestellten Einflüsse führen bei einem Randabstand von 100 mm zu Traglastunterschieden von etwa 23 %.

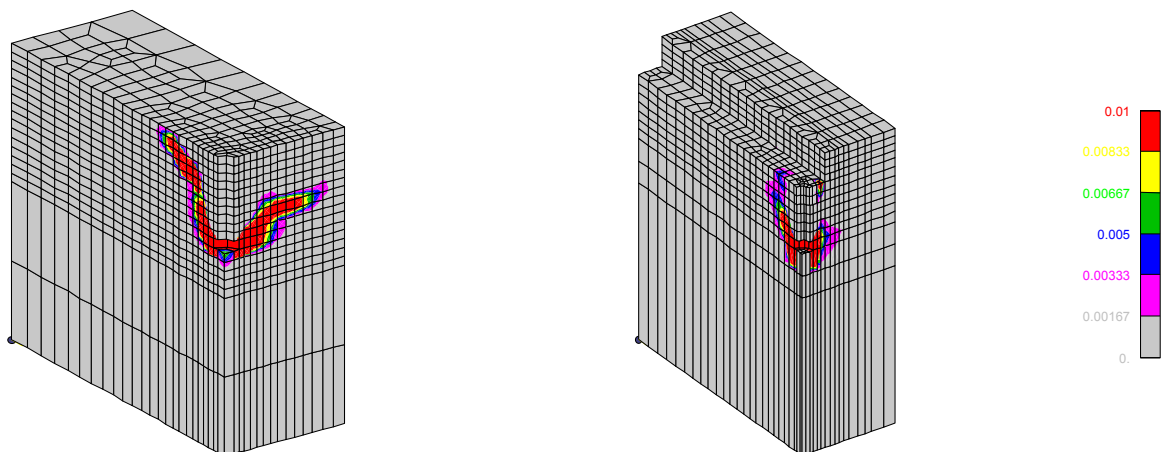


Bild 5.48: Kopfbolzen $c_2 = c_3 = 100$ mm im Nachbruch

Bild 5.49: Profil 50/30 $c_2 = c_3 = 100$ mm im Nachbruch

In Bild 5.50 ist der Traglastunterschied zwischen Ankerschienen und Kopfbolzen dargestellt.

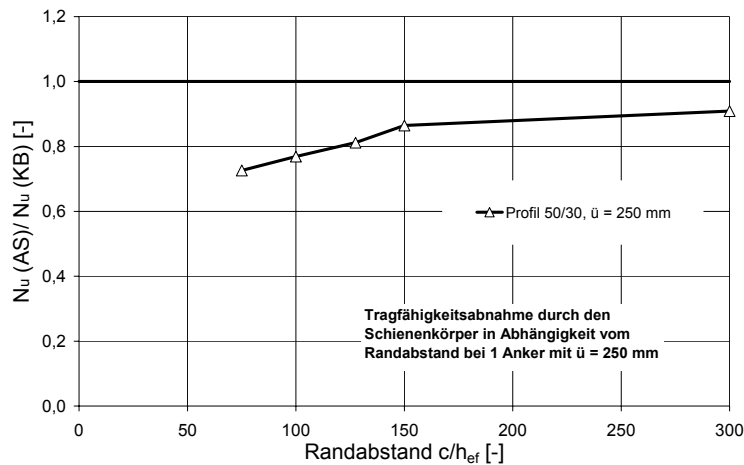


Bild 5.50: Traglastunterschied zwischen Kopfbolzen und Ankerschienen (1 Anker)

Aus Bild 5.50 kann abgeleitet werden, dass tendenziell am Bauteilrand ein deutlich stärkerer Schieneneinfluss vorliegt als in der Bauteilfläche. Dies führt am Bauteilrand zu einer geringeren Tragfähigkeit der Schienen als im Vergleich zu Kopfbolzen. Die Ergebnisse können damit begründet werden, dass durch die extreme Schwächung des Betonquerschnittes infolge des Schienenkörpers, in Verbindung mit der Längsrisssbildung, der rotationssymmetrische Spannungszustand am Bauteilrand so stark gestört wird, dass die Tragfähigkeit der Schiene in der beschriebenen Größenordnung abnimmt.

In Bild 5.51 werden die ermittelten Tragfähigkeiten der Ankerschienen und der Kopfbolzen mit den nach dem CC-Verfahren ermittelten Werten verglichen.

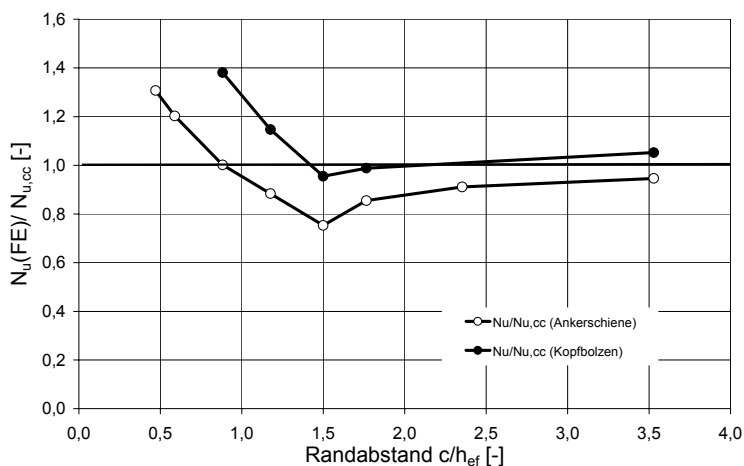


Bild 5.51: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen ermittelten Werten

Die Bruchlasten der Kopfbolzen zeigen für Randabstände $> 1,75 h_{ef}$ eine gute Übereinstimmung mit dem CC-Verfahren. Zwischen $1,3 h_{ef} \leq c \leq 1,75 h_{ef}$ wird die Tragfähigkeit um etwa 4,5 % überschätzt. Bei Randabständen $< 1,3 h_{ef}$ werden die Traglasten der Kopfbolzen mit dem CC-Verfahren unterschätzt.

Im Vergleich hierzu, zeigt sich bei Ankerschienen nur bei $c/h_{ef} = 0,9$ eine gute Übereinstimmung mit dem CC-Verfahren. Im Bereich über 0,9 wird die Tragfähigkeit mit dem CC-Verfahren deutlich überschätzt, im Bereich darunter unterschätzt. Die geringeren Tragfähigkeiten der Schienen am Bauteilrand sind auf die im Vergleich zum CC-Verfahren unterschiedlichen kritischen Randabstände zurückzuführen. Dies bedeutet, dass bei Ankerschienen zum Erreichen der vollen Tragfähigkeit ein größerer Randabstand als bei Kopfbolzen erforderlich ist.

In Bild 5.52 sind die Bruchlasten der Ankerschienen und die Bruchlasten der Kopfbolzen eingetragen. Weiterhin sind die nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen (vgl. Abschnitt 3.2.3.3) und die nach dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen ermittelten Werte eingetragen. Im Bemessungsverfahren für Ankerschienen nach Gleichung (5.6) wird die Bestimmung der Einzelankertragfähigkeit in Anlehnung am CC-Verfahren vorgenommen. Die am CC-Verfahren vorgeschlagenen Modifikationen basieren auf folgenden Annahmen:

Zunächst werden die in Abschnitt 5.3.1 ermittelten und an Zhao angelehnten kritischen Randabstände berücksichtigt. Bei Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85$ mm beträgt der kritische Randabstand $c_{cr,N} = 2,19 h_{ef}$. Weiterhin wird der in Gleichung (5.4) für Ankerschienen ermittelte Vorfaktor von $k = 13,9$ beim vorliegenden Profil zur Ermittlung der Tragfähigkeit eingesetzt.

Weiterhin ist beim CC-Verfahren ein Randfaktor von $\psi_s = 0,7 + 0,3 \cdot (c/1,5h_{ef})$ zu berücksichtigen. Dieser Faktor berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes durch den Rand und führt zu einer Verminderung der Bruchlast. In Bild 5.52 wird die unterproportionale Lastzunahme beim CC-Verfahren für Kopfbolzen verdeutlicht.

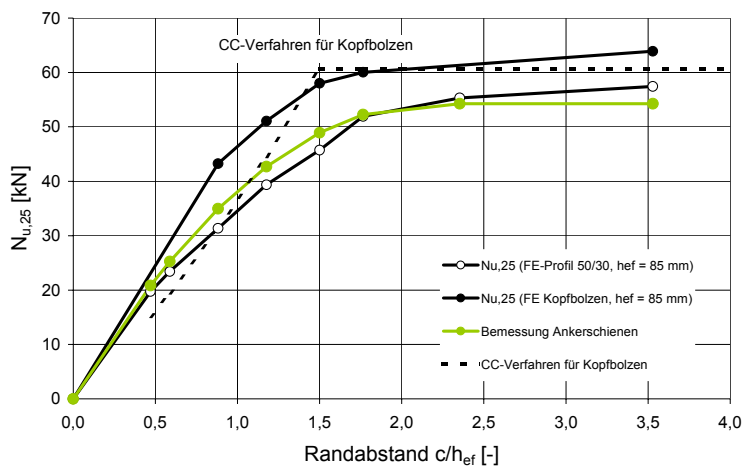


Bild 5.52: Numerische Ergebnisse: Betonausbruchlast in Abhängigkeit vom Randabstand

Allerdings wurde in den vorliegenden Untersuchungen weder bei Kopfbolzen noch bei Ankerschienen eine unterproportionale Lastzunahme am Rand, sondern eine überproportionale Lastzunahme festgestellt. Daher wird vorgeschlagen, den Rand Einfluss bei Ankerschienen nach Gleichung (5.8) mit dem Faktor α_e zu berücksichtigen.

$$\alpha_e = \frac{c}{c_{cr,N}} \cdot \left(2 - \frac{c}{c_{cr,N}} \right) \quad (5.8)$$

In Bild 5.53 sind die Abweichungen zwischen den in den FE- Rechnungen und den rechnerisch ermittelten Traglasten über c/h_{ef} aufgetragen. Es wird deutlich, dass mit dem Bemessungsverfahren Ankerschienen die in den FE Berechnungen ermittelten Werte gut beschrieben werden.

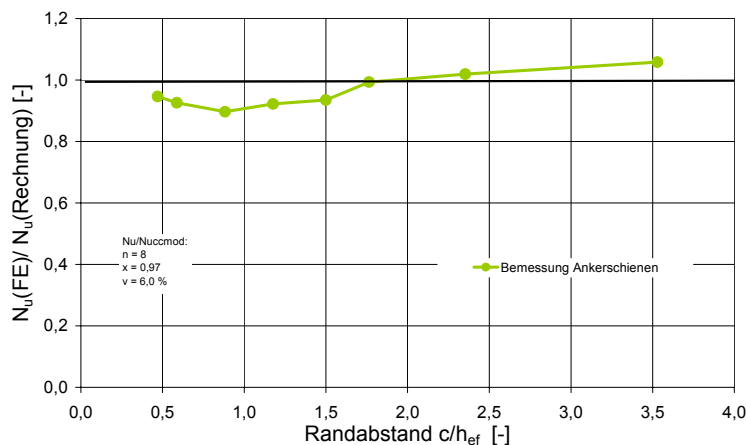


Bild 5.53: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit Werten nach dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen

Ziel der weiteren Untersuchungen ist nun zu prüfen, ob es bei Ankerschienen ebenfalls wie im CC-Verfahren möglich ist, bei unsymmetrischen Rändern $c_2 \neq c_3$ im Vergleich zu symmetrischen Rändern eine Traglaststeigerung zu erzielen.

5.4.2 Ankerschienen in Bauteilen mit einem Rand

Das CC-Verfahren geht davon aus, dass Kopfbolzen mit nur einseitigem Randeinfluss $c_2 > c_3$ mehr tragen, als bei zweiseitigem Randeinfluss mit $c_2 = c_3$, wie er z.B. in schmalen Bauteilen vorliegt. Im CC-Verfahren wird die Traglaststeigerung im Wert $A_{c,N}$ berücksichtigt, bei dem beide Ränder $c_2 + c_3$ gemittelt werden. Bei einem Profil 50/30 mit Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm, Randabstand $c_2 = 75$ mm und kritischem Randabstand $c_{cr,N} = 2,19 h_{ef} = 186$ mm ergibt sich dadurch ein Verhältnis der Traglasten von $(c_2 + c_3) / (c_2 + c_{cr,N}) = 0,57$.

Zur Untersuchung der Fragestellung, ob der im CC-Verfahren verfolgte Ansatz auch bei Ankerschienen gilt, wurden Berechnungen mit Ankerschienen mit einem Anker in Bauteilen mit einem Rand (Randabstand $c_2 = 75$ mm, $c_3 > c_{cr,N}$) durchgeführt. Dabei wurde der Schienenüberstand zwischen $\bar{u} = 50$ und 225 mm variiert. Zum Vergleich wurde eine Berechnung mit einem Kopfbolzen durchgeführt. Bei allen Berechnungen wurden die letzten Knoten vor dem Bauteilrand auf der Bauteiloberfläche in z Koordinatenrichtungen festgehalten, d.h. der Abstützabstand betrug parallel zur Schiene 225 mm $\cong 2,6 h_{ef}$ und senkrecht zur Schiene 375 mm $\cong 4,4 h_{ef}$. Der vierte Rand war frei. Die Parameter der Berechnung sind in Tabelle 5.8 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (C_1, C_2, C_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
1	Kopfb.	85	1	-	0	75/225/225	300	49,3
2	50/30	85	1	-	50	75/225/225	300	42,0
3	50/30	85	1	-	225	75/225/225	300	36,2

Tabelle 5.8: Parameter der Berechnungen

Zur Klärung, ob durch den Schienenkörper der Rissverlauf im Beton im Vergleich zu Kopfbolzen verändert wird und hierdurch ggf. der Rand mit dem geringsten Abstand maßgebend wird, werden die Bruchfiguren der Simulationen ausgewertet.

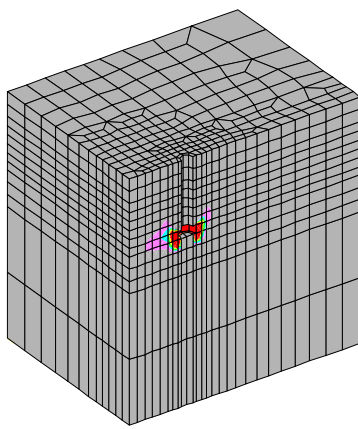


Bild 5.54: Kopfbolzen bei N_u

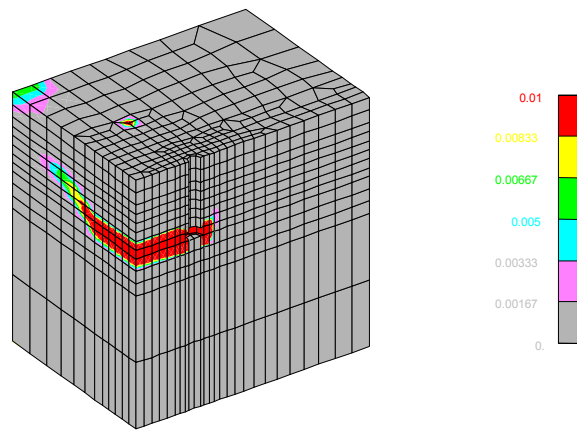


Bild 5.55: Kopfbolzen im Nachbruch

Der Rissverlauf zeigt beim Kopfbolzen (Bilder 5.54, 5.55) einen ähnlichen Rissverlauf auf der freien Randfläche in Richtung der Abstützung, wie bei einer Ankerschiene mit großem Schienenüberstand (Bilder 5.56, 5.57). Bei allen drei untersuchten Befestigungsmitteln trifft der Riss etwa in Höhe der Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm auf die Stirnfläche der Betonplatte.

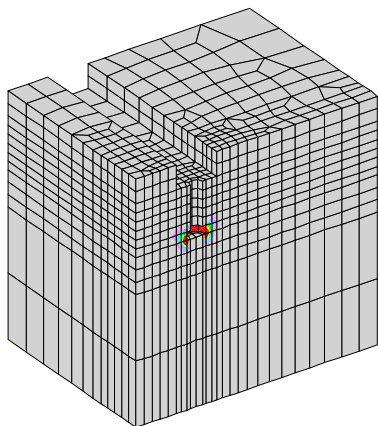


Bild 5.56: Ankerschiene bei N_u

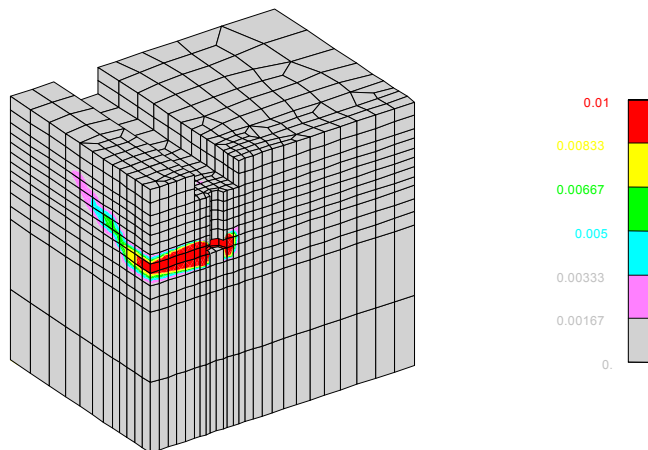


Bild 5.57: Ankerschiene im Nachbruch

Der Vergleich der Lastverschiebungskurven (Bild 5.58) macht deutlich, dass bei Ankerschienen am Bauteilrand die Verschiebung bis zum Bruch im Vergleich zu Kopfbolzen deutlich abnimmt. Dies wird darauf zurückgeführt, dass bei der Schiene infolge der Längsrisssbildung die Betonfläche auf der dem Rand abgewandten Seite nur im gleichen Maß wie auf der dem Rand zugewandten Seite aktiviert werden kann.

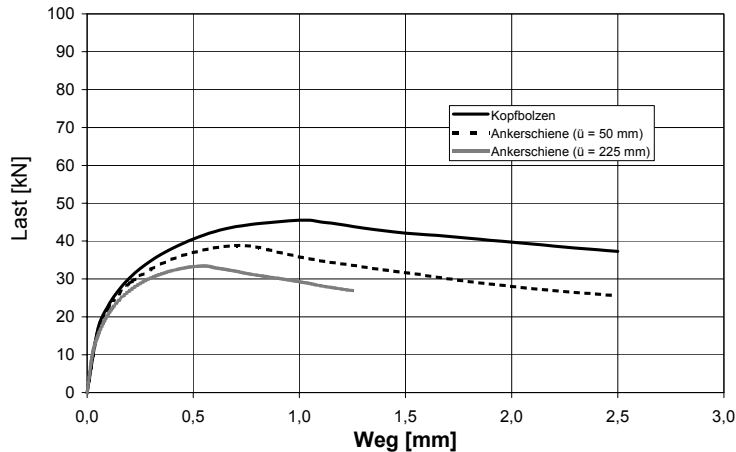


Bild 5.58: Lastverschiebungskurven

In Bild 5.59 ist die Betonbruchlast der Ankerschienen und des Kopfbolzens im Verhältnis zur Versagenslast nach dem CC-Verfahren über den Schienenüberstand \bar{u} aufgetragen. Der Kopfbolzen wird mit dem Schienenüberstand $\bar{u} = 0$ mm beschrieben. Es kann ein Traglastunterschied zwischen Kopfbolzen und Ankerschienen am Bauteilrand in Abhängigkeit von der Schienenlänge beobachtet werden.

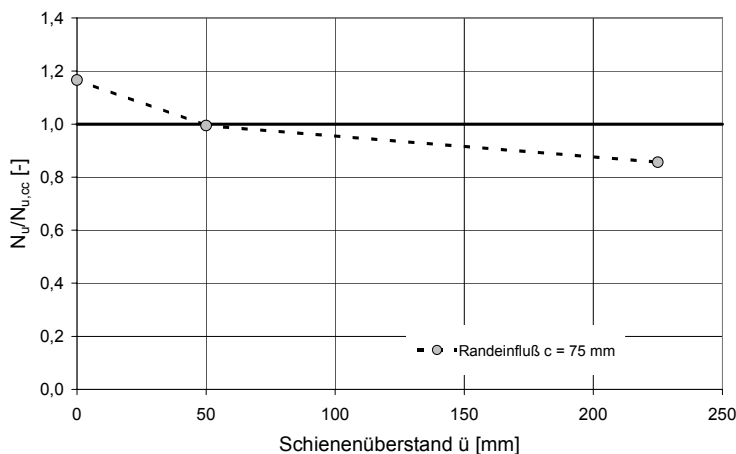


Bild 5.59: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit Werten nach dem CC-Verfahren, $c = 75$ mm

Die Bilder 5.58 und 5.59 zeigen eine Tragfähigkeitsabnahme von Ankerschienen mit großem Schienenüberstand am Bauteilrand von etwa 27 % gegenüber Kopfbolzen am Bauteilrand. Der Vergleich der Ergebnisse von Ankerschienen mit einseitigem und zweiseitigem Randeinfluss zeigen, dass bei Ankerschienen (Tabelle 5.7 und 5.8) nur ein Unterschied von etwa 0,88 vorhanden ist. In der Realität wird sogar ein noch

geringerer Unterschied erwartet, da die Ergebnisse aus Tabelle 5.8 durch eine größere Modellierung als bei den Ergebnissen aus Tabelle 5.7 möglicherweise um 5 % bis 10 % höhere Werte erzielen (vgl. Abschnitt 5.3.2). Da die Berücksichtigung des Randeinflusses gemäß dem CC-Verfahren für Ankerschienen auf der unsicheren Seite liegt, wird es als sinnvoll erachtet, auf die im CC-Verfahren mögliche Traglaststeigerung bei nur einseitigem Randeinfluss, im Vergleich zu zweiseitigem Randeinfluss, bei Ankerschienen zu verzichten (Bild 5.60).

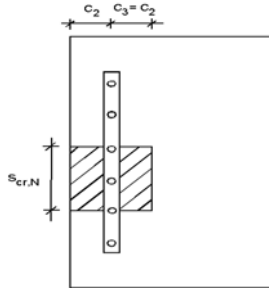


Bild 5.60: Projizierte aktivierbare Ausbruchfläche eines Ankers einer Ankerschiene am Bauteilrand

Ergänzend wird darauf hingewiesen, dass auch bei den untersuchten Kopfbolzenverankerungen der nach dem CC-Verfahren erwartete Traglastunterschied von 25 % mit 14 % in der Berechnung deutlich unterschritten wurde.

5.4.3 Ankerschienen mit 2 Anker in Bauteilen mit zwei Rändern

Um den Randeinfluss bei Kopfbolzengruppen und Ankerschienen Profil 50/30 $h_{ef} = 85$ mm mit 2 Anker zu untersuchen, wurden 16 Finite Element Berechnungen (Tabelle 5.9) durchgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Ankern	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
AK75	Kopfb.	85	2	100	-	250/75/75	300	53,8
AK100	Kopfb.	85	2	100	-	250/100/100	300	65,0
AK127,5	Kopfb.	85	2	100	-	250/127,5/127,5	300	67,8
AK150	Kopfb.	85	2	100	-	250/150/150	300	66,9
AS75	50/30	85	2	100	25	250/75/75	300	44,8
AS100	50/30	85	2	100	25	250/100/100	300	55,8
AS127,5	50/30	85	2	100	25	250/127,5/127,5	300	60,3
AS150	50/30	85	2	100	25	250/150/150	300	61,1
BK75	Kopfb.	85	2	300	-	250/75/75	300	80,9
BK100	Kopfb.	85	2	300	-	250/100/100	300	96,0
BK127,5	Kopfb.	85	2	300	-	250/127,5/127,5	300	104,00
BK150	Kopfb.	85	2	300	-	250/150/150	300	102,8
BS75	50/30	85	2	300	25	250/75/75	300	66,3
BS100	50/30	85	2	300	25	250/100/100	300	80,9
BS127,5	50/30	85	2	300	25	250/127,5/127,5	300	85,3
BS150	50/30	85	2	300	25	250/150/150	300	86,2

Tabelle 5.9: Berechnungen mit 2-fach Befestigungen

Die Randabstände betragen zwischen 75 mm und 150 mm. Da die Elementierung der Modelle in Abschnitt 5.3.5 und 5.4.3 bis auf den Randabstand identisch ist, wurden in den Auswertungen dieses Abschnitts die in der Bauteilfläche mit $c \geq 150$ mm ermittelten Ergebnisse zur Ergänzung eingetragen.

5.4.3.1 Ankerschienen mit Achsabstand $s = 100$ mm

Mit diesen Finite- Element- Berechnungen soll geklärt werden, wie sich das Bruchverhalten, der Rissverlauf und die Traglast zwischen Kopfbolzen- und Ankerschienenengruppen bei einem Achsabstand von $s = 100$ mm und verschiedenen Randabständen ändert. Die Bilder 5.61 und 5.62 zeigen die Kopfbolzenengruppe und die Bilder 5.63 und 5.64 das Ankerschienenkurzstück mit dem kleinsten untersuchten Randabstand $c_2 = c_3 = 75$ mm bei Höchstlast und im Nachbruch.

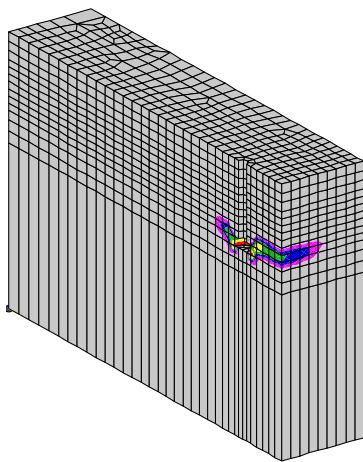


Bild 5.61: Kopfbolzen, $s = 100$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, bei N_u

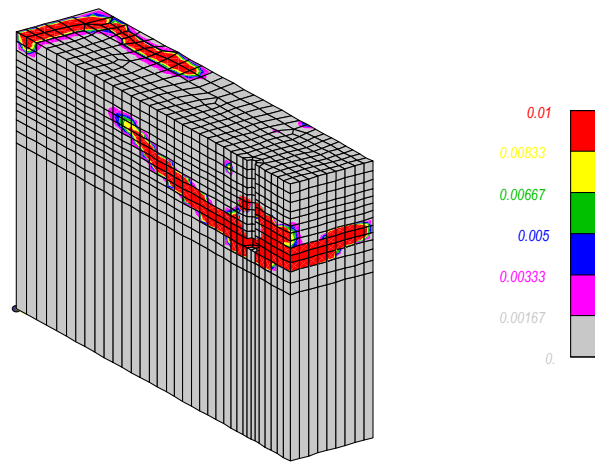


Bild 5.62: Kopfbolzen, $s = 100$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, Nachbruch

Die Kopfbolzenengruppe zeigt bei der Höchstlast von 58.5 kN einen deutlichen Rissan-
satz am Bolzenkopf (Bild 5.61). Im Nachbruch (Bild 5.62) ist ein Rissverlauf unter
einem Winkel von etwa 25° zur Bauteiloberfläche zu erkennen, wobei der Rissverlauf
flach beginnt und ab etwa 100 mm Entfernung vom Anker steiler wird.

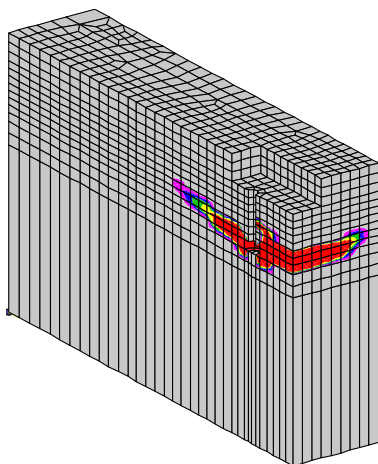


Bild 5.63: Profil 50/30, $s = 100$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, bei N_u

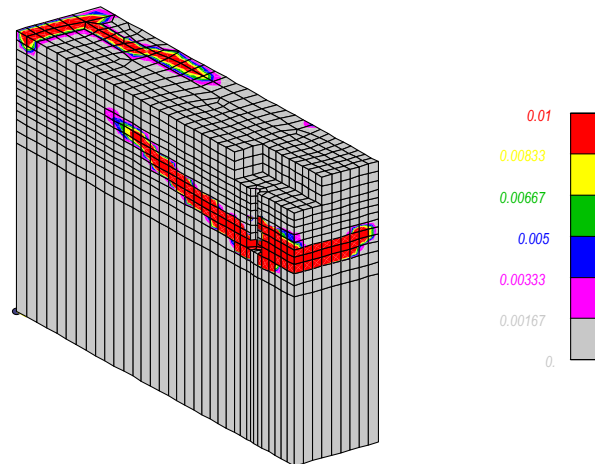


Bild 5.64: Profil 50/30, $s = 100$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, Nachbruch

Die Ankerschiene (Bild 5.63 und Bild 5.64) weist einen gleichmäßigeren Rissverlauf unter etwa dem gleichen Winkel auf. Zwischen den zwei Ankerbolzen bildet sich aufgrund des geringen Achsabstandes von $s = 100 \text{ mm}$ ein gemeinsamer Ausbruchkegel aus. In Bild 5.65 sind die Maximallasten $N_{u,25}$ der 2-fach Befestigungen und die Ergebnisse nach dem Bemessungsverfahren aufgetragen.

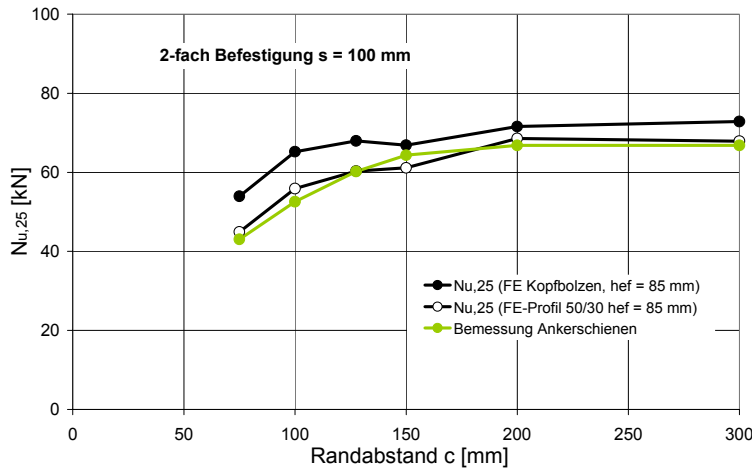


Bild 5.65: Höchstlasten der Ankerschienen und Kopfbolzengruppen mit $s = 100 \text{ mm}$

Der Vergleich mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen (Bilder 5.65, 5.66) zeigt, dass die Traglasten von Ankerschienen mit kleinen Rand- und Achsabständen gut erfasst werden.

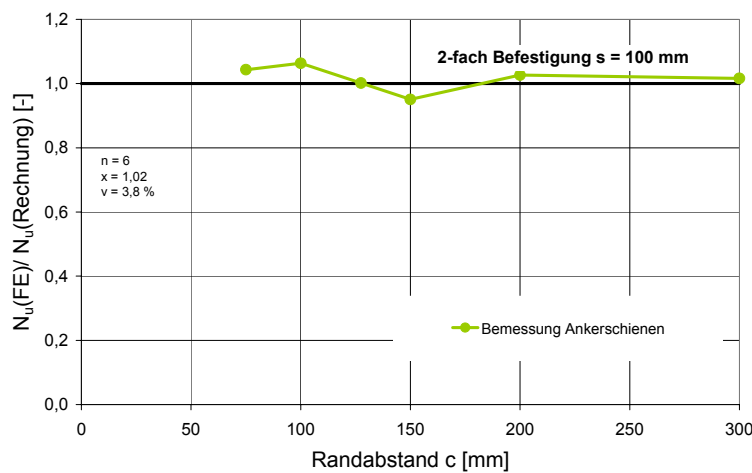


Bild 5.66: Vergleich der in FE Berechnungen ermittelten und berechneten Betonausbruchlast bei Ankerschienen Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ und $s = 100 \text{ mm}$

Bild 5.66 zeigt, dass der Bemessungsansatz die Tragfähigkeit der Kurzstücke, mit kritischem Randabstand $c_{cr,N} = 2,19 h_{ef}$ und dem Vorfaktor 13,9 treffend beschreibt.

5.4.3.2 Ankerschienen mit Achsabstand $s = 300$ mm

Im folgenden Abschnitt sollen die Unterschiede im Tragverhalten zwischen Kopfbolzengruppen und Ankerschienen mit einem Achsabstand von $s = 3,5 h_{ef} = 300$ mm am Bauteilrand untersucht werden. Dieser Achsabstand ist so groß, dass gemäß dem CC-Verfahren mit $s_{cr} = 3 h_{ef}$ kein gegenseitiger Einfluss der Einzelanker gegeben ist. Wie bereits beschrieben, ist allerdings bei Ankerschienen eine gegenseitige Beeinflussung zu erwarten.

Der kleinste Randabstand bei diesen Untersuchungen beträgt $c_2 = c_3 = 75$ mm. Die Bilder 5.67 und 5.68 zeigen die Kopfbolzengruppe und die Bilder 5.69 und 5.70 die Ankerschiene mit 2 Ankern.

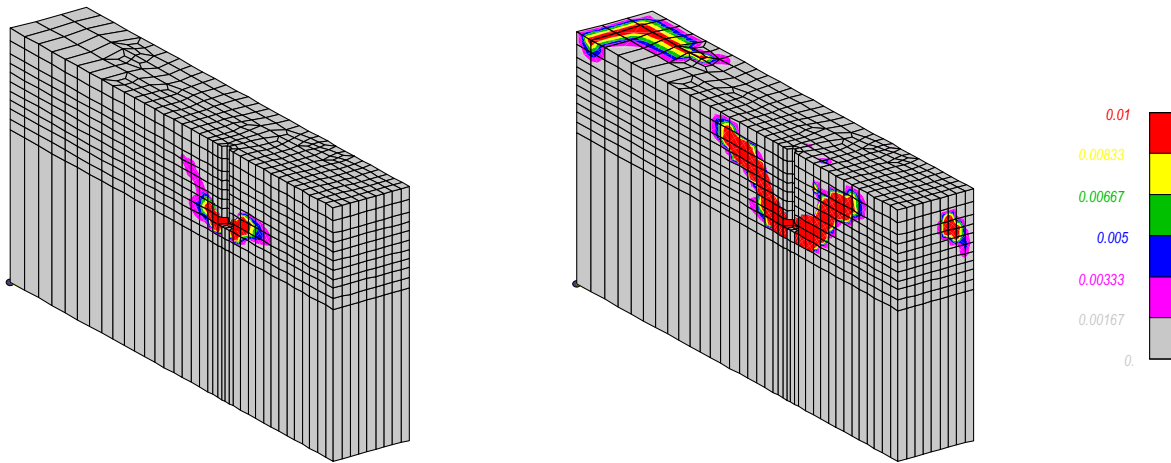


Bild 5.67: Kopfbolzen, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, bei N_u

Bild 5.68: Kopfbolzen, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, Nachbruch

Beim Kopfbolzen ist ein symmetrischer Ausbruchkegel zu erkennen. Dieser Ausbruchkegel hat einen typischen Rissverlauf für einen Kopfbolzen. In y-Richtung verläuft der Riss mit geringer Neigung zum freien Rand.

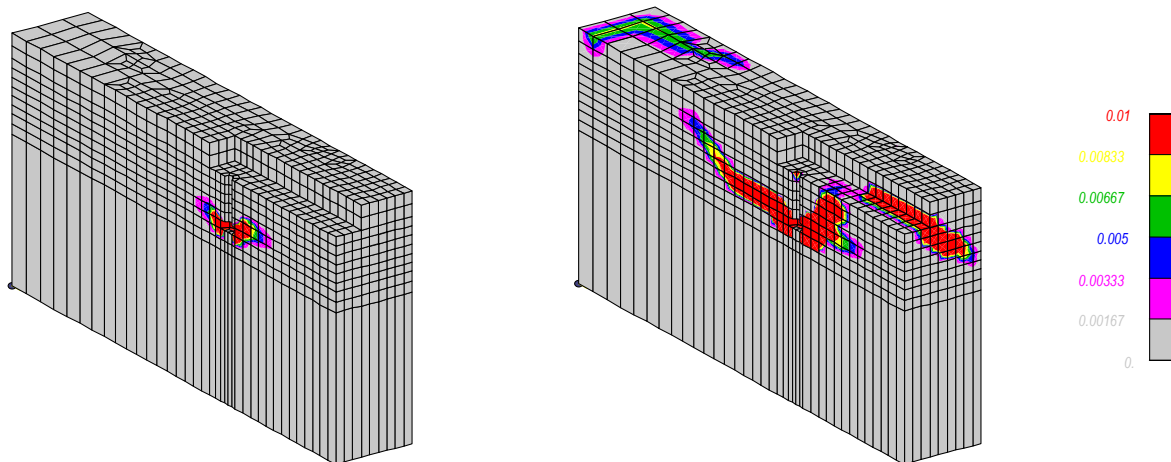


Bild 5.69: Profil 50/30, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, bei N_u

Bild 5.70: Profil 50/30, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 75$ mm, Nachbruch

Bei der Ankerschiene ist im Vergleich zum Kopfbolzen ein relativ flacher Riss in Schienenlängsrichtung auf der schienenabgewandten Seite zur Bauteiloberfläche zu erkennen. Der Riss verläuft zunächst in einem sehr flachen Winkel, ab einem Abstand von etwa 75 mm ist eine veränderte Rissrichtung erkennbar: Ab dort verläuft der Riss mit einem Winkel von etwa 35° an die Betonoberfläche.

Auf der schienenzugewandten Seite ist ein wesentlich steilerer Rissverlauf zu erkennen. Der Riss verläuft unter einem Winkel von etwa 50° (Bild 5.70) steil in Richtung der Ankerschienen Aussparung. In diesem Bild wird auch deutlich, wie der Riss unter dem Schienenkörper zum zweiten Anker läuft. Bei der Kopfbolzengruppe ist keine gegenseitige Beeinflussung der Anker anhand des Rissbildes zu erkennen. In Bild 5.71 sind die Bruchlasten $N_{u,25}$ der Kopfbolzengruppen und der Schienenkurzstücke eingetragen.

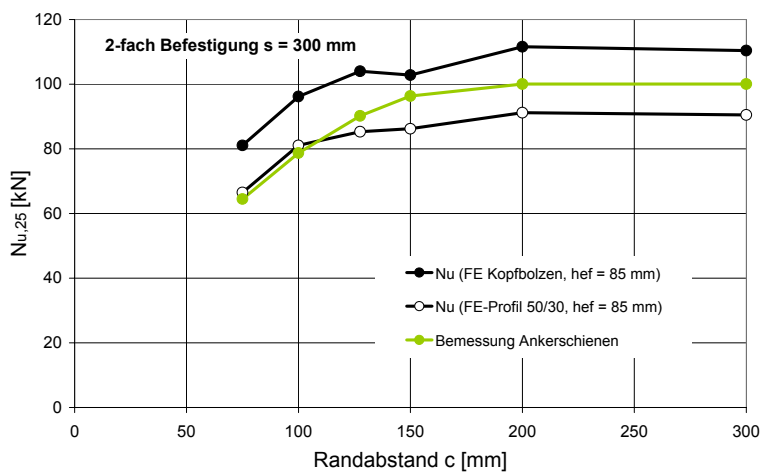


Bild 5.71: Vergleich der Traglasten Kopfbolzen- und Ankerschienenengruppen

Der Vergleich mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen (Bilder 5.71, 5.72) zeigt, dass die Tragfähigkeiten der Kurzstücke auch am Bauteilrand ausreichend genau beschrieben werden.

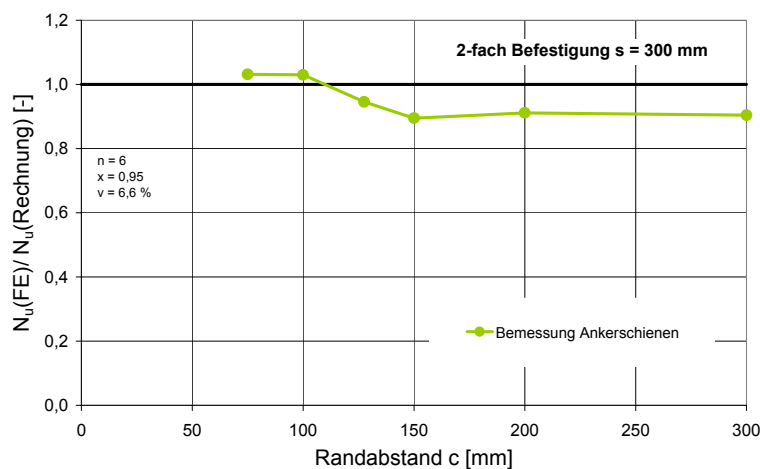


Bild 5.72: Vergleich der in FE Berechnungen ermittelten und berechneten Betonausbruchlast bei Ankerschienen Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85$ mm und $s = 300$ mm

5.5 Maßnahmen zur Traglaststeigerung von Ankerschienen

In diesem Abschnitt wird untersucht wie bei Ankerschienen durch Verlängerung des Ankers die Betonausbruchlast gesteigert werden kann. Hierzu wurden Berechnungen mit Ankerschienen Profil 50/30 mit Verankerungstiefen $h_{ef} = 100$ mm und $h_{ef} = 115$ mm durchgeführt. Die Randabstände wurden zwischen $c_2 = c_3 = 75$ mm und 300 mm variiert. Der Randabstand in Schienenlängsrichtung betrug bei allen Berechnungen $c_1 = 250$ mm. Bei diesem Randabstand muss kein Randeinfluss parallel zur Schiene berücksichtigt werden. In Tabelle 5.10 sind die Parameter der Berechnungen zusammengefasst.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
M75	50/30	100	1	250	250/75/75	300	38,46
M100	50/30	100	1	250	250/100/100	300	47,10
M127,5	50/30	100	1	250	250/127,5/127,5	300	51,26
M150	50/30	100	1	250	250/150/150	300	56,89
M200	50/30	100	1	250	250/200/200	300	61,77
M300	50/30	100	1	250	250/300/300	300	64,36
N75	50/30	115	1	250	250/75/75	300	47,84
N100	50/30	115	1	250	250/100/100	300	56,67
N127,5	50/30	115	1	250	250/127,5/127,5	300	67,86
N150	50/30	115	1	250	250/150/150	300	70,07
N200	50/30	115	1	250	250/200/200	300	79,02
N300	50/30	115	1	250	250/300/300	300	86,94

Tabelle 5.10: Wirksamkeit einer Ankerverlängerung

Die Rissbilder 5.73 bis 5.75 zeigen repräsentativ die Versagensbilder von Ankerschienen (bei Höchstlast) mit Verankerungstiefen von $h_{ef} = 85$ mm, 100 mm und 115 mm. Bei allen 3 Verankerungstiefen ist ein unsymmetrischer Rissverlauf zu beobachten. Der Rissverlauf ist dabei in Richtung des freien Randes bei kleinen Randabständen sehr flach ausgeprägt, die Risse in y-Richtung treffen nur wenige Millimeter über dem Ankerkopf auf die Seitenflächen des Betonkörpers auf. Beim Rissverlauf in Schienenlängsrichtung, ist bei allen Verankerungstiefen ein Riss in Richtung des Schienenkörpers erkennbar. Der Riss erreicht allerdings bei Höchstlast die Unterseite des Schienenkörpers noch nicht. Bei allen Schienen entsteht somit durch die Ankerschienenaussparung eine Schwächung im Beton und ein Risswachstum unter dem Schienenkörper in Schienenlängsrichtung wird begünstigt. In Richtung der Schienenlängsachse zeigt sich bei den Verankerungstiefen $h_{ef} = 85$ mm und 100 mm im Vergleich zu $h_{ef} = 115$ mm ein steiler Rissverlauf. Bei den Verankerungstiefen $h_{ef} = 85$ mm und 100 mm erreicht der Riss bei Höchstlast die Unterseite des Ankerschienenkörpers. Der Rissverlauf bei $h_{ef} = 115$ mm ist in Schienenlängsrichtung wesentlich flacher und bei Höchstlast ist kein Rissfortschritt bis unter die Schiene zu beobachten.

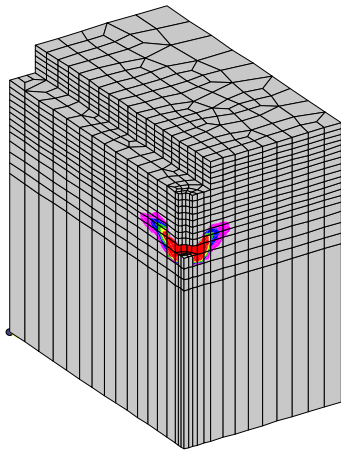


Bild 5.73: Profil 50/30, $h_{ef} = 85$ mm,
 $c_2 = c_3 = 150$ mm bei N_u

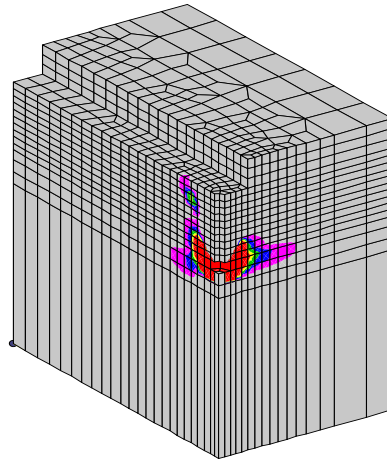


Bild 5.74: Profil 50/30, $h_{ef} = 100$ mm,
 $c_2 = c_3 = 150$ mm bei N_u

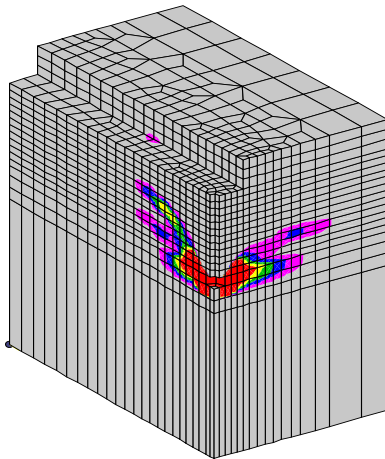


Bild 5.75: Profil 50/30, $h_{ef} = 115$ mm, $c_2 = c_3 = 150$ mm bei N_u

Im Nachbruchverhalten ist bei den Verankerungstiefen $h_{ef} = 85$ mm und 100 mm ein deutlicher Rissverlauf unter dem Ankerschienenkörper erkennbar, bei der Verankerungstiefe $h_{ef} = 115$ mm sind in diesem Bereich nur geringe Dehnungen im Beton zu erkennen, ein Längsriss tritt nicht auf. Auf eine Darstellung der Rissbilder im Nachbruch wird verzichtet und auf Kraus/Elgehausen (2001/3) verwiesen.

Der Vergleich der Höchstlasten (Bild 5.76) zeigt, dass eine Vergrößerung der Verankerungstiefe zu einer Traglaststeigerung bei konstantem Randabstand führt.

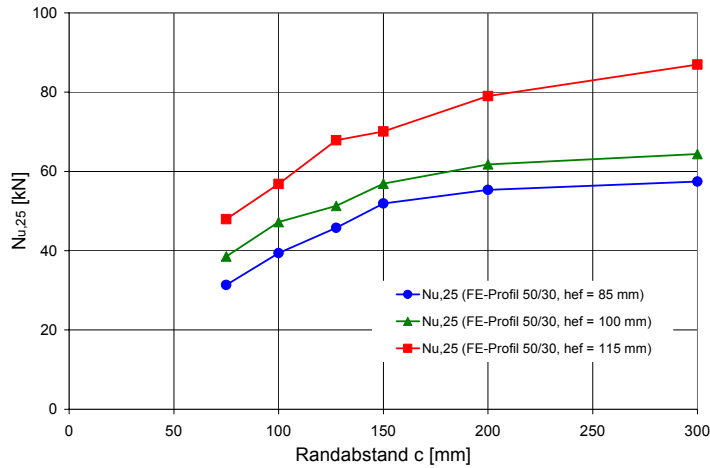
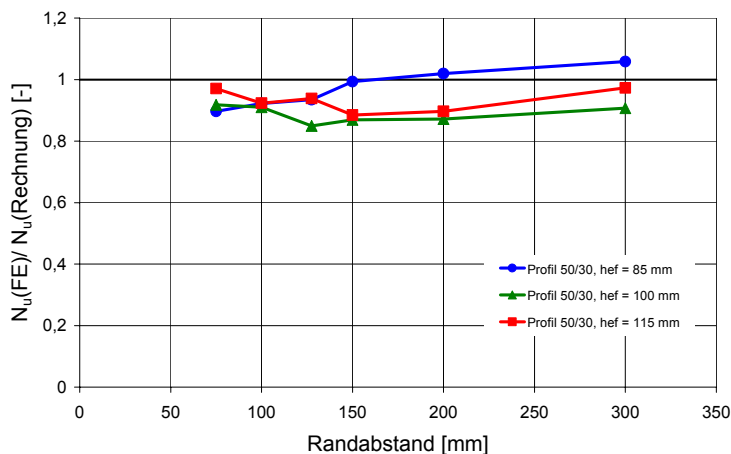


Bild 5.76: Betonausbruchlast von Ankerschienen $N_{u,25}$ in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe und vom Randabstand

Die Vergrößerung der Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm auf $h_{ef} = 100$ mm führt bei kleinen Randabständen zwischen 75 mm und 100 mm zu einer Traglaststeigerung von etwa 23 %. Mit der Vergrößerung der Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm auf $h_{ef} = 115$ mm kann eine Traglaststeigerung von bis zu 53 % gegenüber der Ausgangsverankerung erzielt werden.

Ein weiter vergrößerter Randabstand von 127,5 mm führt bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 85$ mm zu einer Tragfähigkeit von 45,7 kN. Durch eine Vergrößerung der Verankerungstiefe auf $h_{ef} = 100$ mm kann eine Traglaststeigerung von etwa 10 % erzielt werden. Bei einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 115$ mm beträgt die Traglaststeigerung etwa 35 % gegenüber $h_{ef} = 85$ mm.

Bei großen Randabständen kann die Tragfähigkeit bei $h_{ef} = 100$ mm um etwa 12 % gesteigert werden. Bei einer Vergrößerung der Verankerungstiefe auf $h_{ef} = 115$ mm kann bei allen Randabständen eine relativ einheitliche Steigerung von etwa 46 % erreicht werden. In Bild 5.77 sind die Tragfähigkeiten der Schienen im Vergleich zum Rechenwert nach dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen eingetragen.



5.77: Ergebnisse im Vergleich zu Bemessungsmodellen

Die Analyse der Wirksamkeit einer Ankerverlängerung zeigt eine gute Übereinstimmung der FE-Ergebnisse mit den berechneten Werten. Es ist allerdings im Hinblick auf Ankerschienenmeterware notwendig, zusätzlich den Einfluss von Nachbarankern zu untersuchen. Denn bei Meterware mit konstanten Ankerachsabständen wird eine Vergrößerung der Einflussfläche in Schienenlängsrichtung durch den nächsten Anker begrenzt. Die Untersuchungen zu dieser Problematik sind im Abschnitt Ankerschienenmeterware erläutert.

5.6 Ankerschienen in Bauteilecken

Im Folgenden wird der Einfluss der Lage einer Ankerschiene in einer Bauteilecke im Vergleich mit einer Lage ohne Rand- und Eckenflüssen untersucht. Die Berechnung aus Kraus/Elgehausen (2000/1) dient als Ergänzung zu den bisher beschriebenen Berechnungen mit einem ein- oder zweiseitigem Randeinfluss. Die Randabstände wurden so gewählt, dass nur gemäß dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen aber nicht nach dem CC- Verfahren Traglastunterschied zu erwarten ist. Alle Randabstände in der Ecke betragen mit 150 mm = 1,75 h_{ef} . Die Parameter zu den Berechnungen sind in Tabelle 5.11 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
7	50/30	85	1	-	150	150/150/150	300	48,4

Tabelle 5.11: Parameter der Berechnung

In Bild 5.78 ist schematisch der Bruchkegel eingezeichnet, der in der Bauteilfläche zu erwarten ist.

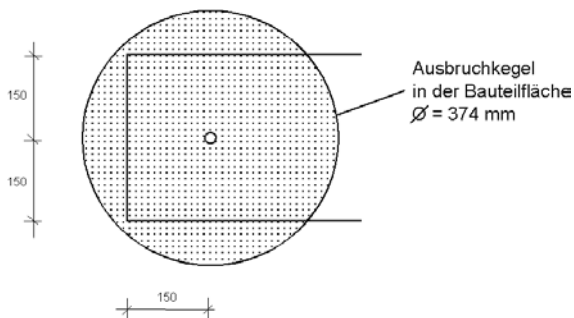


Bild 5.78: Vergleich der Ausbruchfiguren in der Fläche mit der Bauteilecke

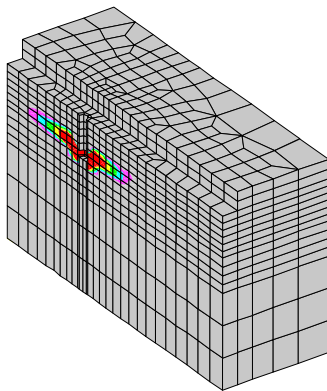


Bild 5.79: Profil 50/30, $h_{ef} = 85$ mm
 $c_1 = c_2 = c_3 = 150$ mm bei N_u

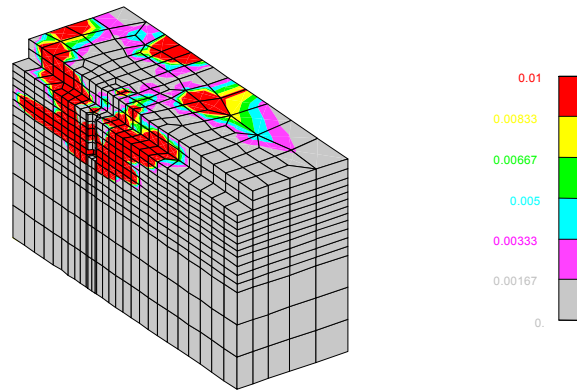


Bild 5.80: Profil 50/30, $h_{ef} = 85$ mm
 $c_1 = c_2 = c_3 = 150$ mm,
 Nachbruch

Die Betrachtung des Rissverlaufes der Ankerschiene in der Bauteilecke (Bilder 5.79 und 5.80) zeigt eine sehr flach zum Bauteilrand verlaufende Betonausbruchfigur, die sich in Folge der Begrenzung durch die Bauteilränder nicht vollständig zu einem Kegel ausbilden kann. Im Nachbruch sind 2 Rissrichtungen zu erkennen. Die eine Rissrichtung verläuft mit einem Winkel von 25° zur Bauteiloberfläche, die andere Rissrichtung verläuft nahezu horizontal zu den Rändern und trifft etwa 20 mm über dem Ankerkopf auf die Betonaußenfläche. Durch die Risse ergibt sich ein vollständiges Abheben der ganzen Bauteilecke.

Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit einer Ankerschiene in einer Bauteilecke wird der Eckenfluss bei der vorhandenen projizierten Fläche des Ausbruchkörpers berücksichtigt. Formal bedeutet dies bezogen auf das vorliegende Beispiel, dass Randeinfluss parallel und senkrecht zur Schiene formal erfasst wird (vgl. Gleichung (5.9)).

$$N_{u,c} = \alpha_c \cdot \alpha_e \cdot N_{u,c}^0 = \frac{c_1 + c_{cr,N}}{s_{cr,N}} \cdot \frac{c \min(c_2, c_3)}{c_{cr,N}} \cdot \left(2 - \frac{c \min(c_2, c_3)}{c_{cr,N}} \right) \cdot N_{u,c}^0 \quad (5.9)$$

Eckenfluss Randeinfluss

Rechnerisch wird folglich die Tragfähigkeit der Schiene um den Faktor 0,96 durch Randeinfluss um den Faktor 0,90 durch Eckenfluss abgemindert. $N_{u,c}^0$ beträgt 54,3 kN. Somit ergibt sich für die Schiene eine Tragfähigkeit von 46,9 kN. In der FE-Berechnung wurde ein Wert von 48,4 kN ermittelt. Aufgrund der Abweichung von etwa 3 % kann von einer guten Übereinstimmung zwischen Modell und realer Ausbruchlast ausgegangen werden.

5.7 Tragfähigkeit von Ankerschienen mit 3 Anker

Zur Überprüfung des Modells zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Ankerschienen werden im folgenden Abschnitt Finite Element Berechnungen mit Kurzstücken mit 3 Anker ausgewertet. Die Belastung wurde in Form von Verschiebungen gleichmäßig auf alle Anker aufgebracht.

Die Berechnungen wurden mit Profil 50/30 mit einem Schienenüberstand $\ddot{u} = 25 \text{ mm}$ und mit Achsabständen zwischen $s = 100 \text{ mm}$ und 300 mm ohne Randeinfluss durchgeführt. Die Parameter und Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 5.12 aufgeführt.

Bei allen Berechnungen wurden die letzten Knoten auf der Oberfläche vor dem Bauteilrand in z Koordinatenrichtung festgehalten, d.h. der Abstützabstand betrug bei allen Berechnungen $250 \text{ mm} \cong 2,9 h_{ef}$.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl der Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
8	50/30	85	3*	100	25	250/250/250	300	104,8
9	50/30	85	3*	200	25	250/250/250	300	124,7
10	50/30	85	3*	225	25	250/250/250	300	125,2
11	50/30	85	3*	250	25	250/250/250	300	130,5
12	50/30	85	3*	300	25	250/250/250	300	143,8

* Belastung über allen Anker

Tabelle 5.12: Kurzstücke Profil 50/30 mit 3 Anker (Last über allen Anker)

Die Betrachtung des Rissverlaufes bei der Ankerschiene mit Achsabstand $s = 100 \text{ mm}$ (Bilder 5.81 und 5.82) zeigt ein Versagensbild bei dem bereits vor Erreichen der Höchstlast horizontale Risse zwischen den Ankerköpfen auftreten.

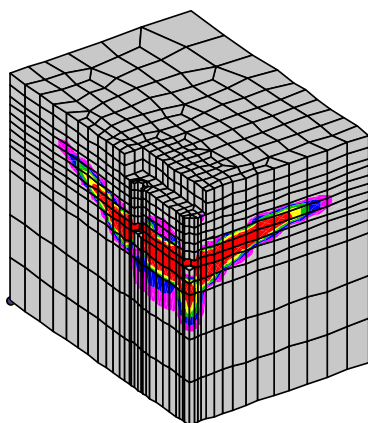


Bild 5.81: Profil 50/30, $s = 100 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 250 \text{ mm}$, bei N_u

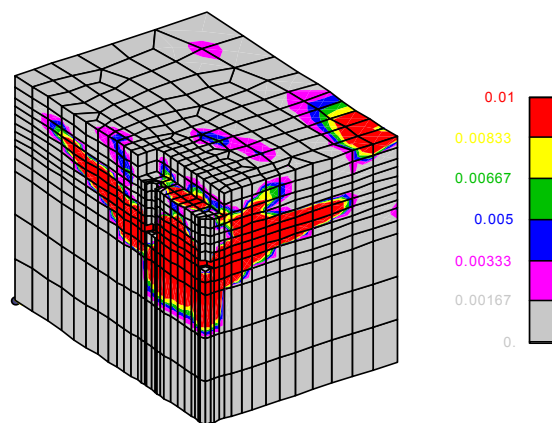


Bild 5.82: Profil 50/30, $s = 100 \text{ mm}$
 $c_2 = c_3 = 250 \text{ mm}$, Nachbruch

Im Vergleich hierzu treten bei Ankerschienen mit einem Achsabstand von $s = 200 \text{ mm}$ (Bilder 5.83 und 5.84) bei Höchstlast deutlich geringere Dehnungen zwi-

schen den Ankern auf. Allerdings sind bei Höchstlast weiterhin horizontale Risse zwischen den Ankerköpfen vorhanden.

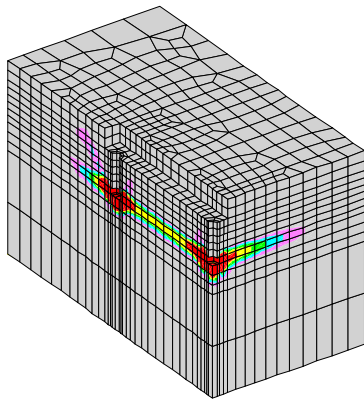


Bild 5.83: Profil 50/30, $s = 200$ mm
 $c_2 = c_3 = 250$ mm, bei N_u

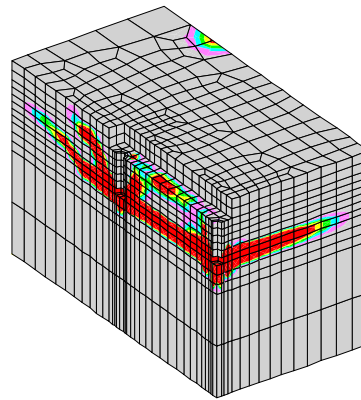


Bild 5.84: Profil 50/30, $s = 200$ mm
 $c_2 = c_3 = 250$ mm, Nachbruch



Ab einem Achsabstand von $s = 300$ mm (Bilder 5.85 und 5.86) sind sogar im Nachbruch keine Risskontakte der Einzelanker mehr zu beobachten.

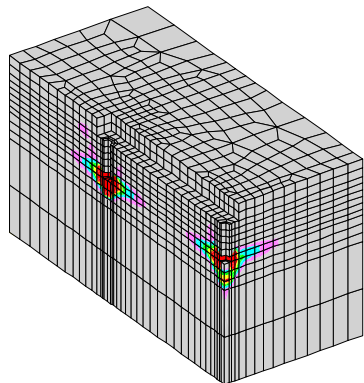


Bild 5.85: Profil 50/30, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 250$ mm, bei N_u

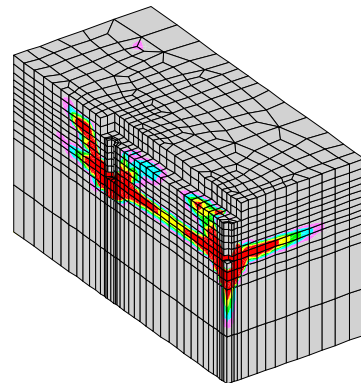


Bild 5.86: Profil 50/30, $s = 300$ mm
 $c_2 = c_3 = 250$ mm, Nachbruch



In Bild 5.87 ist die Bruchlast der Ankerschienen in Abhängigkeit vom Achsabstand s der Anker aufgetragen. Zusätzlich wurde im Diagramm die Tragfähigkeit einer Ankerschiene mit einem Anker ($s = 0$ mm) mit großem Schienenüberstand (aus Tabelle 5.5) eingetragen. Weiterhin wurde die dreifache Bruchlast des Einzelankers bei dem in Abschnitt 5.3.1 ermittelten kritischen Achsabstand von $s_{cr,N} = 4,4 h_{ef}$ eingetragen.

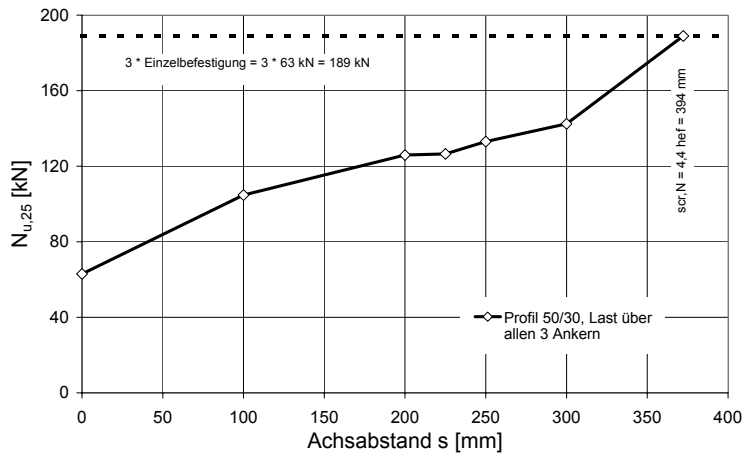


Bild 5.87: Ankerschienen mit 3 gleich belasteten Ankern

Nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen wird bei einer Gruppenbefestigung mit einem Achsabstand der Einzelanker $\geq 3 h_{ef}$ die dreifache Tragfähigkeit der Einzelanker erwartet. Die Bruchlasten der untersuchten Kurzstücke mit 3 Ankern zeigen, dass bei einem Achsabstand der Anker von 255 mm = $3 h_{ef}$, noch nicht die Tragfähigkeit von 3 Einzelankern erreicht. Dies bestätigt den in Abschnitt 5.3.1 ermittelten und im Vergleich zum CC-Verfahren vergrößerten kritischen Achsabstand von $s_{cr,N} = 4,4 h_{ef}$.

In Bild 5.88 werden die numerisch ermittelten Tragfähigkeiten der Ankerschienen mit den Werten nach dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren für Ankerschienen verglichen.

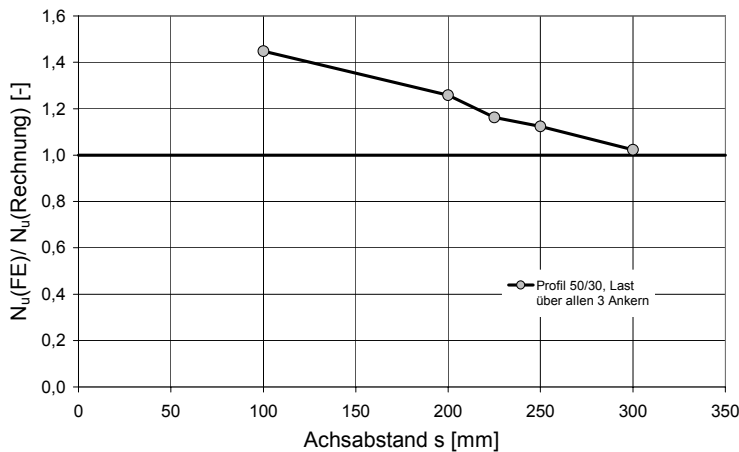


Bild 5.88: Vergleich der in den FE-Rechnungen ermittelten Betonausbruchlasten zu den berechneten Werten, Ankerschienen Profil 50/30 mit 3 Ankern, $h_{ef} = 85$ mm

Der Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den berechneten Werten für die Gruppentragfähigkeiten zeigt, dass bei einem kleinen Achsabstand von $s = 100$ mm die mit dem vorgeschlagenen Modell berechnete Tragfähigkeit das Ergebnis der FE-Rechnung unterschätzt. Bei Achsabständen zwischen $s = 200$ mm = $2,3 h_{ef}$ und

$s = 300 \text{ mm} = 3,5 h_{ef}$ wird die Tragfähigkeit der Schienen mit dem Bemessungsverfahren ausreichend gut erfasst.

5.8 Einfluss der Abstützart

Die folgende Studie von Kraus/Elgehausen (2001/1) dient ausschließlich der Untersuchung des Einflusses der Abstützart in den Modellen auf die Höchstlast der Ankerschienen. Bei allen bisher vorgestellten Untersuchungen wurden die letzten Knoten auf der Oberfläche vor dem Bauteilrand in z Koordinatenrichtung, wie dies bei Versuchen mit Befestigungsmitteln üblich ist, festgehalten. Zum Vergleich zu diesen wurden die Berechnungen 35 bis 39 mit einer alternativen Abstützart durchgeführt. Es wurden die Bodenflächen der modellierten Betonquader festgehalten und auf der Bauteiloberfläche wurden keine Knoten fixiert. Alle anderen Parameter (Tabelle 5.13) waren gleich.

Lfd. Nr.	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Art der Abstützung	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstände (c_1, c_2, c_3) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
35	50/30	85	1	Unterseite	250	250/75/75	300	32,0
36	50/30	85	1	Unterseite	250	250/150/150	300	53,7
37	50/30	85	1	Unterseite	250	250/300/300	300	59,4
38	Kopfb.	85	1	Unterseite	-	250/75/75	300	42,1
39	Kopfb.	85	1	Unterseite	-	250/300/300	300	66,2

Tabelle 5.13: Parameter zur Untersuchung der Abstützart

Diese Untersuchung ist notwendig, da alle durchgeführten Versuche mit Ankerschienenmeterware in Betonplatten gegenüberliegend geprüft wurden. Somit wurde die Belastung gleichmäßig auf die 8 Anker der zwei einbetonierten Ankerschienen aufgebracht. Bei einem derart gestalteten Versuchsaufbau ist eine direkte Abstützung auf der Bauteiloberfläche nicht vorhanden. Durch das Fixieren aller Bodenelemente wird diese Versuchsart simuliert.

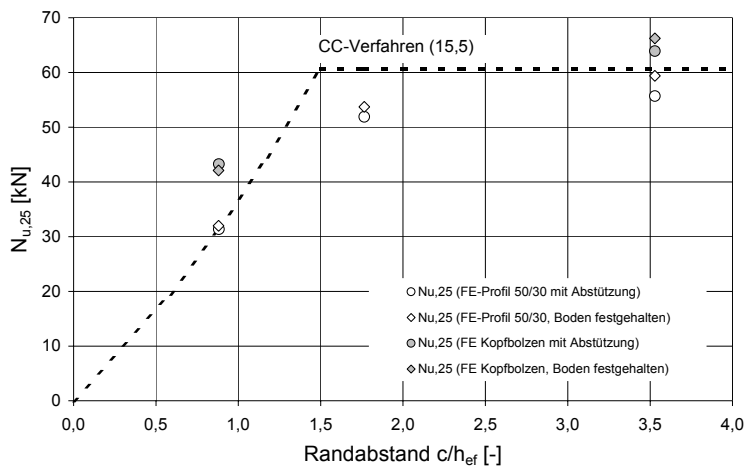


Bild 5.89: Vergleich der numerischen Ergebnisse bei verschiedenen Abstützarten

Die beschriebene Variation der Abstützart führt zu den in Bild 5.89 dargestellten Traglastabweichungen zu den Ausgangsberechnungen. Sie verursacht bei den untersuchten Kopfbolzen bei großem Randabstand $c_2 = c_3 = 3,5 h_{ef}$ eine Traglaststeigerung von 3,6 %, und bei kleinem Randabstand $c_2 = c_3 = 1,2 h_{ef}$ eine Traglastabminderung von 2,5 %. Bei den Ankerschienen wurde eine Traglaststeigerung zwischen 1,9 % bis 3,5 % beobachtet. Der Einfluss der Abstützart ist somit als gering anzusehen.

5.9 Experimentelle Untersuchungen mit Ankerschienen in der Bauteilfläche

In Abschnitt 5.9 sind die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerschienen zusammengestellt. Mit diesen Ergebnissen sollen die mit Finite Element Untersuchungen gefundenen Zusammenhänge über das prinzipielle Tragverhalten von Ankerschienen ergänzt und verifiziert werden. Zum Teil waren die Versuche darauf ausgelegt, Erkenntnisse von Kopfbolzen mit Ankerschienen zu vergleichen. Nachfolgend werden nur die wichtigsten Punkte der Vorbereitung und Durchführung der Versuche aufgeführt. Detaillierte Angaben zu den Versuchen sind in den Berichten Kraus/Eligehausen (1998/1), Kraus/Eligehausen (1998/2), Kraus/Eligehausen (1999/1), Kraus/Eligehausen (1999/2), Kraus/Eligehausen (1999/7) und Kraus/Eligehausen (2000/3) zusammengestellt. Die im Folgenden erläuterten Versuche wurden in ungerissenem Beton mit weiter Abstützung durchgeführt. Die Belastung erfolgte weggeregelt. Bei Anwendung anderer Abstützarten wird darauf ausdrücklich hingewiesen. Die verschiedenen Einflussparameter, die das Tragverhalten von Ankerschienen bestimmen, wie Achs-, Rand- und Eckabstände wurden meistens am Profil 50/30 und einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm analysiert. Bei einigen Fragestellungen wurden auch mit anderen Schienenprofilen (38/17 und 72/48) Tendenzen überprüft. Das Versagen erfolgte in allen Versuchen durch Betonausbruch. In den Auswertungen werden sowohl die absoluten Versagenslasten normiert auf eine Betondruckfestigkeit von $\beta_{w,200} = 25$ N/mm² ($N_{u,25}$), als auch die Verhältniswerte von Versuchslasten zu den nach dem Bemessungsverfahren ermittelten Werten ($N_u/N_{u(\text{Rechnung})}$) aufgeführt. Zum Vergleich sind meistens die bei Kopfbolzen ermittelten Höchstlasten mit eingetragen.

5.9.1 Einfluss des Schienenkörpers in der Bauteilfläche (1 Anker)

Zunächst wurden Versuche mit Ankerschienen mit einem Anker mit dem Profil 50/30, $h_{ef} = 85$ mm und einem Schienenüberstand $\bar{u} = 50$ mm und 300 mm in der Bauteilfläche durchgeführt (Kraus/Eligehausen (1999/7)). Zum Vergleich wurden Versuche mit Kopfbolzen mit der gleichen Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm durchgeführt. Die Köpfe der Anker der Ankerschienen und der Kopfbolzen waren identisch ausgebildet, Details sind in Kraus/Eligehausen (1999/7) beschrieben. Die Parameter und Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 5.14 aufgeführt. Darüber hinaus wurden Versuche mit Kopfbolzen mit einer um 30 mm reduzierten Verankerungstiefe durchgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achs- abstand s [mm]	Schienen- überstand ü [mm]	Bauteil- dicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagens- last $N_{U, mittel, 25}$ [kN]
001	Kopfbolzen	85	1	-	-	300	5	58,9
002	50/30	85	1	-	50	300	5	61,6
003	50/30	85	1	-	300	300	5	65,0
004	600/600/30*	85/55	1	-	300	300	4	34,9

*Ankerplatte aus Holz (nach dem Ausschalen entfernt)

Tabelle 5.14: Versuchparameter und –ergebnisse (1 Anker)



Bild 5.90: Ausbruchkegel der Kopfbolzen



Bild 5.91: Ausbruchfigur der Ankerschienen ($\bar{u} = 300$ mm)

Bild 5.90 zeigt die Ausbruchkegel der Versuche mit Kopfbolzen. Die Ausbruchkegel weisen einen Durchmesser von durchschnittlich $550 \text{ mm} = 6,5 h_{ef}$ auf. Der kleinste gemessene Durchmesser betrug $410 \text{ mm} = 4,8 h_{ef}$. In Bild 5.91 sind die Ausbruchkegel der Versuche mit Ankerschienen mit einem Schienenüberstand $\bar{u} = 300$ mm dargestellt. Die Bruchkegel sind im Vergleich zu den Kopfbolzen deutlich ovaler ausgebildet, wobei die längere Seite der Ausbruchfigur immer in Schienenlängsrichtung auftritt. Weiterhin sind die Ausbruchfiguren der Ankerschienen in Schienenlängsrichtung größer als die Ausbruchkegel der Kopfbolzen. Besonders auffällig bei den Versuchen mit Ankerschienen war die Längsrissbildung unter dem Schienenkörper. Bei Versuch 003-1 (Bild 5.92) war der Längsriss so ausgeprägt, dass die 300 mm dicke Betonplatte in Folge dieses Risses nach Überschreiten der Höchstlast gespalten wurde. Zur Aufnahme von Bild 5.92 wurde zuerst die Ankerschiene aus der Bruchfigur ausgebaut und dann die Bruchstücke wieder zusammengesetzt.

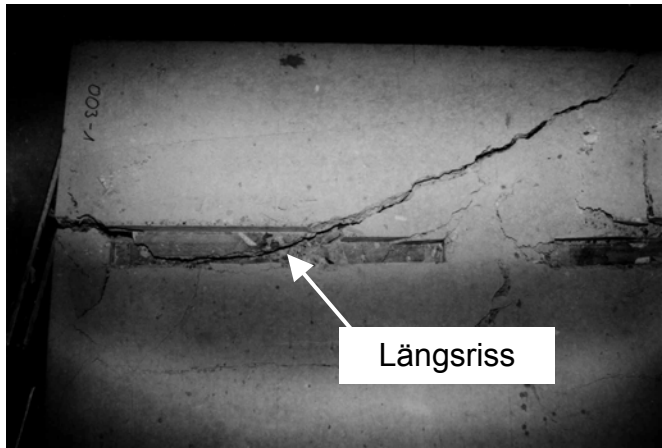


Bild 5.92: Längsrissbildung unter Ankerschienen

Bei den Bruchfiguren der Ankerschienen mit kleinem Schienenüberstand $\bar{u} = 50$ mm wurden bei 2 Versuchen Ausbruchkegel wie bei Kopfbolzen beobachtet und bei 3 Versuchen ovale Bruchfiguren wie bei den Ankerschienen mit großem Überstand.

In Bild 5.93 sind die Traglasten der Versuche mit Kopfbolzen und Ankerschienen zusammengestellt.

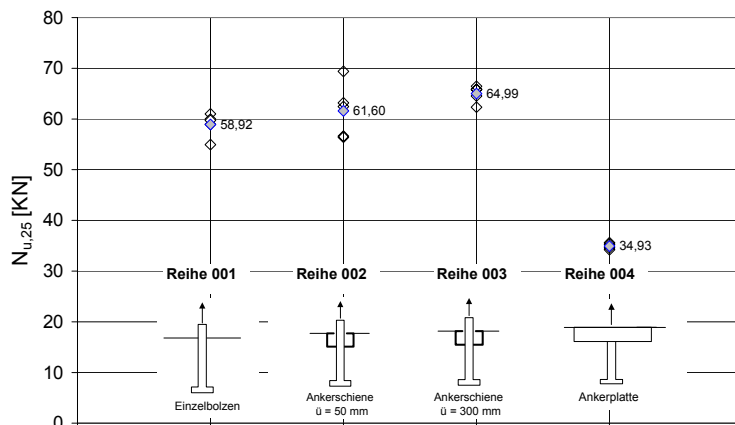


Bild 5.93: Traglasten $N_{u,25}$ der Kopfbolzen und Ankerschienen (1 Anker)

Trotz der Längsrissbildung unterscheiden sich die Traglasten der Ankerschienen nur unwesentlich von denen der Kopfbolzen. Im Mittel liegen die Ergebnisse der Ankerschienen etwa 15 % über den mit dem vorgeschlagenen Bemessungsverfahren für Ankerschienen berechneten Werten.

In Bild 5.93 sind ebenfalls die Ergebnisse der Versuchsreihe 004 dargestellt. In Elighausen/Mallée (2000) wird empfohlen, die effektive Verankerungstiefe einer Befestigung um die Ankerplattendicke zu reduzieren, wenn der Ausbruchkegel die Ankerplatte schneidet. Bei Versuchsreihe 004 wurde durch eine Holzplatte mit den Abmessungen 600 x 600 mm und einer Dicke von 30 mm, die Voraussetzung nach Elighausen/Mallée (2000) simuliert. Somit wurde die ursprüngliche Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm auf $h_{ef} = 55$ mm reduziert. Die Höchstlasten dieser Versuche lagen etwa

50 % unter den Versuchslasten der Kopfbolzen mit $h_{ef} = 85$ mm. Sie stimmen mit den Werten nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen mit einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 55$ mm überein. Wie bereits in Abschnitt 5.3.3 gezeigt wurde, ist allerdings im realen Tragverhalten kein sprunghafter Wechsel der effektiven Verankerungstiefe zu erwarten, sondern ein kontinuierlicher Übergang, in Abhängigkeit von der Größe der einbetonierten Ankerplatte bzw. Schiene.

5.9.2 Einfluss des Schienenkörpers in der Bauteilfläche (2 Anker)

Zur Untersuchung des Einflusses des Schienenkörpers in der Bauteilfläche bei Kurzstücken (2 Anker) wurden in Kraus/Eligehausen (1999/7) Kopfbolzengruppen und Ankerschienen des Profils 50/30 mit 2 Ankern geprüft. Die Verankerungstiefe betrug $h_{ef} = 85$ mm und die geprüften Schienenüberstände betragen $\bar{u} = 50$ mm und 300 mm. Die Belastung wurde gleichmäßig über beide Anker aufgebracht. Die Köpfe der Anker der Ankerschienen und der Kopfbolzen waren identisch ausgebildet, Details sind in Kraus/Eligehausen (1999/7) beschrieben. Die Parameter und Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 5.15 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{u, \text{mittel}, 25}$ [kN]
005	Kopfbolzen	85	2	150	-	300	5	86,2
006	50/30	85	2	150	25	300	5	84,8
007	50/30	85	2	150	300	300	5	82,2
008	600/600/30*	85/55	2	150	300	300	4	57,7

*Ankerplatte aus Holz (nach dem Ausschalen entfernt)

Tabelle 5.15: Versuchparameter und –ergebnisse

In den Bildern 5.94 und 5.95 sind die Bruchfiguren der Versuche mit Kopfbolzen und mit Ankerschienen mit großem Schienenüberstand dargestellt.



Bild 5.94: Ausbruchkegel der Kopfbolzen

Bild 5.95: Bruchfigur der Ankerschienen

Die Bruchfiguren weisen, wie bei Gruppen mit 2 Ankern zu erwarten, eine ovale Form auf. Die Größe der Ausbruchkegel in Schienenlängsrichtung betrug bei Reihe 007 im Mittel 850 mm. Bei Reihe 005 mit Kopfbolzen waren die Bruchkegel mit einem Mittelwert von 770 mm um etwa 9 % kleiner. Senkrecht zur Schiene waren die Bruchkegel ebenfalls größer als die Kegel bei Kopfbolzen. Das Bruchverhalten der

Schienen mit Überstand 25 mm ist dem Bruchverhalten der Schienen mit großem Schienenüberstand sehr ähnlich. In Bild 5.96 sind die Traglasten der Versuche mit Kopfbolzen und Ankerschienen aufgetragen.

Die Tragfähigkeiten der Schienen mit einem Überstand von 25 mm sind im Mittel ca. 1,6 % niedriger als die der Kopfbolzen. Durch das längere Schienenprofil in Reihe 007 nimmt die Tragfähigkeit im Vergleich zu den Kopfbolzen weiter ab. Der Unterschied beträgt etwa 4,6 %. Die Ergebnisse der FE- Berechnungen in Abschnitt 5.3.5.1 zeigen einen Unterschied von 6,4 % zwischen Schiene und Kopfbolzen.

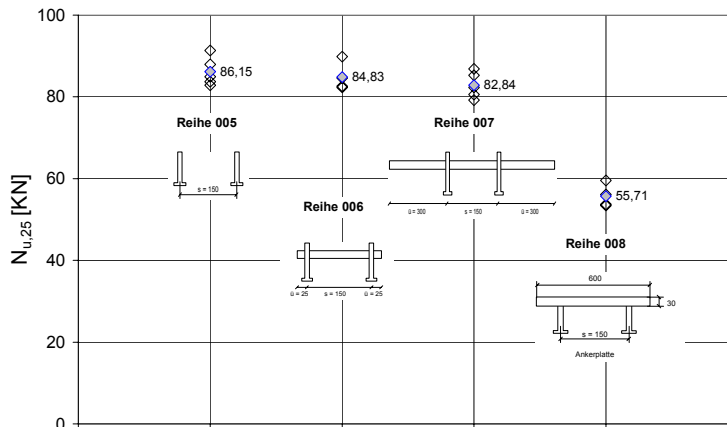


Bild 5.96: Höchstlasten $N_{u,25}$ der Versuche mit Kopfbolzen und Ankerschienen (2 Anker)

Weiterhin ist in Bild 5.96 die Versuchsreihe 008 mit eingetragen, bei der die Verankerungstiefe von 85 mm auf 55 mm reduziert wurde (vgl. Abschnitt 5.9.1). Durch diese Maßnahme sinkt die Tragfähigkeit der Gruppe um 33 %.

5.9.3 Einfluss der Ankerkopfform bei Ankerschienen auf die Tragfähigkeit

In allen bisher beschriebenen Versuchen wurden Ankerschienen mit runden Ankern und runden Köpfen untersucht. Da Ankerschienen mit mehreren Ankerformen angeboten werden, wurden von Kraus/Eligehausen (1998/1) Versuche mit Ankerschienen (2 Anker) mit verschiedenen Ankerformen durchgeführt. Zusätzlich zu der bereits vorgestellten runden Form (Reihe 33) wurden in den Reihen 34 und 35 quaderförmig ausgebildete Anker geprüft. Bei Reihe 34 wurden die Anker mit dem Steg senkrecht zur Schiene und bei Reihe 35 parallel zur Schiene auf den Schienenkörper aufgeschweißt. In den Bildern 5.97 bis 5.99 sind die verschiedenen Ankerformen der Schienen dargestellt. Die Ankeraufstandsfläche der Anker betrug bei allen Versuchsreihen 256 mm². Weitere Versuchsparameter der Versuchsreihen 33 bis 35 sind in Tabelle 5.16 angegeben.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Ankerform	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand $ü$ [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{U, mittel, 25}$ [kN]
33	50/30	85	Rund	2	150	250	300	3	74,4
34	50/30	85	Quaderförmig ¹⁾	2	150	250	300	3	76,3
35	50/30	85	Quaderförmig ²⁾	2	150	250	300	3	76,3

¹⁾ Steg senkrecht zur Schiene

²⁾ Steg parallel zur Schiene

Tabelle 5.16: Versuchparameter



Bild 5.97: Anker für Versuch 33



Bild 5.98: Anker für Versuch 34

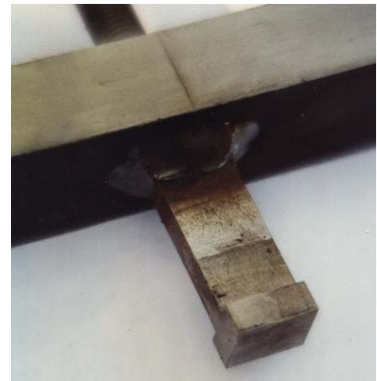


Bild 5.99: Anker für Versuch 35

Der Vergleich der Ausbruchkegel zeigte im Bruchbild keine Abhängigkeit von der Ankerform. Die Bruchkegel hatten in Schienenlängsrichtung eine Länge von etwa 800 mm und senkrecht zur Schiene von etwa 400 mm (vgl. Kraus/Eligehausen (1998/1)).

In Bild 5.100 sind die Höchstlasten der Versuche mit verschiedenen Ankern aufgetragen. Es wird deutlich, dass die Ankerform keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Ankerschienenkurzstücke hat. Es kann angenommen werden, dass das vorliegende Ergebnis auch auf andere Ankerschienen übertragen werden kann.

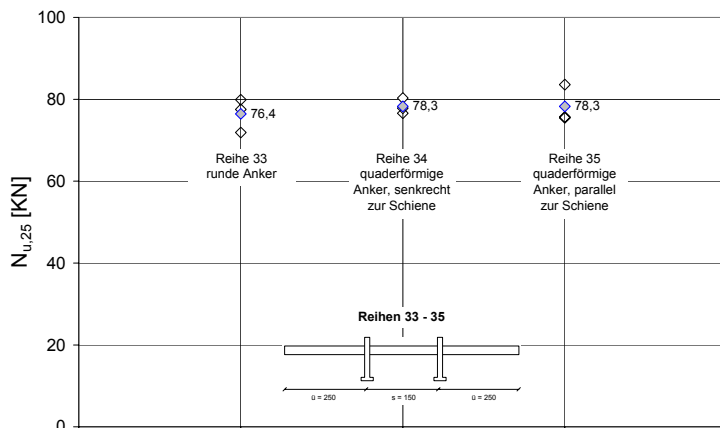


Bild 5.100: Traglasten der Versuche mit verschiedenen Ankerformen

Die gemessenen Bruchlasten sind etwa 4 % höher als die mit dem vorgeschlagenen Bemessungsverfahren für Ankerschienen berechneten Werte.

5.10. Experimentelle Untersuchungen mit Ankerschienen am Bauteilrand

5.10.1 Ankerschiene in Bauteilen mit zwei Rändern

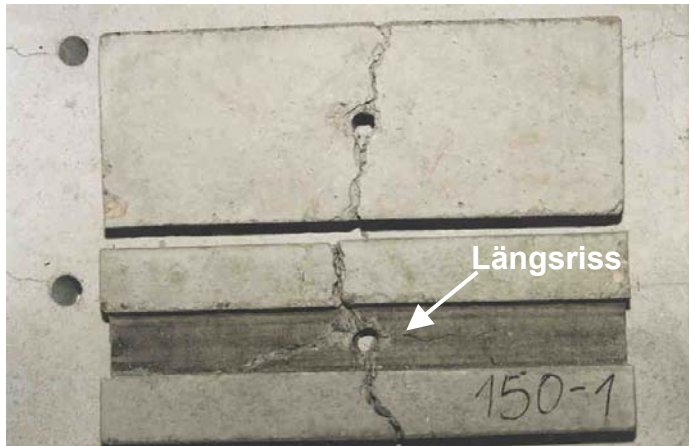
In Abschnitt 5.10 werden Versuchsergebnisse mit Ankerschienen am Bauteilrand mit den Ergebnissen nach dem Bemessungsmodell für Ankerschienen verglichen. Details zu den Versuchen sind in Kraus/Eligehausen (1999/1) enthalten.

Es wurden Versuche mit Ankerschienen Profil 50/30 und $h_{ef} = 85$ mm mit einem symmetrischen Randabstand von $c_2 = c_3 = 75$ mm und einem Schienenüberstand von $\bar{u} = 150$ mm durchgeführt. Die Versuche dienten ursprünglich zur Untersuchung der Fragestellung, ob die Prüfmethode mit Abstützung (Reihe 38) oder mit gegenüberliegenden Schienen (Reihe 37) einen Einfluss auf die Höchstlast der Schienen hat. Die Ergebnisse der Versuche (Tabelle 5.17) zeigen, dass die Prüfmethode keinen wesentlichen Einfluss auf die Höchstlast hat, daher können beide Versuchsreihen gleichwertig zur weiteren Untersuchung des Tragverhaltens von Ankerschienen ausgewertet werden. Weitere Versuche mit Ankerschienen mit einem Anker (Reihe 150), ebenfalls mit gegenüberliegend eingebauten Schienen, werden in Kraus/Eligehausen (2000/3) beschrieben. Dort sind ebenfalls Referenzversuche mit Kopfbolzen aufgeführt, die in den folgenden Auswertungen mit aufgenommen werden.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstände $c_1/c_2/c_3$ [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{u, \text{mittel}, 25}$ [kN]
37	50/30	85	1	-	150	200/75/75	300	5	29,56
38	50/30	85	1	-	150	200/75/75	300	5	27,64
150	50/30	85	1	-	200	200/75/75	300	3	28,59
151	KB	85	1	-	-	200/75/75	300	3	34,76

Tabelle 5.17: Parameter der Versuchsreihen 37, 38, 150 und 151

In Bild 5.101 sind die Stirnseiten von Versuchskörpern der Reihen 150 und 151 exemplarisch dargestellt, nach dem die Ankerschiene bzw. der Kopfbolzen ausgebaut wurde.



Versuch mit Kopfbolzen

Versuch mit Ankerschiene

Bild 5.101: Bruchfigur von Versuchen der Reihen 150 und 151

Wie nach den FE- Rechnungen zu erwarten war, trat bei Versuchen mit Ankerschienen ein Längsriss unter dem Schienenkörper auf, der die Tragfähigkeit der Befestigung reduziert. Die gemessenen Höchstlasten der Ankerschienen waren im Versuch um etwa 20 % niedriger als die Höchstlasten der Kopfbolzen. Nach den FE- Rechnungen in Abschnitt 5.4.1 beträgt der Unterschied 27 %. In Bild 5.102 sind die Ergebnisse der Ankerschienen und die Werte der FE- Berechnungen mit Ankerschienen aus Bild 5.52 dargestellt. Weiterhin sind die mit dem Bemessungsverfahren für Ankerschienen berechneten Werte mit eingetragen.

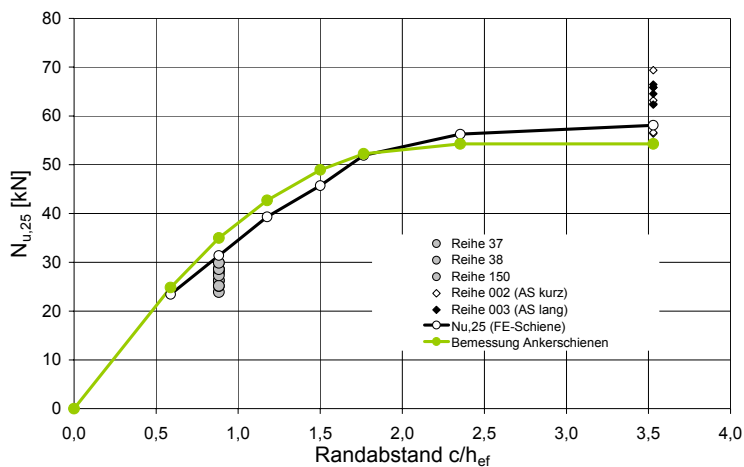


Bild 5.102: Traglasten der Versuche der Reihen 37,38 und 150, Bruchlasten aus den FE- Berechnungen mit Ankerschienen und nach dem vorgeschlagenen Rechenmodell berechnete Lasten

Insgesamt ist eine ausreichende Übereinstimmung der berechneten mit den in den Versuchen ermittelten Bruchlasten feststellbar, wobei tendenziell bei kleinen Randabständen die gemessenen Bruchlasten unter den berechneten Werten liegen und bei großen Randabständen darüber.

Derzeit liegen mit Ankerschienen keine Versuchsreihen vor, bei denen der Randabstand systematisch in kleinen Schritten variiert wurde. Um den überproportionalen Randeinfluss nach Gleichung (5.8) anhand von Versuchen zu bestätigen, werden

daher Versuche mit Kopfbolzen in Bauteilen mit einem Rand (Wohlfahrt (1996)) (Tabelle 5.18) mit den Ergebnissen der FE- Rechnungen mit Kopfbolzen (Tabellen 5.3 und 5.7) verglichen. Dies erscheint sinnvoll, da in Abschnitt 5.4.2 nachgewiesen wurde, dass das Tragverhalten von Kopfbolzen und Ankerschienen in Bauteilen mit einem Rand und in Bauteilen mit 2 symmetrischen Rändern sehr ähnlich ist. Der ermittelte Unterschied der Traglasten betrug dort zwischen 5 % und 9 %.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstand c_2 [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{u, mittel, 25}$ [kN]
1411	KB	90	1	-	-	50	300	3	36,16
1421	KB	90	1	-	-	93	300	3	49,98
1431	KB	90	1	-	-	135	300	3	54,84
111	KB	90	1	-	-	315	300	3	64,81

Tabelle 5.18: Versuche mit Kopfbolzen, nach Wohlfahrt (1996)

In Bild 5.103 sind die Ergebnisse der Reihen 1411, 1421, 1431, 111 und 61 aufgetragen. Da die Versuche der Reihen 1411, 1421, 1431 und 111 mit Kopfbolzen mit einer Verankerungstiefe von $h_{ef} = 90$ mm durchgeführt wurden, wurden die Bruchlasten mit der Formel $(h_{ef,85}/ h_{ef,90})^{1,5}$ auf die Verankerungstiefe 85 mm umgerechnet. Weiterhin sind zum Vergleich die berechneten Tragfähigkeiten von Ankerschienen mit $h_{ef} = 85$ mm eingetragen.

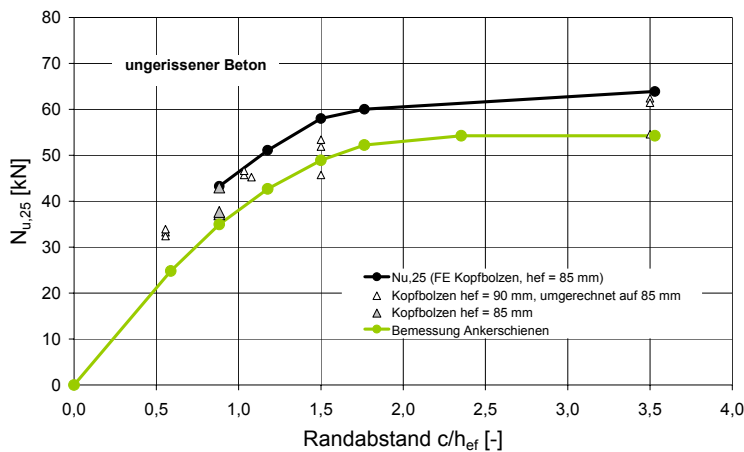


Bild 5.103: Traglasten der Versuche der Reihen 1411, 1421, 1431 und 111 und Lasten aus den FE- Berechnungen mit Kopfbolzen

Tendenziell zeigt sich eine gute Übereinstimmung der gemessenen Bruchlasten mit den Werten nach den FE-Berechnungen, allerdings liegen die Bruchlasten der FE-Rechnungen etwas höher. Die in Versuchen beobachteten Tragfähigkeiten werden durch die vorgeschlagenen Gleichungen mit ausreichender Genauigkeit beschrieben.

5.10.2 Ankerschienen in Bauteilen mit einem Rand

In den FE- Studien in den Abschnitten 5.4.1 und 5.4.2 wurde festgestellt, dass die Tragfähigkeit von Ankerschienen in Bauteilen mit einem Rand nur geringfügig höher ist, als bei Beeinflussung durch 2 symmetrische Ränder. Hierzu wurden von Kraus/Elgehausen (1998/2) Vergleichsversuche mit Schienen mit großem Schienenüberstand am Bauteilrand (1 Rand) durchgeführt. Bei den Versuchen wurde ein etwas kleinerer Überstand von $\bar{u} = 175$ mm im Vergleich zu den FE-Berechnungen gewählt. Die Parameter der Versuche sind in Tabelle 5.19 aufgeführt.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstand c_2 [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{u, mittel, 25}$ [kN]
60	50/30	85	1	-	50	75	300	3	40,6
61	Kopfbolzen	85	1	-	-	75	300	3	39,3
62	50/30	85	1	-	175	75	300	3	33,8

Tabelle 5.19: Parameter der Versuchsreihen 60 bis 62

In Bild 5.104 sind die Höchstlasten der Versuche $N_{u,25}$ und die Mittelwerte der Reihen 60 bis 62 angegeben.

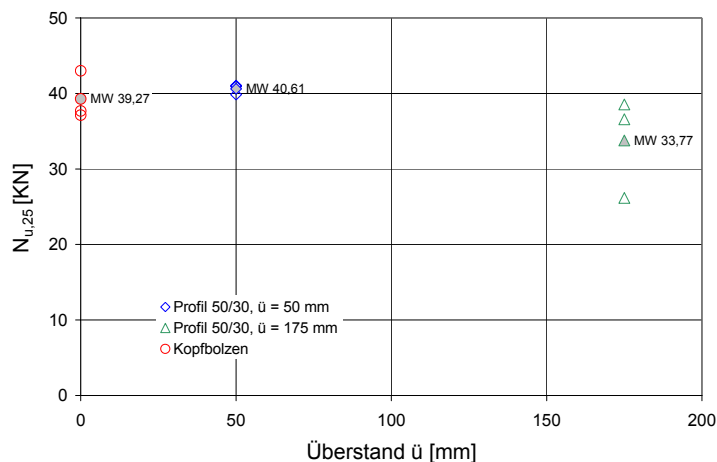


Bild 5.104: Tragverhalten von Kopfbolzen und Ankerschienen in Bauteilen mit einem Rand

Nach dem CC-Verfahren ergibt sich für die Kopfbolzen eine Tragfähigkeit von 43,3 kN. Für die Ankerschienen ergibt sich eine rechnerische Tragfähigkeit von 35,0 kN. Aus Bild 5.104 kann abgeleitet werden, dass die Kopfbolzen den berechneten Wert um 9 % unterschreiten. Die Ankerschienen mit großem Schienenüberstand $\bar{u} = 175$ mm liegen etwa 4 % unter den berechneten Werten und die Schienen mit kleinem Schienenüberstand von $\bar{u} = 50$ mm liegen etwa 16 % über dem berechneten Wert. Bei den Versuchsreihen 37, 38 und 150 mit symmetrischem Rand $c_2 = c_3 = 75$ mm wurde im Mittel eine Tragfähigkeit von 28,6 kN erzielt. Somit liegt die Tragfähigkeit der Schienen mit nur einem Randeinfluss, nur 8 % höher als bei doppeltem Randeinfluss. Der Ansatz bei der Bemessung der Tragfähigkeit von Anker-

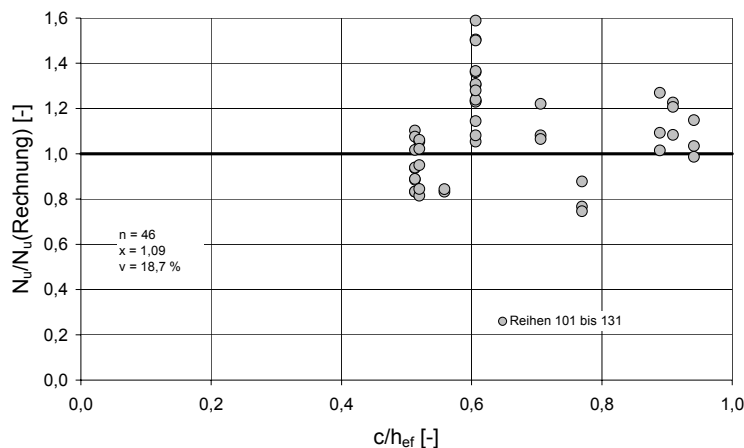
schienen nur kleinsten Randabstand als maßgebend anzusehen und die Einflussfläche der Schiene nach Bild 5.60 zu bestimmen, wird somit weiter untermauert.

Um den Randeinfluss von Ankerschienenkurzstücken mit 2 Anker zu untersuchen, wurden Versuche mit Profil 28/15, 38/17, 50/30, 52/34 und 72/48 in Bauteilen mit einem Rand c_2 durchgeführt (Potthoff/Eligehausen (2001)). Die Belastung wurde über beiden Anker aufgebracht. Es wurden die Parameter Randabstand, Achsabstand und Bauteildicke variiert (Tabelle 5.20).

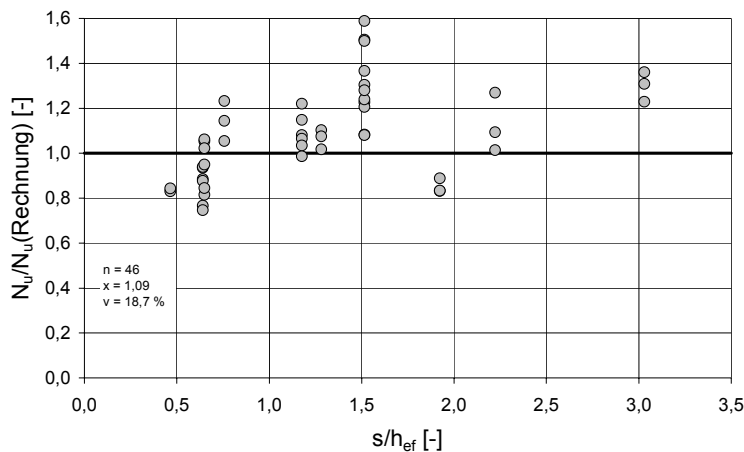
Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Randabstand c_2 [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{U, mittel, 25}$ [kN]
101	28/15	45	2	100	25	40	150	3	17,89
103	38/17	66	2	100	25	40	150	3	30,61
105	38/17	66	2	100	25	60	150	3	33,96
107	50/30	85	2	100	25	60	300	3	40,59
109	50/30	85	2	100	25	80	300	3	47,68
111	52/34	156	2	100	25	80	300	3	81,75
113	52/34	156	2	100	25	120	300	3	96,57
115	72/48	215	2	100	25	120	500	1	139,51
117	38/17	66	2	50	25	40	150	3	21,01
119	38/17	66	2	200	25	40	150	3	34,97
121	52/34	156	2	100	25	80	300	3	110,06
123	52/34	156	2	100	25	80	300	3	102,25
125	38/17	66	2	100	25	40	120	3	29,93
127	38/17	66	2	100	25	40	90	3	25,06
129	52/34	156	2	100	25	80	240	3	85,28
131	52/34	156	2	100	25	80	180	3	81,97

Tabelle 5.20: Versuche mit Ankerschienenkurzstücken in Bauteilen mit einem Rand

In den Bildern 5.105 und 5.106 werden die gemessenen mit den berechneten Bruchlasten in Abhängigkeit vom Randabstand und vom Achsabstand der Ankerschienen ausgewertet.



5.105: Verhältnis zwischen den in Versuchen ermittelten und berechneten Betonausbruchlasten. Ankerschienenkurzstücke mit 2 Anker in Abhängigkeit vom Verhältnis c/h_{ef}



5.106: Verhältnis zwischen den in Versuchen ermittelten und berechneten Betonausbruchlasten. Ankerschienenkurzstücke mit 2 Ankern in Abhängigkeit vom Verhältnis s/h_{ef}

Die Bilder 5.105 und 5.106 zeigen, dass die Ergebnisse der Versuche im Mittel um etwa 9 % über den berechneten Werten liegen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Versuche in Bauteilen mit einem Rand und Randabständen von $c/h_{ef} \leq 0,9$ durchgeführt wurden. Bei der Bemessung von Ankerschienen wird gemäß Bild 5.60 als aktivierbare Fläche nur der zweifache Randabstand c berücksichtigt. Aufgrund der geringen Randabstände ist allerdings von einer Aktivierung von Bereichen $> c$ auf der randabgewandten Seite auszugehen.

5.10.3 Einfluss des Profils

In Abschnitt 5.3.3 wurde der Einfluss der Profilgeometrie des Ankerschienenkörpers auf das Tragverhalten von Ankerschienen am Bauteilrand untersucht. Es wurde festgestellt, dass am Bauteilrand die Tragfähigkeit der Schiene mit zunehmender Profilhöhe abnimmt. Im folgenden Abschnitt werden hierzu Versuche mit Schienen mit gleicher Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm und verschiedenen Profilkörpern (Profil 50/30 und Profil 72/48) verglichen. Der Randabstand bei beiden Versuchsreihen betrug $c_2 = c_3 = 75$ mm. Da diese Versuche unter besonderen klimatischen Bedingungen durchgeführt wurden, können die Versuche nicht mit den anderen bereits gezeigten Versuchen verglichen werden. Die Verankerungstiefen und die Versuchsparameter sind in Tabelle 5.21 zusammengestellt. Weitere Details zu den Versuchen sind in Kraus/Elgehausen (2000/3) angegeben.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstand c_1 [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{u, \text{mittel}, 25}$ [kN]
155	50/30	85	1	200	75	300	3	36,72
159	72/48	85	1	200	75	300	3	23,81

Tabelle 5.21: Parameter der Versuchsreihen 155 und 159

In den Bildern 5.107 und 5.108 sind Bruchkörper von je einem Versuch der beiden Versuchsreihen dargestellt.



Bild 5.107: Bruchkörper Versuch 155-2

Bild 5.108: Bruchkörper Versuch 159-1

In Bild 5.108 ist deutlich erkennbar, dass bei dem großen Schienenkörper mit $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} = 0,56$ ein kegelförmiges Betonversagen unter dem Schienenkörper auftritt. Die Tragfähigkeit nimmt gegenüber den Schienen mit $h_{\text{Profil}}/h_{\text{ef}} = 0,35$ um etwa 35 % ab. Die gleichen Tendenzen wurden mit den FE- Berechnungen (Bild 5.17) festgestellt.

5.11 Ankerschienen in Bauteilecken

Zu den in diesem Abschnitt beschriebenen Versuchen mit Ankerschienen in Bauteilecken, liegen keine Vergleichsstudien mit Finiten Elementen vor. Es wurden Versuche mit den Profilen 38/17 und 72/48 mit Verankerungstiefen von $h_{\text{ef}} = 90$ mm und 215 mm mit verschiedenen Randabständen durchgeführt. Die Randabstände wurden bei Profil 38/17 zwischen 55 mm und 125 mm und bei Profil 72/48 zwischen 135 mm und 330 mm variiert. Der Achsabstand betrug bei beiden Profilen $s = 100$ mm. Die wichtigsten Versuchsparameter sind in Tabelle 5.22 aufgeführt, weitere Angaben zu den Versuchen sind in Wohlfahrt (1996) enthalten.

Lfd. Nr.	Profil	h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \bar{u} [mm]	Randabstand c_1 [mm]	Randabstand c_2 [mm]	Bauteildicke h [mm]	Anzahl der Versuche	Versagenslast $N_{u \text{ mittel},25}$ [kN]
1611	38/17	90	2	100	25	55	55	200	3	51,1
1612	72/48	215	2	100	25	125	125	450	3	161,4
1621	38/17	90	2	100	25	135	135	200	3	70,6
1622	72/48	215	2	100	25	330	330	450	3	249,0

Tabelle 5.22: Versuchsparameter

In Bild 5.109 sind die Traglasten der Ankerschienen im Vergleich zum Bemessungsverfahren für Ankerschienen aufgetragen.

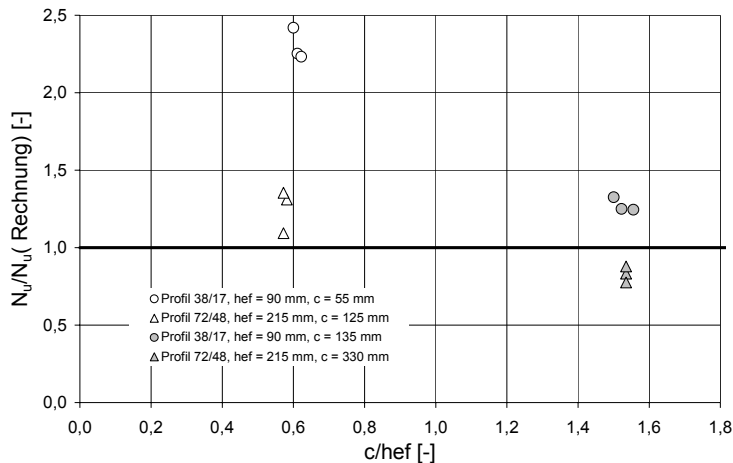


Bild 5.109: Verhältnis zwischen den in Versuchen ermittelten und berechneten Betonausbruchlasten. Ankerschienenkurzstücke mit 2 Ankern in der Bauteilecke in Abhängigkeit vom Verhältnis c/h_{ef}

Beim Vergleich der Versuchsergebnisse mit den berechneten Betonausbruchlasten bei Ankerschienen in der Bauteilecke wird deutlich, dass bei sehr kleinen Randabständen in Verbindung mit kleinen Verankerungstiefen die Versuchslasten deutlich über den nach vorgeschlagenen Berechnungsverfahren für Ankerschienen liegen. Allerdings hängen auch bei der Bemessung von Kopfbolzen nach dem CC-Verfahren die Ergebnisse in Bauteilecken aufgrund der Flächenbetrachtung auf der sicheren Seite.

5.12 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerschienen haben eine Abhängigkeit der kritischen Rand- und Achsabstände in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe ergeben (vgl. Abschnitt 5.3.6).

Weiterhin haben Untersuchungen mit Ankerschienen in der Bauteilfläche gezeigt, dass die durch den Ankerschienenkörper erzeugte Kerbe im Beton die Entstehung von Längsrissen unter dem Schienenkörper begünstigt. Hieraus resultiert eine Traglastabminderung im Vergleich zu Kopfbolzen, die mit ansteigender Verankerungstiefe abnimmt. Bei üblichen Profilabmessungen von maximal $h_{Pr}/h_{ef} \leq 0,4$ und $b_{Pr}/h_{ef} \leq 0,7$ wurde ab einer Verankerungstiefe von etwa $h_{ef} = 180$ mm kein Schieneneinfluss mehr festgestellt. Theoretische Untersuchungen mit extrem großen Schienenkörpern zeigten, dass bei einer Verkleinerung des Verhältnisses h_{Profil}/h_{ef} unter etwa 0,4 mit einer starken Traglastabnahme zu rechnen ist, da in Folge der großen Aussparung ein lokales Versagen unter dem Schienenkörper auftritt, das einer Reduktion der Verankerungstiefe um die volle Profilhöhe entspricht.

Darüber hinaus wurde ein Bemessungsansatz vorgestellt, der das Tragverhalten von Ankerschienen beschreibt und eine gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Anker der Schiene berücksichtigt. Die Bemessung von Ankerschienen mit dem für Kopfbolzen bekannten CC-Verfahren konnte nicht realisiert werden. In diesem Verfahren wird bei symmetrischen Laststellungen davon ausgegangen, dass alle Anker einer Gruppe (unabhängig von der Anzahl) gleichmäßig beansprucht werden. Bei Anker-

schienen kann allerdings nicht davon ausgegangen werden, dass eine gleichmäßige Lastverteilung über alle Anker unabhängig von der Ankeranzahl gegeben ist. Bei Untersuchungen mit Ankerschienen am Bauteilrand wurde im Gegensatz zum Ansatz nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen eine überproportionale Lastzunahme bei steigenden Randabständen deutlich. Daher wird vorgeschlagen den Randeinfluss bei Ankerschienen mit einem Faktor $\psi_{s,AS}$ zu berücksichtigen, der den überproportionalen Lastanstieg berücksichtigt. Darüber hinaus zeigen Ergebnisse von Berechnungen mit Ankerschienen, dass sich die Tragfähigkeit der Schienen mit einseitigem bzw. zweiseitigem (symmetrischen) Randeinfluss nur geringfügig ändert. Folglich wird vorgeschlagen bei Ankerschienen nur zur Schiene symmetrische Ausbruchflächen bei der Berechnung der Tragfähigkeit eines Ankers zu berücksichtigen. In den Bildern 5.110 und 5.111 sind die in den FE- Berechnungen und den Versuchen ermittelten Höchstlasten, in Abhängigkeit von den nach dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren für Ankerschienen ermittelten Werte, aufgetragen.

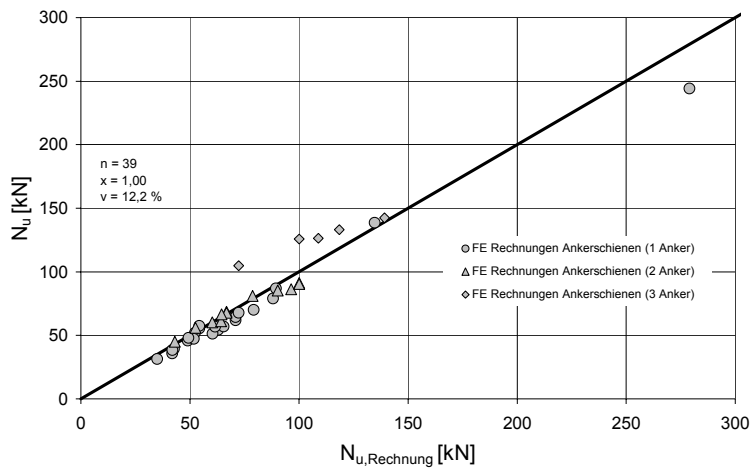


Bild 5.110: Vergleich Rechenmodell und FE-Ergebnisse

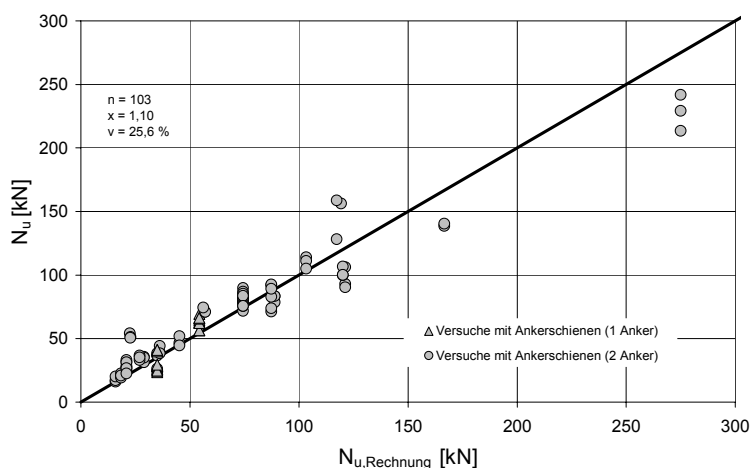


Bild 5.111: Vergleich Rechenmodell und Versuchsergebnisse

Insgesamt zeigt sich eine gute Übereinstimmung der berechneten Werte mit den Finite Element- und Versuchsergebnissen.

6. Belastung der Anker bei Ankerschienenmeterware mit beliebiger Belastung

6.1 Allgemeines

In Abschnitt 5 wurde ein Modell zur Berechnung der Bruchlast von Ankerschienen abgeleitet, dass bei Einleitung gleich hoher Lasten über allen Ankern gilt. In der Praxis kommt es jedoch häufig vor, dass die Schienen in den einzelnen Feldern unterschiedlich hoch belastet sind, so dass die Belastung der Anker ebenfalls unterschiedlich hoch ist. Aus diesem Grunde wird zunächst die Belastung der Anker bei beliebigem Lastangriff an der Schiene untersucht. Anschließend wird das in Abschnitt 5 vorgestellte Modell zur Berechnung der Betonausbruchlast das für eine gleiche Belastung aller Anker gilt, auf Ankerschienen mit ungleicher Belastung der einzelnen Anker erweitert.

Die aufnehmbare Höchstlast des kritischen Ankers soll dabei nach folgender Vorgehensweise ermittelt werden:

- a) Berechnung der auf die einzelnen Anker einwirkenden Last
- b) Berechnung der Betonausbruchlast (Widerstand) der einzelnen Anker in Erweiterung des Verfahrens nach Abschnitt 5
- c) Ermittlung des ungünstigsten Ankers

6.2 Lastumlagerungsverhalten

In Bild 6.1 ist exemplarisch eine Einbausituation für Ankerschienenmeterware in einer Stahlbetondecke dargestellt. Ankerschienen in Form von Meterware werden in Längen bis zu $l = 6$ m mit z.T. über 30 Anker produziert.

Bereits aus diesem Bild wird deutlich, dass eine, an der Ankerschiene angreifende Einzellast aufgrund der großen Länge nicht gleichmäßig auf alle vorhandenen Anker verteilt werden kann.



Bild 6.1: Einbausituation für Ankerschienenmeterware

Ein bedeutender Einflussfaktor auf das Lastumlagerungsverhalten einer Ankerschiene ist das Verhältnis Schienensteifigkeit (Profilgeometrie) zu Achsabstand s und Verankerungstiefe h_{ef} . Hieraus wurde die Notwendigkeit abgeleitet, detaillierte Untersuchungen zum Lastabtragungsverhalten von Ankerschienenmeterware unter belie-

biger zentrischer Zugbelastung durchzuführen. In Kraus/Eligehausen (2000/4) bis (2000/15) wurde mit Hilfe von FE-Untersuchungen mit dem Programm MASA die Lastverteilung und die Betonausbruchlast von Ankerschienenmeterware mit den Profilen 28/15, 50/30 und 72/48 mit 5 Anker und verschiedenen Achsabständen bei beliebiger Anordnung von Einzellasten studiert. Die Verankerungstiefe h_{ef} und der Schienenüberstand \bar{u} wurden jeweils nur in Verbindung mit dem Schienenprofil variiert. Bei allen Profilen wurden jeweils 3 verschiedene Achsabstände s sowie jeweils 2 Randabstände (mit $c_2 = c_3$) variiert. Für die Ankerschienen wurde ein linear-elastisches Werkstoffverhalten (E -Modul = 210000 N/mm^2) gewählt, um Fließen des Stahls zu verhindern und die Versagensart Betonausbruch zu garantieren. Die Verwendung eines linear-elastischen Stahlmodells ist eine auf der sicheren Seite liegende Annahme für die Lastabtragung, da bei elastisch-plastischem Materialverhalten nach dem Fließen des Stahls eine größere Lastumlagerungsfähigkeit gegeben ist als beim gewählten Modell. Die meisten untersuchten Laststellungen wurden symmetrisch zum Mittelanker einer Schiene mit 5 Anker modelliert; also wurden zwei Einzellasten mit einem Abstand x vom Mittelanker A simuliert. In Bild 6.2 ist schematisch die Schiene mit den Lastangriffspunkten dargestellt. Zusätzlich durchgeführte Berechnungen werden in den einzelnen Abschnitten beschrieben.

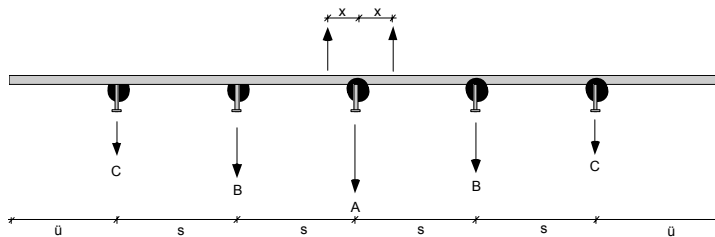


Bild 6.2: Ankerschiene mit Lastangriffspunkten

Je Reihe wurden etwa 15 verschiedene Lastangriffspunkte zwischen dem Mittelanker A und dem benachbarten Anker B ausgewertet. Die Randabstände wurden bei allen Modellen symmetrisch $c_2 = c_3$ gewählt und die Schiene parallel zum Bauteilrand modelliert. Die Bezeichnungen der Eck- und Randabstände ($c_1/c_2/c_3$) sind in Bild 6.3 definiert.

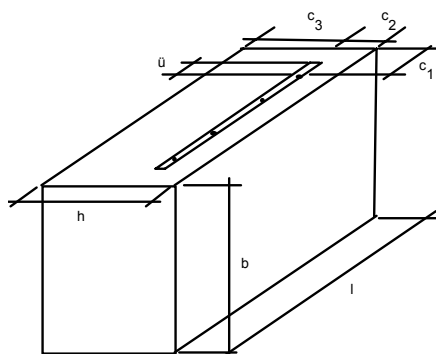


Bild 6.3: Rand- und Eckabstände

In Tabelle 6.1 sind die wichtigsten Parameter der Untersuchungen aufgeführt. Detaillierte Angaben über die etwa 250 Einzelberechnungen sind in Kraus/Eligehausen (2000/4) bis (2000/15) enthalten.

Bez. Reihe	Profil	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Abstand der Lastangriffspunkte vom mittleren Bolzen [mm]	Achsabstand s [mm]	Schienenüberstand \ddot{u} [mm]	Seitlicher Randabstand ($c_2 = c_3$) [mm]	Bauteildicke h [mm]	Betongüte β_{w200} [N/mm ²]
P	28/15	45	0 bis 50	50	160	40	160	29,4
R	28/15	45	0 bis 50	50	160	200	160	29,4
T	28/15	45	0 bis 125	125	160	40	160	29,4
U	28/15	45	0 bis 125	125	160	200	160	29,4
V	28/15	45	0 bis 200	200	160	40	160	29,4
W	28/15	45	0 bis 200	200	160	200	160	29,4
C	50/30	85	0 bis 100	100	300	75	300	29,4
D	50/30	85	0 bis 100	100	300	300	300	29,4
E	50/30	85	0 bis 200	200	300	75	300	29,4
F	50/30	85	0 bis 200	200	300	300	300	29,4
A	50/30	85	0 bis 300	300	300	75	300	29,4
B	50/30	85	0 bis 300	300	300	300	300	29,4
G	72/48	215	0 bis 150	150	750	150	1000	29,4
H	72/48	215	0 bis 150	150	750	1000	1000	29,4
I	72/48	215	0 bis 150	300	750	150	1000	29,4
K	72/48	215	0 bis 150	300	750	1000	1000	29,4
L	72/48	215	0 bis 150	460	750	150	1000	29,4
M	72/48	215	0 bis 150	460	750	1000	1000	29,4

Tabelle 6.1: Variierte Parameter der Untersuchungen zum Lastumlagerungsverhalten

Die Abmessungen der modellierten Ankerschienen wurden an die Schienenmaße originaler Ankerschienen namhafter Schienenhersteller angelehnt. Genaue Angaben über die Abmessungen der Schienen sind in Kraus/Eligehausen (2000/4) bis (2000/15) enthalten. Die Modellierung der Schienen erfolgte größtenteils entsprechend den Modellen aus Abschnitt 5. Zusätzlich zu den Betonelementen wurden Stahlelemente für die Schiene und eine Kontaktschicht modelliert und ineinander eingefügt. Zur Reduzierung von Elementen wurden meist nur Viertelkörper modelliert (Bild 6.4).

modellierter Bereich

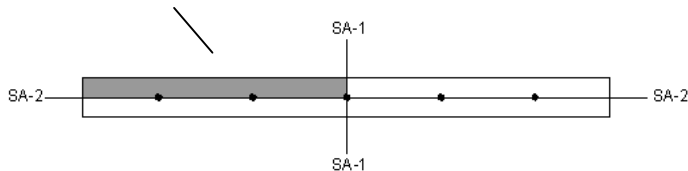


Bild 6.4: Ankerschiene mit 5 Ankern mit Darstellung des modellierten Bereichs

In Bild 6.5 ist exemplarisch ein Modell eines Betonkörpers mit Ankerschiene (Modell mit 5 Ankern) dargestellt.

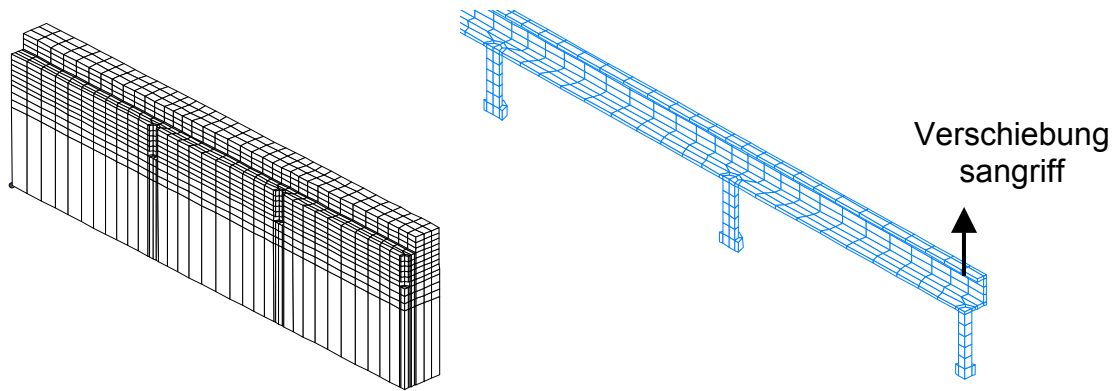


Bild 6.5: Modell Ankerschienenmeterware (5 Anker)

In der Realität werden in Ankerschienen Haken- oder Hammerkopfschrauben zur Lasteinleitung (Bild 6.6) eingebaut. Bei allen durchgeführten Berechnungen wurde der Belastungsangriff durch eine Verschiebung (verschiebungsgesteuerte Rechnung) am Schienenflansch in z-Richtung simuliert (Bild 6.5). Die Belastung greift hierbei an zwei Knoten an der Oberseite des Schienenflansches an.

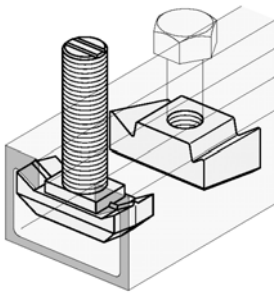


Bild 6.6: Darstellung einer originalen Ankerschiene mit einer Hakenkopfschraube

Zur Gewährleistung einer möglichen Lastübertragung auf den Beton infolge einer Schienenbiegung war weiterhin eine Kontaktschicht notwendig, die Druckkräfte in den Beton übertragen kann (Druckfestigkeit der Kontaktschicht $29,4 \text{ N/mm}^2$). Ein Abheben der Schiene von der Betonoberfläche sollte hingegen nicht behindert werden. Daher wurde die Zugfestigkeit der Kontaktschicht mit 2 N/mm^2 sehr gering gehalten. Zur Auswertung der Untersuchungen wurden die Bruchfiguren der verschiedenen Ankerschienen analysiert und bewertet und zur Ermittlung der Ankerlasten die Spannungen in den Einzelankern der Schienen ausgewertet. In Bild 6.7 ist exemplarisch der belastete Schienenkörper eines Profils 28/15 mit Achsabstand $s = 50 \text{ mm}$ (3-fach überhöht) dargestellt.

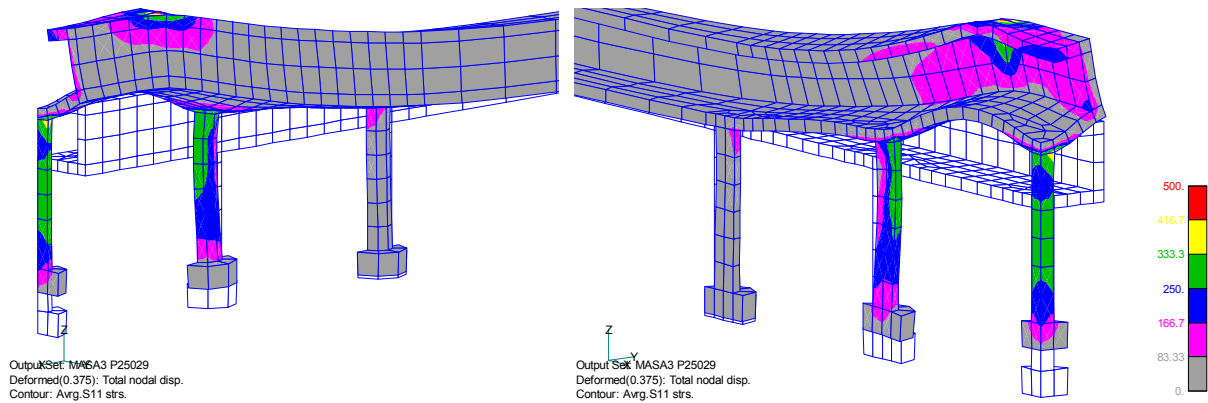


Bild 6.7: Spannungen bei Höchstlast am Beispiel Profil 28/15 mit $s = 50 \text{ mm}$

6.2.1 Lastverteilung bei Laststellung über einem Anker

Zum grundsätzlichen Verständnis des Lastabtragungsmechanismus bei Ankerschienenmeterware ist es zunächst notwendig, die Lastverteilung auf die Einzelanker bei Belastung über einem Anker zu kennen. Prinzipiell sind folgende Möglichkeiten zur Berechnung der Lastverteilung denkbar:

- a) Annahme einer gleichmäßigen Lastverteilung auf alle Anker
- b) Ankerschiene als ein System von gelenkig gelagerten Einfeldträgern
- c) Betrachtung der Ankerschiene als Durchlaufträger

Zur Bestimmung der Lastverteilung wurden in Kraus/Eligehausen (2000/6), (2000/8) und (2000/12) Berechnungen mit Profil 28/15 (Reihe P, T, V), 50/30 (Reihe A, C, E) und 72/48 (Reihe G, I, L) mit jeweils 3 verschiedenen Achsabständen und Belastung über einem Anker (Mittelanker A) am Bauteilrand durchgeführt. Bei Profil 72/48 mit $h_{ef} = 215 \text{ mm}$ betrug der Randabstand $c_2 = c_3 = 150 \text{ mm}$, bei Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85 \text{ mm}$ 75 mm und bei Profil 28/15 mit $h_{ef} = 45 \text{ mm}$ 40 mm . Die in den Berechnungen bei Höchstlast ermittelten Ankerlasten der einzelnen Anker sind in Tabelle 6.2 aufgeführt. Weiterhin sind in Tabelle 6.2 die prozentualen Lastanteile der Einzelanker in Abhängigkeit von der Summe der Ankerlasten aufgetragen.

Profil	Achsabstand s [mm]	Lfd. Nr.	Anker A [kN]	Anker B [kN]	Anker C [kN]	Summe der Ankerlasten [kN]	Anker A [%]	Anker B [%]	Anker C [%]
28/15	50	P000	7,3	4,1	0,9	17,3	42,2	23,7	5,2
28/15	125	T000	10,0	3,8	0	17,6	56,8	21,6	0,0
28/15	200	V000	11,7	1,6	0	15,0	78,3	10,8	0,0
50/30	100	C000	26,4	10,9	1,6	51,4	51,4	21,2	3,1
50/30	200	E000	32,2	4,9	0,2	42,4	75,9	11,6	0,5
50/30	300	A000	33,6	2,5	0	38,6	87,0	6,5	0,0
72/48	150	G000	115,9	63,2	11,3	264,9	43,8	23,9	4,3
72/48	300	I000	130,8	33,6	0	198,0	66,1	17,0	0,0
72/48	460	L000	139,5	11,6	0	162,7	85,7	7,1	0,0

Tabelle 6.2: Ankerlasten bei Laststellung $x = 0 \text{ mm}$ am Bauteilrand

Weiterhin wurden von Kraus/Elgehausen (2000/6), (2000/8) und (2000/12) Berechnungen mit Profil 28/15 (Reihe P, T, V), 50/30 (Reihe A, C, E) und 72/48 (Reihe G, I, L) mit jeweils den gleichen Achsabständen und Belastung über einem Anker (Mittelanker A) mit großem Randabstand durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.3 enthalten.

Profil	Achsabstand s [mm]	Lfd. Nr.	Anker A [kN]	Anker B [kN]	Anker C [kN]	Summe der Ankerlasten [kN]	Anker A [%]	Anker B [%]	Anker C [%]
28/15	50	R000	11,5	7,1	1,9	29,4	39,0	24,1	6,5
28/15	125	U000	13,6	4,1	0,0	21,9	62,2	18,9	0,0
28/15	200	W000	14,9	2,3	0,0	19,6	76,2	11,9	0,0
50/30	100	D000	36,6	21,3	4,7	88,6	41,3	24,0	5,3
50/30	200	F000	46,5	16,6	0,0	79,7	58,4	20,8	0,0
50/30	300	B000	48,4	5,0	0,0	58,3	82,9	8,6	0,0
72/48	150	H000	168,8	144,1	31,1	519,1	32,5	27,8	6,0
72/48	300	K000	199,7	64,9	0,0	329,4	60,6	19,7	0,0
72/48	460	M000	197,9	24,5	0,0	246,8	80,2	9,9	0,0

Tabelle 6.3: Ankerlasten bei Laststellung über dem Mittelanker (x = 0) mm, Ankerschienen mit großem Randabstand

Zur Verdeutlichung der Unterschiede im Lastabtragungsmechanismus in Abhängigkeit vom Achsabstand der Anker, sind in den Bildern 6.8 bis 6.14 die Rissbilder und Lastverteilungen am Beispiel des Schienenprofils 28/15 am Bauteilrand für die Achsabstände $s = 50 \text{ mm} = 1,1 h_{ef}$, $125 \text{ mm} = 2,8 h_{ef}$ und $200 \text{ mm} = 4,4 h_{ef}$ graphisch dargestellt (Reihe P, T V).

Die Bilder 6.8 und 6.9 zeigen das Profil 28/15 mit einem Achsabstand von 50 mm und Belastung über dem Mittelanker bei Höchstlast und im Nachbruch. Bei Höchstlast ist am Mittelanker eine Rissbildung erkennbar, am Anker B sind geringe Dehnungen sichtbar. Am Außenanker werden keine Dehnungen sichtbar.

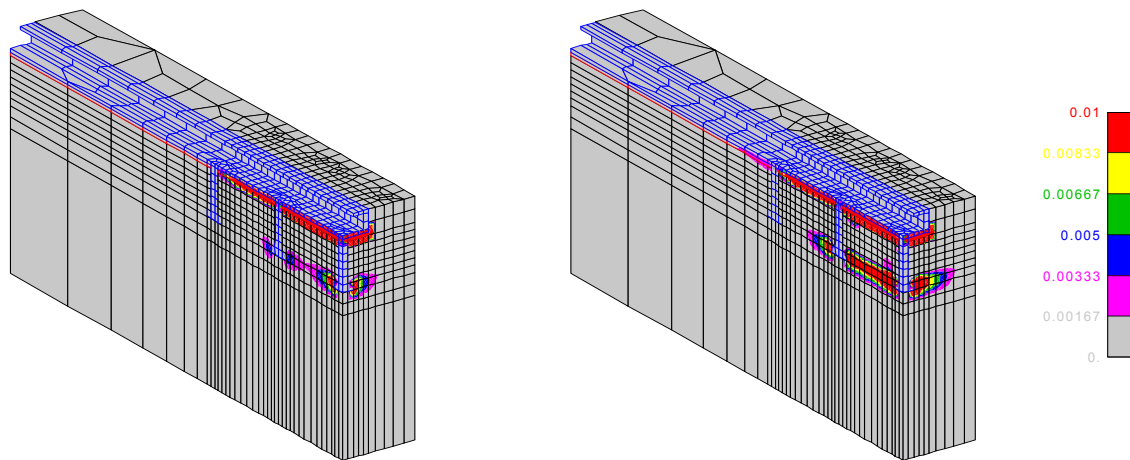


Bild 6.8: Hauptzugdehnung bei Profil 28/15, s = 50 mm, x = 0 mm bei N_u

Bild 6.9: Profil 28/15, s = 50 mm, x = 0 mm nach Überschreiten der Höchstlast

In Bild 6.10 sind die Ankerlasten der Einzelanker aufgetragen und durch eine Funktion angenähert. Die Gleichung der Funktion ist im Bild angegeben. In den weiteren Untersuchungen wird ein besonderer Wert darauf gelegt, den Lastabtragungsmechanismus in Form einer Gleichung zu beschreiben.

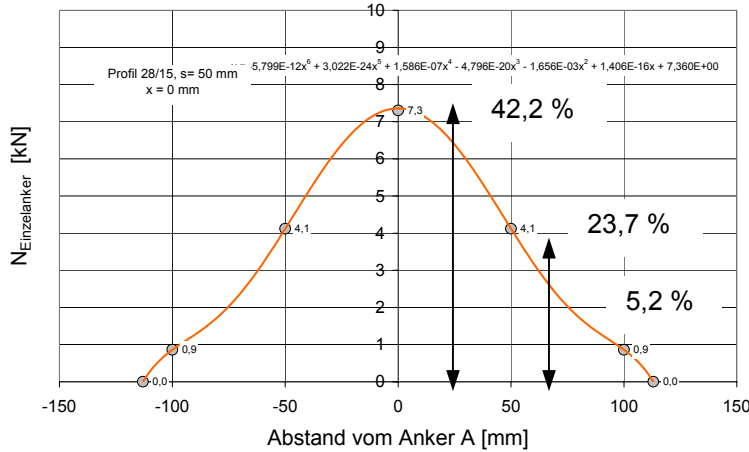


Bild 6.10: Ankerlasten A, B und C bei Profil 28/15 (P Reihe), bei Laststellung über dem Mittelanker

Bei Laststellung über dem Mittelanker und dem kleinsten gewählten Abstand der Anker von $s = 50$ mm trägt der Mittelanker 42,2 % der Ankerlasten in den Beton ab. Die benachbarten Anker tragen 23,7 % und die äußersten Anker noch 5,2 % der Last in den Untergrund ab.

Zum Vergleich sind in den Bildern 6.11 und 6.12 die Rissbilder von Profil 28/15 mit einem Achsabstand von 125 mm und ebenfalls Belastung über dem Mittelanker bei Höchstlast und im Nachbruch dargestellt. Bei Höchstlast ist am Mittelanker eine Rissbildung in Form eines Ausbruchkegels erkennbar. Am Anker B sind geringe Dehnungen sichtbar. Am Außenanker sind sowohl bei Höchstlast als auch nach Überschreiten der Höchstlast keine Risse vorhanden.

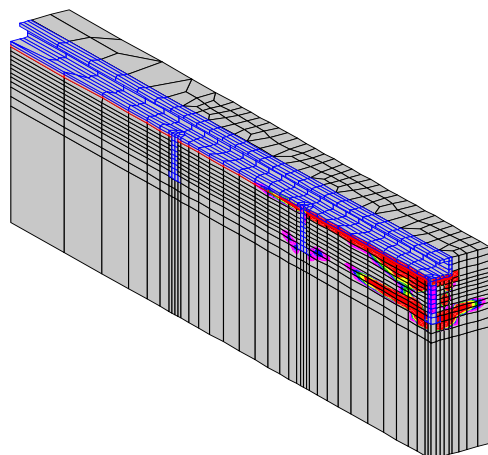


Bild 6.11: Profil 28/15, $s = 125$ mm, $x = 0$ mm bei N_u

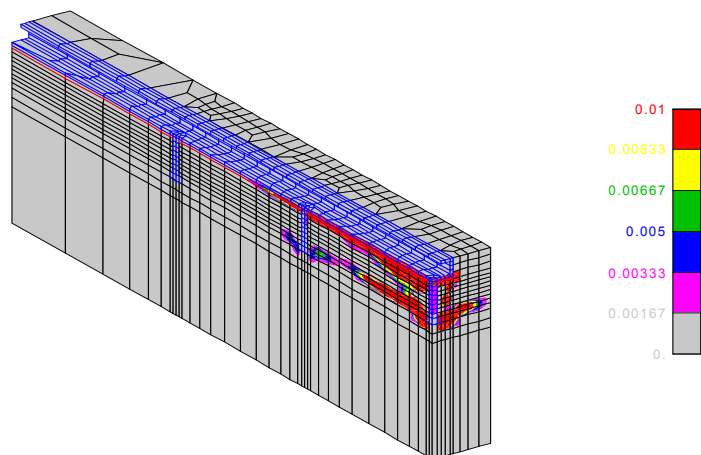


Bild 6.12: Profil 28/15, $s = 125$ mm, $x = 0$ mm im Nachbruch

Bei Profil 28/15 mit einem Achsabstand von 200 mm und ebenfalls Belastung über dem Mittelanker ist bei Höchstlast am Mittelanker eine Rissbildung in Form eines Ausbruchkegels erkennbar. Am Anker B sind noch keine Dehnungen sichtbar. Erst nach Überschreiten der Höchstlast sind bei Anker B geringe Dehnungen vorhanden. Der äußerste Anker bleibt unbelastet.

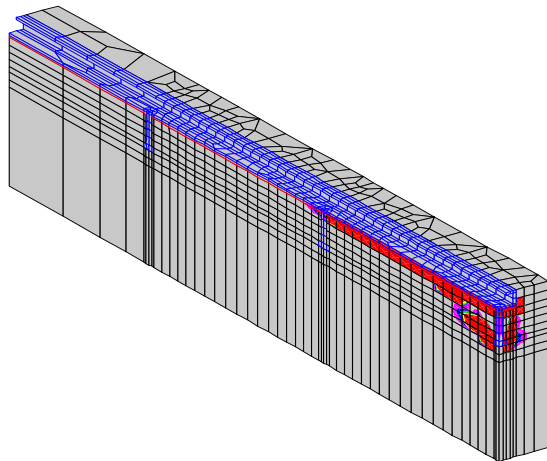


Bild 6.13: Profil 28/15, $s = 200$ mm, $x = 0$ mm bei N_u

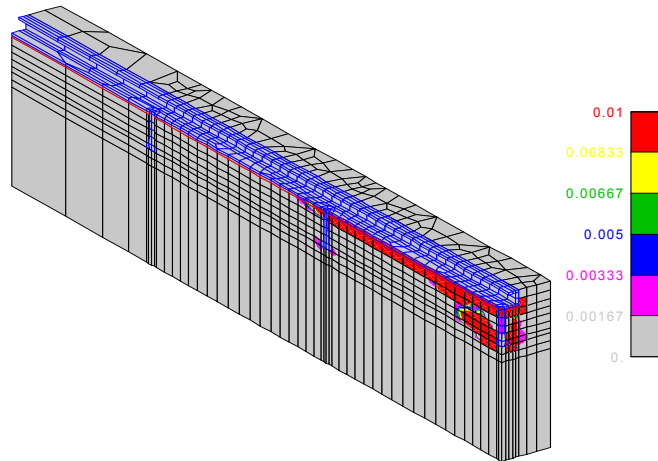


Bild 6.14: Profil 28/15, $s = 200$ mm, $x = 0$ mm im Nachbruch

In Bild 6.15 sind die Ankerlasten aus den 3 Berechnungen über den Abstand der Anker vom belasteten Mittelanker aufgetragen.

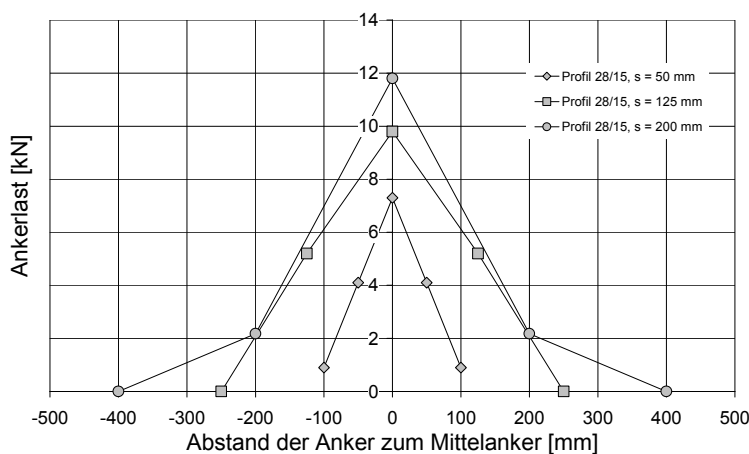


Bild 6.15: Ankerlasten über den Abstand der Anker zum belasteten Mittelanker (Laststellung $x = 0$)

Die prozentuale Lastverteilung über die Schienen ist in Bild 6.16 dargestellt. Aus Bild 6.15 wird deutlich, dass selbst bei kleinen Achsabständen keine gleichmäßige Lastverteilung auf alle Anker einer Ankerschiene möglich ist. Unabhängig vom Achsabstand wird bei allen untersuchten Achsabständen mit Profil 28/15 ein dreiecksförmiger Lastabtragungsmechanismus deutlich. Es zeigt sich, dass mit zunehmenden Achsabstand s prozentual nur noch geringere Lasten auf die Nachbaranker übertragen werden können (Bild 6.16). Im vorliegenden Beispiel trägt der Nebenanker des hauptbelasteten Ankers bei $s = 50$ mm nur noch 56,2 % der Last des hauptbelastete-

ten Ankers, bei $s = 125 \text{ mm}$ 53,0 % und bei $s = 200 \text{ mm}$ 18,5 %. Der vom hauptbelasteten Anker aus gesehen übernächste Anker C kann bei $s = 50 \text{ mm}$ nur mit 12,3 % der Last dieses Ankers zur Lastabtragung aktiviert werden.

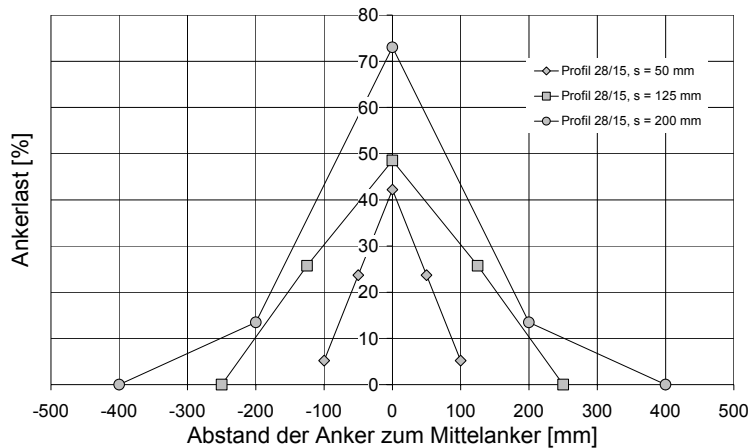


Bild 6.16: Prozentuale Ankerlasten über den Abstand der Anker zum belasteten Mittelanker (Laststellung $x = 0$)

Weiterhin wird in Bild 6.16 deutlich, dass mit zunehmendem Achsabstand die absolut aufnehmbare Last des direkt belasteten Ankers zunimmt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei kleinen Achsabständen die starke Aktivierung der Nebenanker die aktivierbare Bruchfläche des hauptbelasteten Ankers reduziert. Bei großem Randabstand kann der höchstbelastete Anker mit zunehmendem Achsabstand die Tragfähigkeit eines nicht von Nebenkern beeinflussten Ankers erreichen $A_{c,N} = A_{c,N}^0$.

Die berechneten Ankerlasten können mit folgenden drei Modellen zur Lastverteilung verglichen werden:

- Gleichmäßige Verteilung der Lasten auf alle vorhanden Anker: Selbst bei kleinen Achsabständen konnte keine gleichmäßige Lastverteilung auf alle Anker nachgewiesen werden.
- Reihe von Einfeldträgern: Bei $x = 0$ trägt der Mittelanker die gesamte aufgebrachte Last, die Lastumlagerung wird vernachlässigt. Diese Art der Lastverteilung wurde von Wohlfahrt (1996) vorgeschlagen. Allerdings ist der Lastabtragungsmechanismus von Ankerschienenmeterware ein über die Belastung veränderlicher Mechanismus der im Weiteren beschrieben wird.

In Bild 6.17 werden die in den FE Rechnungen ermittelten Ankerlasten des Mittelankers A mit den Ankerlasten am Mittelanker (A_1) verglichen, die sich ergeben würden, wenn die Schienen als Kette gelenkig gelagerter Einfeldträger betrachtet würde. Bild 6.17 zeigt somit die Veränderung von A/A_1 in Abhängigkeit von der angreifenden Last N für die Laststellung über dem Mittelanker bei allen variierten Achsabständen. Der Wert 1 für das Verhältnis A/A_1 bedeutet eine Übereinstimmung der Ergebnisse mit dem Modell der gelenkigen Einfeldträger. Eine Übereinstimmung mit dem CC-Verfahren und somit gleichmäßige Belastung aller Anker, bedeutet bei 5 Ankern einen Wert von 0,2 für das Verhältnis A/A_1 .

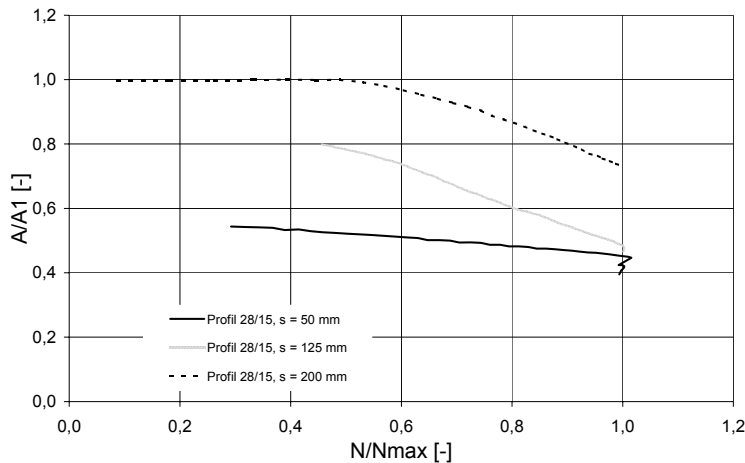


Bild 6.17: Lastabtragungsmechanismus in Abhängigkeit von der Lasthöhe

Aus Bild 6.17 kann abgeleitet werden, dass bei kleinen Achsabständen von $s = 50$ mm das Verhältnis A/A_1 mit 0,45 deutlich über dem Wert 0,2 liegt. Nimmt man an, dass nur drei Anker mitwirken, müsste nach dem CC-Verfahren ein Wert von 0,33 vorliegen. Auch dieser Wert ist noch deutlich überschritten. Bei größeren Achsabständen zeigt sich tendenziell eine Annäherung an das Modell der gelenkig gelagerten Einfeldträger, wird aber nicht vollständig erreicht, da auch bei großen Achsabständen Lasten an die Nachbaranker übertragen werden.

- c) Durchlaufträger mit starrer Lagerung: Lastverteilung wird vernachlässigt. Der Grund, warum mit Modell c) die Lastverteilung nicht zutreffend beschrieben wird, ist durch die Ankerverschiebung der belasteten Anker zu erklären. Die auftretenden Auflagersenkungen werden bei Berechnung mit starren Auflagern nicht erfasst. Da die Auflagersenkung von zahlreichen Parametern abhängt und die Berechnung der Lastverteilung dann relativ aufwendig wird, wird ein vereinfachtes Modell gesucht, das die Lastverteilung von Ankerschienen ausreichend genau beschreibt.

In Bild 6.18 sind entsprechend Bild 6.15 die Ankerlasten aus den Berechnungen mit den Profilen 50/30 und 72/48 ebenfalls über den Abstand der Anker vom belasteten Mittelanker aufgetragen. Die Ergebnisse mit Profil 28/15 sind zum Vergleich mit eingetragen.

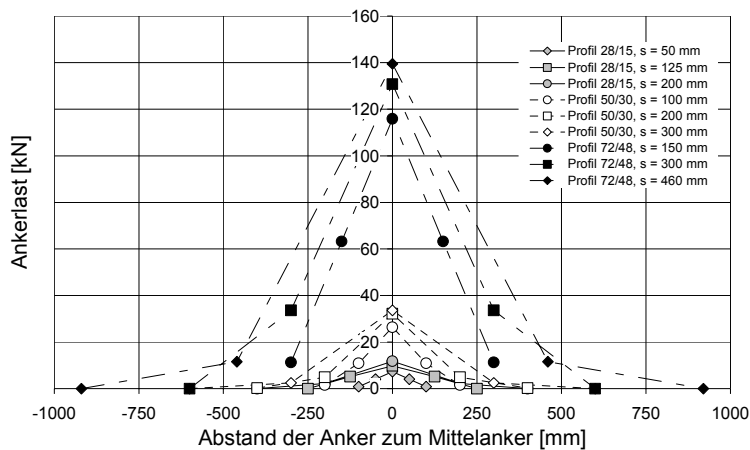


Bild 6.18: Ankerlasten über den Abstand der Anker zum belasteten Mittelanker (Laststellung $x = 0$)

Gemäß Bild 6.16 ist in Bild 6.19 die prozentuale Lastverteilung auf die einzelnen Anker dargestellt.

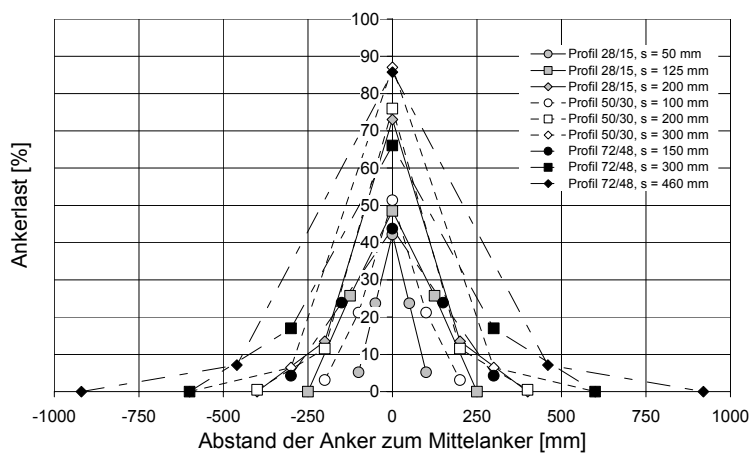


Bild 6.19: Prozentuale Ankerlasten über den Abstand der Anker zum belasteten Mittelanker (Laststellung $x = 0$)

Bild 6.19 zeigt auch bei den größeren Profilen einen Tragmechanismus wie er bereits bei Profil 28/15 ermittelt wurde. Aus den ermittelten Ergebnissen erscheint es sinnvoll die Lastabtragung durch „Dreiecke“ anzunähern, welche die Lastausbreitung von Einzellasten über die Schiene beschreiben. Ein Vorteil dieser Methode ist, dass die relativ komplizierten Gleichungen zur Beschreibung der glockenförmigen Verteilung durch eine von der Profilgröße abhängige Lastverteilung ersetzt werden könnten. Am Beispiel Profil 28/15 mit $s = 50$ mm aus Bild 6.10 ist in Bild 6.20 die Annäherung durch Dreiecke exemplarisch mit eingetragen.

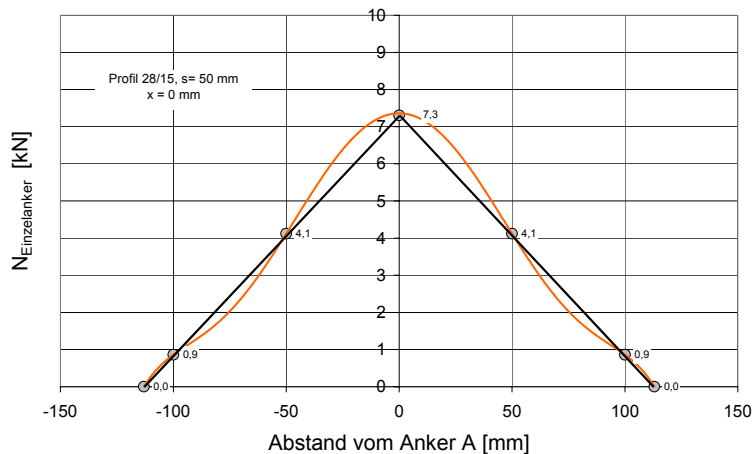


Bild 6.20: Annäherung der Lastverteilung durch Dreiecke (Profil 28/15, P Reihe)

Die Einflusslänge l wird unter Anwendung des Strahlensatzes aus den Ankern A und C mit $7,3/(2 \cdot s + l) = 0,9 \cdot l$ ermittelt. Die Einflusslänge l beschreibt den Bereich einer Ankerschiene, in dem die von einer Einzellast aktivierbaren Anker liegen. Sie beträgt für Profil 28/15 mit $s = 50$ mm $l = 113$ mm und ist in Bild 6.20 eingetragen. Aufgrund des Einflusses des Ankerachsabstandes und der Profilgröße, werden im Folgenden für alle untersuchten Profilgrößen die entsprechenden Einflusslängen der Dreiecks-Referenzverteilungen ermittelt. Die Einflusslängen für die Profile mit mittleren und großen Ankerachsabständen werden analog ermittelt, allerdings wird das Dreieck durch die Anker A und B bestimmt, da der Anker C bei der Laststellung $x = 0$ mm nicht an der Lastabtragung beteiligt ist. Eine Ausnahme bildet Profil 50/30 mit Achsabstand $s = 200$ mm am Bauteilrand. Bei diesem Profil und $x = 0$ mm wird der Anker C noch aktiviert. Folglich ergeben sich 2 Möglichkeiten die Einflusslänge l zu berechnen, zum einen durch die Anker A und B bzw. A und C. Bei Berechnung mit den Ankern A und B ergibt sich $l = 236$ mm und bei den Ankern A und C $l = 403$ mm. Bei Verwendung der kleineren Einflusslänge wird der Lastanteil des Ankers C vernachlässigt und bei Verwendung der größeren Einflusslänge wird der Anker B deutlich in seiner Tragfähigkeit überschätzt. Auf der sicheren Seite liegend wird zunächst die kleinere Einflusslänge gewählt. In Tabelle 6.4 sind für die untersuchten Profile in Abhängigkeit vom Ankerachsabstand s die Einflusslängen l der Dreiecks-Referenzverteilungen dargestellt. Bei der Ermittlung der Einflusslängen wird zwischen Einflusslänge in der Bauteilfläche und am Bauteilrand unterschieden. Diese Unterscheidung ist zunächst notwendig, da bei Randeinfluss das Lastumlagerungsvermögen einer Befestigung bei Betonausbruch abnimmt.

Profil	Achsabstand s [mm]	Lfd. Nr.	Einflusslänge l am Bauteilrand [mm]	Lfd. Nr.	Einflusslänge l in der Bauteilfläche [mm]
28/15	50	P000	113	R000	120
	125	T000	202	U000	180
	200	V000	232	W000	237
50/30	25	-	-	X25	120
	50	-	-	X50	186
	100	C000	213	D000	230
	200	E000	236	F000	311
	300	A000	324	B000	335
	460	-	-	X460	481
72/48:	150	G000	333	H000	368
	300	I000	404	K000	444
	460	L000	502	M000	525

Tabelle 6.4: Parameter für die Berechnung von Ankerlasten

Die Ergebnisse zeigen, dass die Einflusslänge l in der Bauteilfläche außer bei Profil 28/15 mit s = 125 mm im Vergleich zur ermittelten Einflusslänge am Bauteilrand größer ist. In Bild 6.21 sind die Einflusslängen l aus Tabelle 6.4 in Abhängigkeit vom Achsabstand s für jedes untersuchte Profil dargestellt. Zur Verdeutlichung wurden die Ergebnisse jeweils eins Profils mit konstantem Randabstand durch Trendlinien ergänzt.

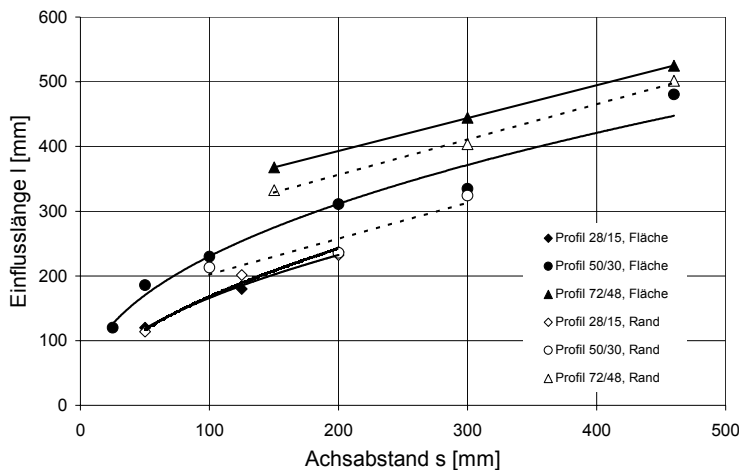


Bild 6.21: Darstellung der Einflusslänge l in Abhängigkeit vom Achsabstand s für die Profile 28/15, 50/30 und 72/48

Aus Bild 6.21 wird deutlich, dass bei konstantem Achsabstand mit zunehmender Schienensteifigkeit die Einflusslänge l ansteigt. Weiterhin ist zu erkennen, dass in der Bauteilfläche ein günstigeres Lastausbreitungsverhalten gegeben ist, als am Bauteilrand. Dies ist dadurch zu begründen, dass durch den Bauteilrand der höchstbelastete Anker nur ein geringeres Lastumlagerungsvermögen (geringere Verschiebungen bis zum Bruch) hat als Anker in der Bauteilfläche. Um die Abhängigkeit der Einflusslänge vom Achsabstand weiter zu verdeutlichen ist in Bild 6.22 die Einflusslänge l zum Achsabstand s über den Achsabstand aufgetragen.

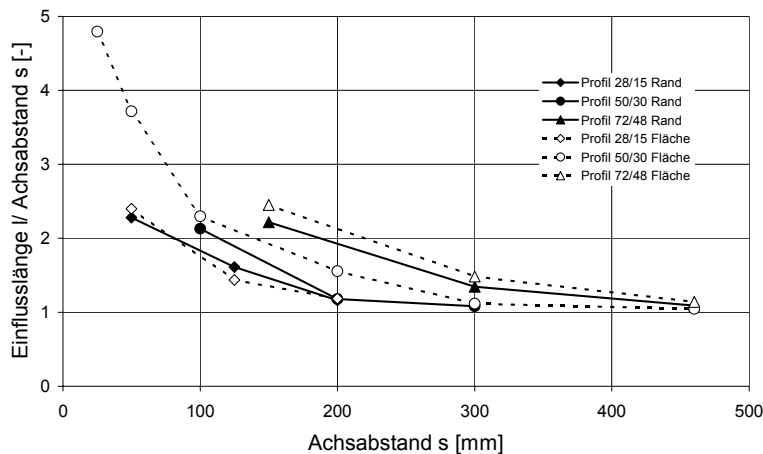


Bild 6.22: Verhältnis Einflusslänge l zu Achsabstand s in Abhängigkeit vom Achsabstand s

Bild 6.22 zeigt, dass bei kleinen Achsabständen s die Einflusslänge l deutlich größer werden kann, als der Achsabstand der Anker. Dies bedeutet, dass Nachbaranker Last aufnehmen. Es wurden Werte bis etwa dem 5-fachen Achsabstand ermittelt. Bei großen Achsabständen ist eine Annäherung der Einflusslänge l an den Achsabstand zu beobachten, d.h. der Nachbaranker trägt bei Laststellung über einem Anker nicht mehr mit. Das Tragverhalten entspricht dann dem Modell von gelenkig gelagerten Einfeldträgern. Bild 6.22 zeigt, dass das Verhältnis l/s bei gleichem Achsabstand s vom Schienenprofil abhängig ist. Dies bedeutet, dass die Einflusslänge l entweder von einer Potenz von s oder zusätzlich zum Achsabstand noch von weiteren schienenspezifischen Parametern beeinflusst wird.

Im Folgenden werden die Einflusslängen l_y und die Lastanteile an der Lasteinleitungsstelle in Abhängigkeit von gegebenen Profilparametern ausgewertet. In Tabelle 6.5 sind Profilparameter der untersuchten Profile aufgeführt.

Profil	Verankerungstiefe [mm]	Achsabstand [mm]	Profilquerschnitt [cm ²]	l_y [cm ⁴]
28/15	45	50 bis 200	1,38	0,40
50/30	85	25 bis 460	4,41	5,24
72/48	215	150 bis 460	11,20	35,14

Tabelle 6.5: Schienenparameter

Für die Untersuchung des Lastabtragungsmechanismus bei der Versagensart Betonausbruch war es notwendig, die Schienen mit einem linear elastischem Stahl zu modellieren, um Versagen des Stahls zu verhindern. Folglich wird ein großer Teil der Last über Biegung der Schiene in die Anker und dann in den Beton abgeleitet. Zusätzlich treten bei Belastung der Anker Verschiebungen der Anker im Beton auf, die die Lastumlagerung auf weitere Anker begünstigen. Diese Einflüsse lassen sich nicht einfach analytisch erfassen. Daher wurde eine Regressionsanalyse zur Ermittlung der Einflusslänge l unter Berücksichtigung der maßgebenden Parameter Stützweite und Trägheitsmoment durchgeführt. Die maßgebenden Parameter wurden aus einer

Gleichung zur Beschreibung der Durchbiegung von beidseitig eingespannten Zweifeldträgern abgeleitet (Gleichung 6.1).

$$\frac{l}{s} = \frac{(2 \cdot s)^3}{196 \cdot E \cdot I_y^{0,3}} \quad (6.1)$$

In Bild 6.23 sind die Ergebnisse der untersuchten Schienenprofile aus Tabelle 6.4 über die rechte Seite von Gleichung (6.1) aufgetragen. Weiterhin sind die durch die Regressionsanalyse ermittelten Gleichungen, unterschieden nach Bauteilfläche und Bauteilrand, eingetragen.

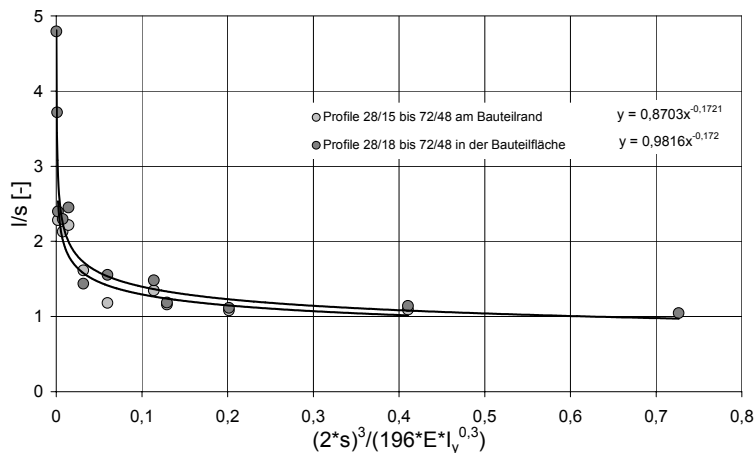


Bild 6.23: Lastausbreitung in Abhängigkeit vom Schienenprofil und Achsabstand

Da die Regressionsanalyse für Ankerschienen am Bauteilrand und in der Bauteilfläche ähnlich Ergebnisse ergab, wird vorgeschlagen die Lastausbreitung hinsichtlich der Lage der Schiene am Bauteilrand bzw. in der Bauteilfläche nicht zu unterscheiden. Somit ergibt sich Gleichung (6.2).

$$\frac{l}{s} = 0,98 \cdot \left[\frac{(2 \cdot s)^3}{196 \cdot E \cdot I_y^{0,3}} \right]^{-0,172} \quad (6.2)$$

In den Gleichungen (6.3) und (6.4) wird Gleichung (6.2) aufgelöst und vereinfacht.

$$l = 1,56 \cdot E^{0,172} \cdot s^{0,484} \cdot I_y^{0,0516} \approx \alpha_1 \cdot s^{0,5} \cdot I_y^{0,05} \quad (6.3)$$

Wird in Gleichung (6.3) für E 210000 N/mm² und für I_y , ein in der Mitte des produzierten Schienenspektrums liegender Wert von 9,4 cm⁴ gewählt so kann Gleichung (6.3) mit Gleichung (6.4) angenähert werden. α_1 wird aus E und dem Vorfaktor ermittelt.

$$l = 24 \cdot \sqrt{s} \quad \text{für } l \geq s \quad (6.4)$$

Der Übergang von $l \geq s$ zu s stellt den Übergang zum gelenkig gelagerten Einfeldträger dar.

In Bild 6.24 sind die in Tabelle 6.4 ermittelten Ergebnisse für die Lastausbreitungslänge l und die nach Gleichung (6.4) ermittelten Ergebnisse über den Achsabstand aufgetragen.

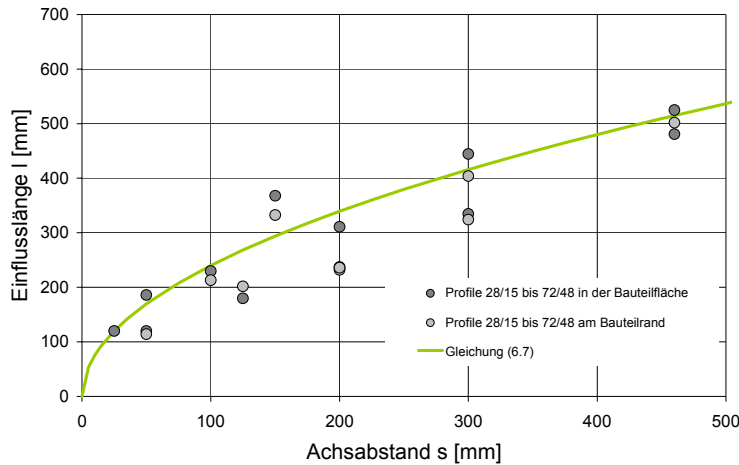


Bild 6.24: Einflusslänge l in Abhängigkeit vom Achsabstand s

Ziel der Arbeit war es ein Bemessungsmodell für Ankerschienen für den praktischen Gebrauch (Handrechnung soll möglich sein) zu ermitteln. Aus Bild 6.24 kann abgeleitet werden, dass die mit Gleichung (6.4) ermittelten Einflusslängen ein Streuband von etwa 25 % aufweisen. Für die Praxis ist die gewählte Annäherung dennoch als ausreichend genau anzusehen.

Statt der vorgeschlagenen Vereinfachung könnte das Tragverhalten von Ankerschienen durch ein Modell mit Trägern auf elastischer Bettung (Anker) ggf. noch realistischer abgebildet werden. Allerdings ist dann bei der Bemessung der Ankerschiene eine EDV-Unterstützung unumgänglich.

6.2.2 Bestimmung der Lastverteilung bei beliebiger Laststellung

Es wird angenommen, dass die für Belastung über dem Mittelanker ermittelte Lastverteilung auch für alle anderen Laststellungen gilt. Die bei dieser Annahme durchzuführende Berechnung der Ankerlasten wird am folgenden Beispiel demonstriert.

In Bild 6.25 ist ein Beispiel einer Ankerschiene mit 5 Anker mit Achsabstand s dargestellt. Eine Einzellast mit Laststellung $s/4$ vom Mittelanker entfernt wird auf die vorhandenen Anker verteilt. Eine Einflusslänge l mit einem Wert $1,5s$ entspricht etwa einem Profil 50/30 mit Achsabstand $s = 250$ mm (vgl. Gleichung (6.4)).

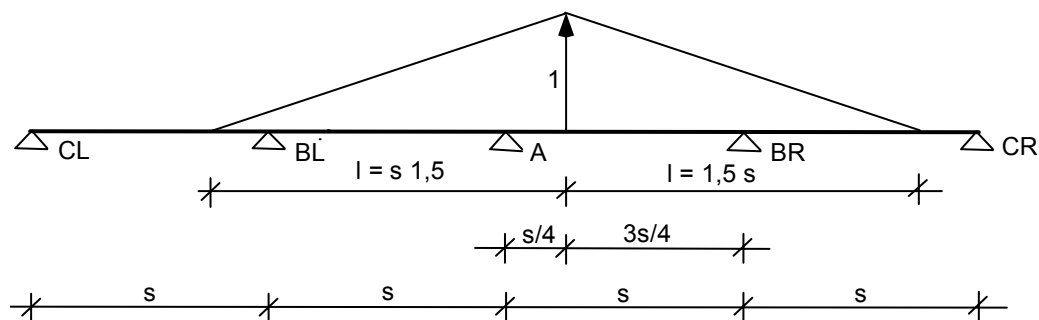


Bild 6.25: Ankerschienen mit 5 Anker und Einzellast in einem Feld (Beispiel)

Durch die Annäherung der Lastabtragung durch ein Dreieck sind alle Variablen zur Bestimmung der Ankerlasten bekannt. Im vorliegenden Beispiel (Gl. (6.5) bis (6.13)) können die Ankerlasten über den Strahlensatz wie folgt berechnet werden:

$$A^* = \frac{l - \frac{s}{4}}{l} = \frac{\frac{6}{4}s - \frac{1}{4}s}{\frac{6}{4}s} = \frac{5}{6} \quad (6.5)$$

$$BL^* = \frac{l - \left(s + \frac{s}{4}\right)}{l} = \frac{\frac{6}{4}s - \frac{5}{4}s}{\frac{6}{4}s} = \frac{1}{6} \quad (6.6)$$

$$BR^* = \frac{l - \frac{3}{4}s}{l} = \frac{\frac{6}{4}s - \frac{3}{4}s}{\frac{6}{4}s} = \frac{1}{2} \quad (6.7)$$

$$\sum A^* + BL^* + BR^* = \frac{3}{2} \quad (6.8)$$

Die Anker CL und CR bleiben im vorliegenden Fall unbelastet. Die Summe der Ankerlasten ergibt einen Wert von 1,5. Da die aufgebrachte Last allerdings nur 1 beträgt, müssen die berechneten Ankerlasten mit einem Korrekturfaktor korrigiert werden.

Der Korrekturfaktor k wird aus dem Verhältnis der aufgebrachten Last zur nach Gleichung (6.11) ermittelten Last gewonnen (vgl. Gl. 6.9).

$$k = \frac{\text{aufgebrachte Last}}{\sum \text{ermittelte Ankerlasten}} = \frac{1}{\sum A^* + BL^* + BR^*} = \frac{2}{3} \quad (6.9)$$

Somit ergibt sich für die Anker A, BL und BR eine Last von:

$$A = \frac{5}{6} \cdot \frac{2}{3} = \frac{5}{9} \quad (6.10)$$

$$BL = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{3} = \frac{1}{9} \quad (6.11)$$

$$BR = \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} = \frac{1}{3} \quad (6.12)$$

$$\sum A + BL + BR = 1 \quad (6.13)$$

Zur Überprüfung des vorgeschlagenen Modells zur Berechnung der Ankerlasten werden zunächst die Ergebnisse der FE-Rechnung einer Ankerschiene Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85$ mm mit 7 Anker und einem Achsabstand von $s = 100$ mm ausgewertet. Die Schiene wurde mit einer Einzellast in Feldmitte zwischen dem Mittelanker und dem links davon liegenden Nachbaranker belastet. Um einen Vergleich mit den Ergebnissen mit Schienen des Profils 50/30 (vgl. Abschnitt 6.2.1) zu ermöglichen, wurde der gleiche Randabstand von $c_2 = c_3 = 75$ mm gewählt. Die Lasten der einzelnen Anker der Schiene sind in Tabelle 6.6 angegeben.

Profil	Achsabstand s [mm]	Lfd. Nr.	Anker DL [kN]	Anker CL [kN]	Anker BL [kN]	Anker A [kN]	Anker BR [kN]	Anker CR [kN]	Anker DR [kN]
50/30	100	7-100-75 (Mitte)	0,80	6,42	20,68	20,68	6,44	0,70	0,12

Tabelle 6.6: Ankerlasten bei Laststellung in der Mitte zwischen Anker A und BL

In Bild 6.26 ist die Rissentwicklung der Ankerschiene bei Höchstlast dargestellt.

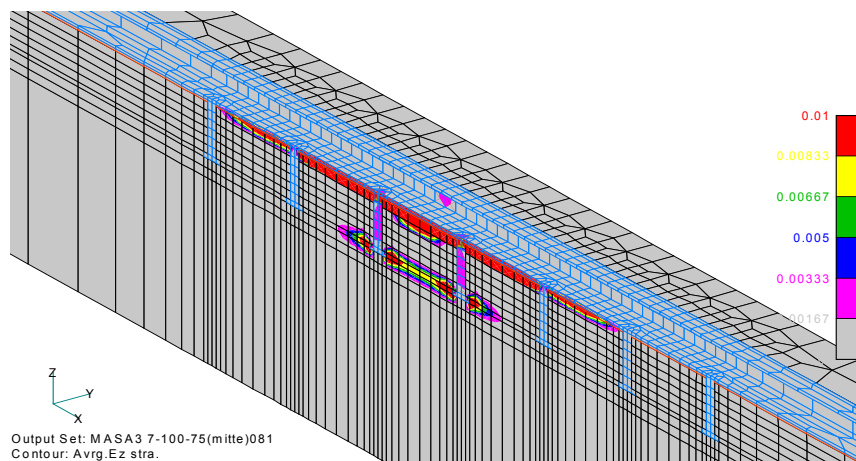


Bild 6.26: Profil 28/15, $s = 50$ mm mit Belastung in Feldmitte zwischen A und BL bei N_u

Es zeigt sich eine symmetrische Rissentwicklung, ausgehend von den hauptbelasteten Anker A und BL. Zwischen den Anker hat sich bereits bei Höchstlast ein nahezu durchgehender Riss ausgebildet. An allen anderen Anker ist keine Rissentwicklung feststellbar. In Bild 6.27 ist die Verteilung der aufgetragenen Last auf die Anker der Schiene aufgetragen. Weiterhin sind die gemäß dem Berechnungsvorschlag berechneten Ankerlasten für Profil 50/30 mit $s = 100$ mm mit $l = 240$ mm nach Gleichung (6.4) eingetragen.

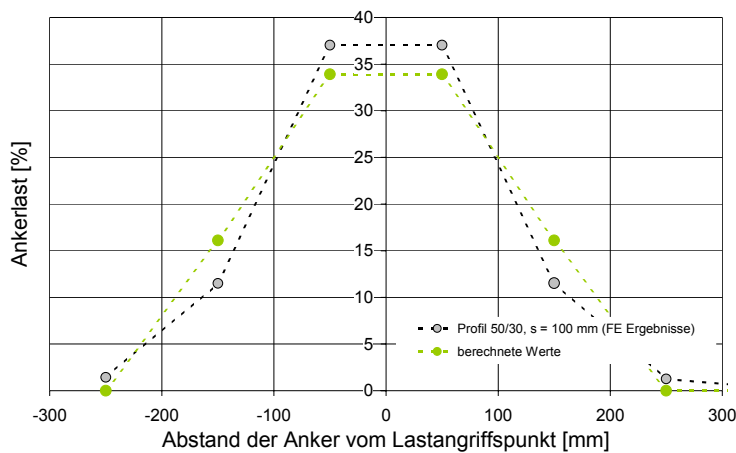


Bild 6.27: Lastverteilung bei Profil 50/30 (7 Anker), $s = 100$ mm mit Belastung in Feldmitte zwischen A und BL

Aus Bild 6.27 kann eine gute Übereinstimmung der durch Näherung bestimmten Ankerlasten mit der in der FE-Rechnung ermittelten Lastverteilung beobachtet werden.

In weiteren Untersuchungen wurde die Lastverteilung bei Schienen mit einer Einzelast über dem letzten Anker am Schienenende mit Eckeinfluss (Bild 6.28) bzw. in der Mitte des letzten Feldes am Schienenende durchgeführt (Bild 6.31). Diese Laststellung ist besonders kritisch, da die Lastumlagerungsfähigkeit durch die geringe aktivierbare Lasteinleitungsfläche in Bauteilecken geringer sein könnte als in ungestörten Bereichen.

Hierzu wurden Berechnungen mit Profil 50/30 mit den Achsabständen $s = 100$ mm und 300 mm mit Belastung in Feldmitte des letzten Feldes, oder über dem Endanker durchgeführt. Bei Achsabstand 100 mm wurde eine Schiene mit 7 Anker und bei Achsabstand 300 mm mit 5 Anker ausgewählt. Der Eckabstand betrug $c_1 = 75$ mm und entsprach somit dem Randabstand der anderen beiden Ränder von $c_2 = c_3 = 75$ mm. Die ermittelten Ankerlasten sind in Tabelle 6.7 eingetragen.

Profil	Achsabstand s [mm]	Lfd. Nr.	Anker DL [kN]	Anker CL [kN]	Anker BL [kN]	Anker A [kN]	Anker BR [kN]	Anker CR [kN]	Anker DR [kN]
50/30	300	50-300 (end 2)	-	33,16	1,58	0,02	0	0	-
50/30	100	50-100 (end)	28,20	9,11	0,23	0,06	0	0	0

Tabelle 6.7: Ankerlasten bei Laststellung über Anker CL bzw. DL

Die Bilder 6.28 und 6.29 zeigen exemplarisch das Profil 50/30 mit einem Achsabstand von 100 mm und Belastung über dem Endanker DL bei Höchstlast und im Nachbruch.

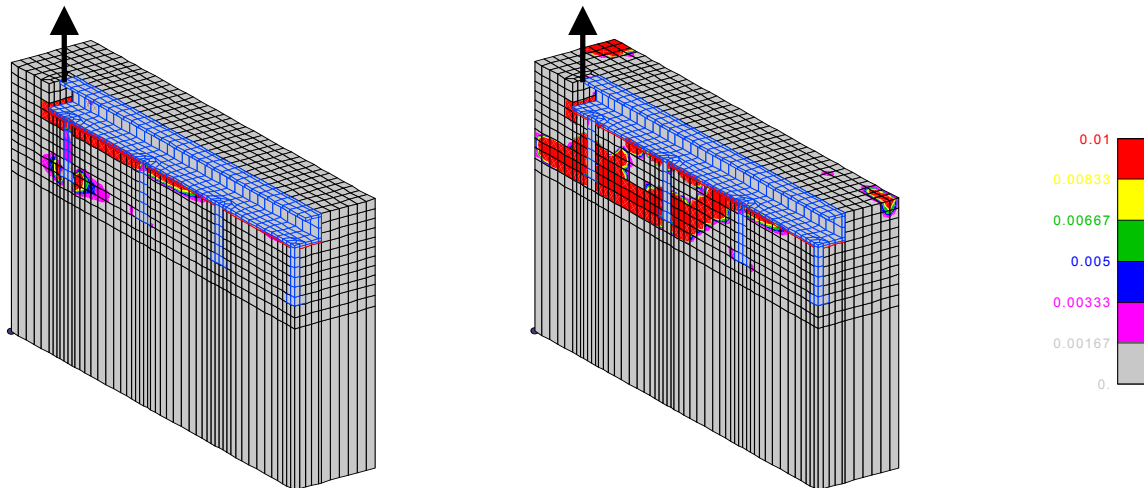


Bild 6.28: Profil 50/30, $s = 100$ mm, bei N_u

Bild 6.29: Profil 50/30, $s = 100$ mm, im Nachbruch

Bei Höchstlast ist am Endanker DL eine Rissbildung in Richtung des freien Randes und in Richtung des Nachbarankers BL erkennbar, am Anker BL sind geringe Dehnungen sichtbar. An allen anderen Ankern sind keine Dehnungen sichtbar. Im Nachbruch wird ein Versagen der Anker DL und BL in Form eines Ausbruchkegels deutlich erkennbar. Bei Profil 50/30 mit $s = 300$ mm tritt das Versagen der Schiene durch Versagen des Endankers CL auf. Auf eine Darstellung wird verzichtet. In Bild 6.30 sind die in den FE-Rechnungen ermittelten Lastverteilungen und die berechneten Lastverteilungen für Profil 50/30 mit $s = 100$ mm bzw. $s = 300$ mm eingetragen.

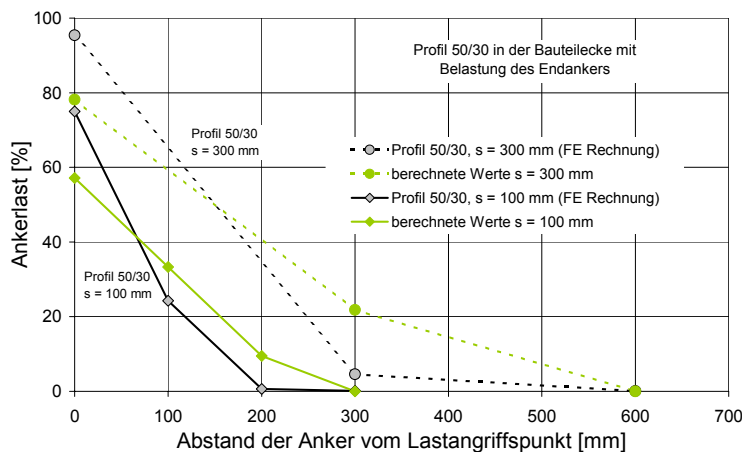


Bild 6.30: Lastverteilung bei Profil 50/30, $s = 100$ mm bzw. $s = 300$ mm ($c_1 = c_2 = c_3 = 75$ mm) mit Belastung über dem Endanker DL bzw. BL

In Bild 6.30 wird deutlich, dass die geringere Lastumlagerungsfähigkeit von Endankern in Bauteilecken zu einer höherer anteilmäßigen Belastung dieser Anker im Vergleich zu den berechneten Werten führt

Zur weiteren Untersuchung der Lastverteilung in Bauteilecken wurden Berechnungen mit Profil 50/30 mit den Achsabständen $s = 100$ mm und 300 mm mit Belastung in Feldmitte des letzten Feldes durchgeführt. Alle anderen Parameter waren gleich den

zuvor beschriebenen Berechnungen. Die ermittelten Ankerlasten sind in Tabelle 6.8 eingetragen.

Profil	Achs- abstand s [mm]	Lfd. Nr.	Anker DL [kN]	Anker CL [kN]	Anker BL [kN]	Anker A [kN]	Anker BR [kN]	Anker CR [kN]	Anker DR [kN]
50/30	300	50-300 Mitte	-	23,66	27,93	0,68	0,00	0,00	-
50/30	100	50-100 Mitte	20,50	18,49	3,35	0,07	0,00	0,00	0,00

Tabelle 6.8: Ankerlasten bei Laststellung in Feldmitte des äußersten Feldes

Die Bilder 6.31 und 6.32 zeigen das Rissbild der Schiene mit einem Achsabstand von 100 mm bei Höchstlast und im Nachbruch.

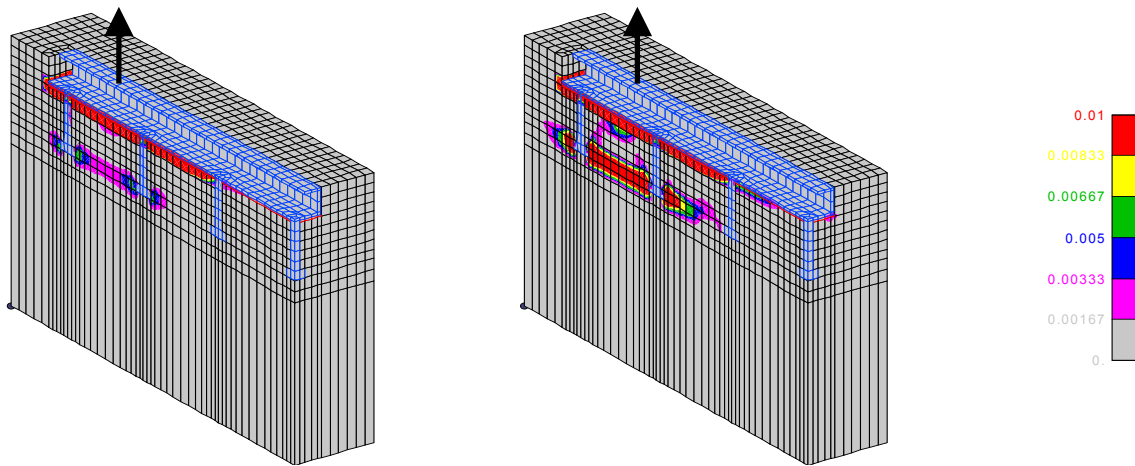


Bild 6.31: Profil 50/30, s = 100 mm, bei N_u

Bild 6.32: Profil 50/30, s = 100 mm, im Nachbruch

Bei Höchstlast ist am Endanker DL und am vorletzten Anker BL eine Rissbildung in Form eines horizontalen Verbindungsrisse der beiden Anker erkennbar. An allen anderen Ankern sind keine Dehnungen sichtbar. Im Nachbruch wird deutlich ein Versagen der Anker DL und BL in Form eines Ausbruchkegels erkennbar. Bei Profil 50/30 mit s = 300 mm tritt das Versagen der Schiene durch Versagen des Endankers CL und des Nachbarankers BL auf. Auf eine Darstellung wird verzichtet. In Bild 6.33 sind die in den FE-Rechnungen bestimmten und die berechneten Lastverteilungen dargestellt.

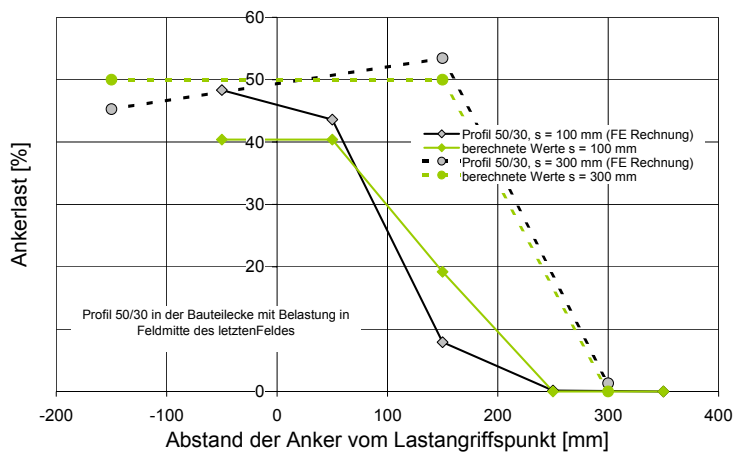


Bild 6.33: Lastverteilung bei Profil 50/30, $s = 100$ mm bzw. $s = 300$ mm mit Belastung in Feldmitte des äußersten Feldes

Bei Laststellung in Feldmitte des letzten Feldes werden die realen Lastverteilungen durch die berechneten Ankerlasten zum Teil über- bzw. unterschätzt. Die Abweichungen werden als unkritisch angesehen.

6.2.3 Überlagerung von Lastverteilungen bei beliebiger Laststellung

In den Abschnitten 6.2.1 und 6.2.2 wurde für ausgewählte Lastpositionen die Lastverteilung von Einzellasten ermittelt. Im Folgenden wird überprüft, ob die vorgestellte Methode zur Bestimmung der Lastverteilung für Einzellasten auch bei beliebigen Lastangriffspunkten und bei Überlagerung von Lasten gilt.

Rechnerisch ist hierbei, gemäß den Gleichungen (6.5) bis (6.13) vorzugehen, wobei die für jede aufgebrauchte Einzellast die Ankerlasten aufsummiert werden müssen.

Im folgenden Abschnitt werden die Lastverteilungen der in Tabelle 6.1 beschriebenen 200 Einzelberechnungen mit den analytisch bestimmten Werten verglichen. Dabei wurden die Schienenprofile 28/15, 50/30 und 72/48 im Hinblick auf ihr Lastumlagerungsverhältnis untersucht, wobei bei den untersuchten Laststellungen die Lasten symmetrisch zum Mittelanker aufgebracht wurden. D.h. es wurden zwei Einzellasten mit einem Abstand x vom Mittelanker A simuliert. Aus den Ergebnissen der Laststellungen $x = 0$ mm dieser Untersuchungen wurde in Abschnitt 6.2.1 die Lastverteilungsfunktion für Einzellasten abgeleitet. In Bild 6.34 sind die in den FE-Rechnungen ermittelten Ankerlasten für das Profil 50/30 mit einem Randabstand $c_2 = c_3 = 300$ mm und die nach dem vorgeschlagenen Modell ermittelten Werte aufgetragen. Alle weiteren Ergebnisse der Lastverteilungen sind in Kraus/Eligehausen (2000/4) bis (2000/15) abgebildet. Von den Außenankern BL, BR, CL und CR wird jeweils nur ein Anker abgebildet, da aufgrund der symmetrischen Belastung die Anker links und rechts jeweils gleich belastet werden.

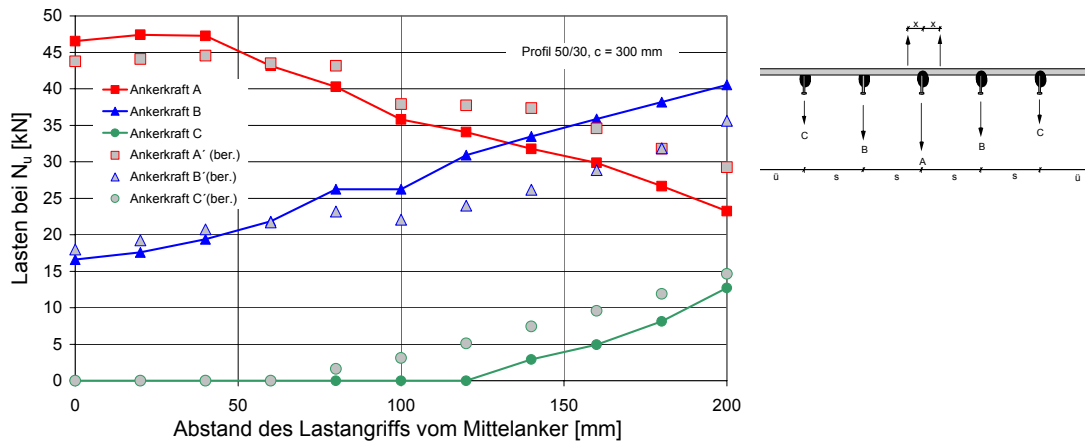


Bild 6.34: Lastverteilung von 2 Einzellasten bei Profil 50/30 mit $c_2 = c_3 = 300$ mm

Aus Bild 6.34 kann abgeleitet werden welcher Einzelanker bei einer gewählten Lastposition der kritische Anker ist. Da bei der vorgeschlagenen Bemessung von Ankerschienen nur der kritische Anker (vgl. Bild 5.28) untersucht wird, werden in den weiteren Abbildungen nur noch die für die Bemessung maßgebenden (kritischen) Anker abgebildet.

In Bild 6.35 sind die in den FE-Rechnungen bei Höchstlast ermittelten höchsten Ankerlasten in Abhängigkeit von den nach dem vorgeschlagenen Modell berechneten Ankerlasten aufgetragen. Bei der Ermittlung der Ankerlasten entsprach die an der Schiene angreifende Last dem bei der FE-Rechnung bei Höchstlast erhaltenen Wert. Die Bilder 6.35 bis 6.37 zeigen die Ergebnisse für die Profile 28/15, 50/30 und 72/48.

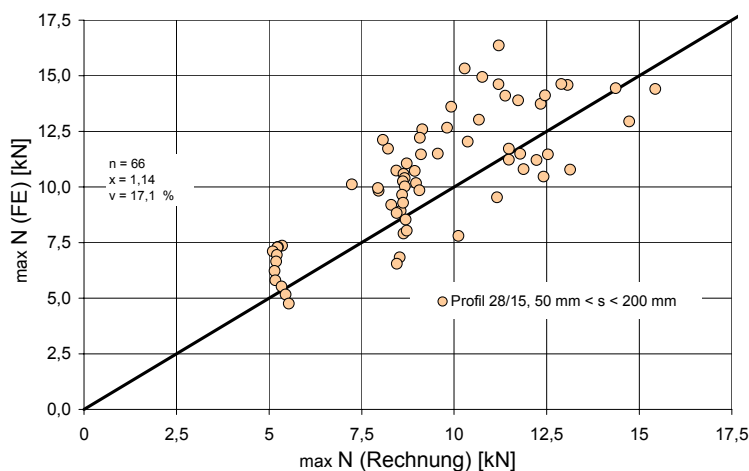


Bild 6.35: $N_{u,Anker}$ über $N_{u,Anker}$ (Rechnung) für Profil 28/15 mit $50 \text{ mm} \leq s \leq 200 \text{ mm}$

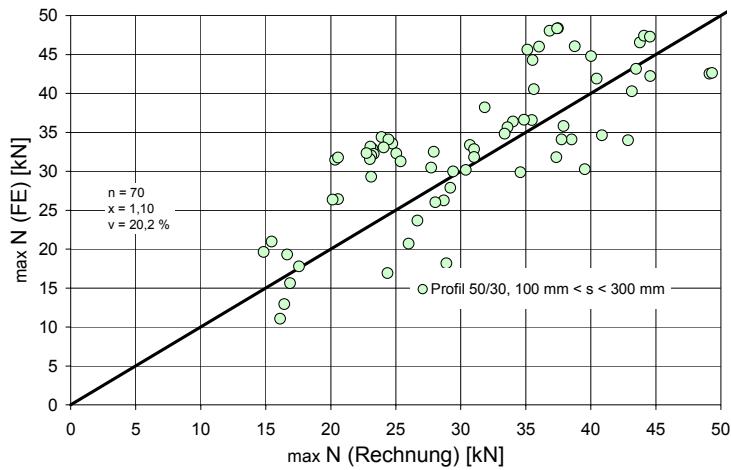


Bild 6.36: $N_{u,Anker}$ über $N_{u,Anker}$ (Rechnung) für Profil 50/30 mit $100\text{ mm} \leq s \leq 300\text{ mm}$

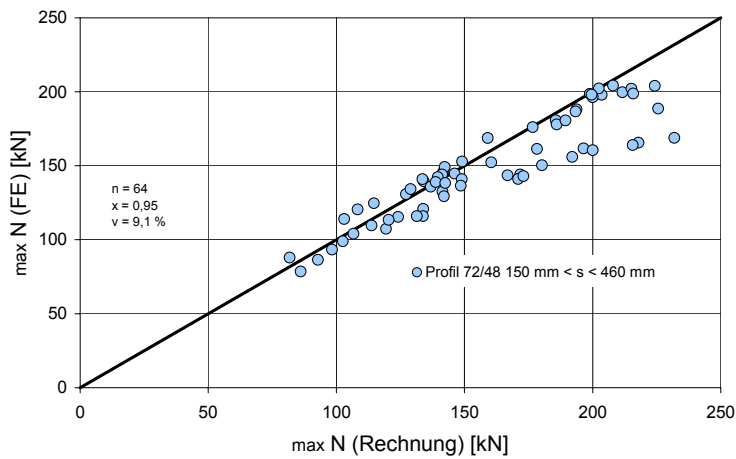


Bild 6.37: $N_{u,Anker}$ über $N_{u,Anker}$ (Rechnung) für Profil 72/48 mit $150\text{ mm} \leq s \leq 460\text{ mm}$

In der Gesamtbetrachtung (Bild 6.38) zeigen die berechneten Ergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den in den FE-Rechnungen bestimmten Lastverteilungen.

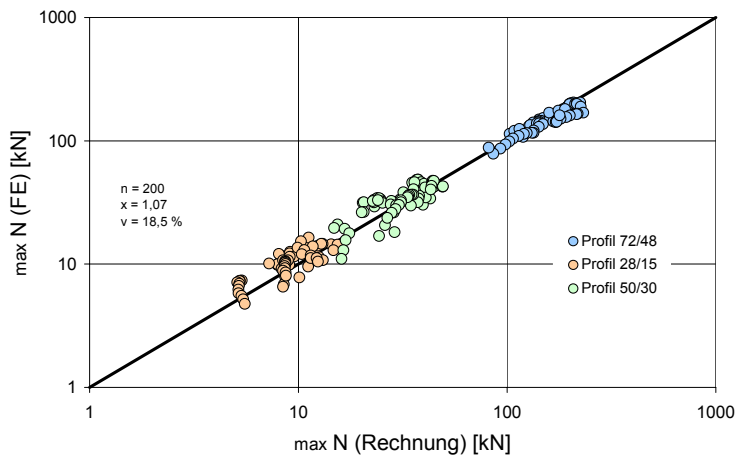


Bild 6.38: $N_{u,Anker}$ über $N_{u,Anker}$ (Rechnung) für alle Profile

6.2.4 Tragfähigkeit von Ankerschienen mit 3 Ankern

Das vorgeschlagene Modell ergibt bei Aufbringen einer gleichen Last über alle Anker, dass der Mittelanker höher belastet ist als die Nachbaranker (vgl. Beispiel Schiene mit 3 Ankern, Bild 6.39)

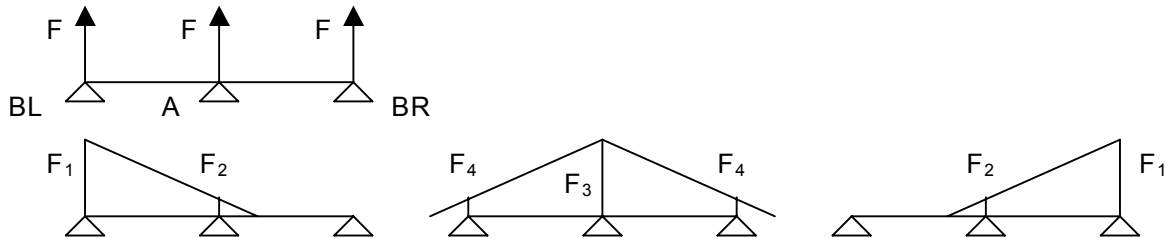


Bild 6.39: Lastverteilung am Beispiel einer Ankerschiene mit 3 Ankern (alle Anker gleich belastet)

Für das Beispiel in Bild 6.39 ergibt sich folgende Lastverteilung:

$$BL = BR = F_1 + F_4 \quad (6.14)$$

$$A = F_3 + 2 * F_2 \quad (6.15)$$

Aufgrund der vorgeschlagenen Lastverteilung wird die Last F bei Laststellung über einem Außenanker nur auf den belasteten Anker und den Mittelanker verteilt. Bei Belastung des Mittelankers hingegen wird der Mittelanker und beide Außenanker belastet. Da beim vorgeschlagenen Lastverteilungsmodell bei einem gewählten Achsabstand die Einflusslänge konstant ist folgt:

$$A > BL = BR \quad (6.16)$$

Zur Überprüfung des vorgeschlagenen Modells werden die Bruchlasten von Versuchen mit Kurzstücken mit 3 Ankern ausgewertet. Die Versuche wurden mit Sonderankerschienen (Profil 50/30, $h_{ef} = 85 \text{ mm}$, $\dot{u} = 25 \text{ mm}$, Vollstahl) mit 3 Ankern am Bauteilrand ($c_2 = 75 \text{ mm}$) in ungerissenem Beton C 20/25 durchgeführt. Dabei wurden der Ankerachsabstand zwischen $s = 66,7 \text{ mm}$ und $s = 450 \text{ mm}$ und der Angriffspunkt der Lasten variiert. Die Lasten wurden an zwei bzw. drei Stellen, in Schienenmitte, über dem Anker bzw. in Kombination aufgebracht. Je Versuchsreihe wurden 3 Einzelversuche durchgeführt. Detaillierte Angaben über die Versuche sind in Kraus/Eligehausen (1999/2) enthalten. In Tabelle 6.9 sind die wichtigsten Ergebnisse der Versuche in Kurzform zusammengestellt.

Bei der Auswertung der Versuche (Tabelle 6.9) wurden die angreifenden Lasten gemäß der Dreieckslastverteilung unter Berücksichtigung von Gleichung (6.4) verteilt und der Widerstand der gesamten Befestigung aus den Lastverhältnissen ermittelt. In Bild 6.40 sind die Versuchsergebnisse im Vergleich zu den Werten nach dem Bemessungsmodell dargestellt.

Lfd. Nr.	Profil (Vollstahl)	Verankerungstiefe h_{ef} [mm]	Anzahl an Bolzen	Achsabstand s [mm]	Betongüte	Art der Belastung ¹⁾	Versuchsanzahl	Versagenslast $N_{u,25}$ [kN]
63	50/30	85	3	300	C 20/25	A	3	97,69
64	50/30	85	3	300	C 20/25	B	3	69,85
65	50/30	85	3	300	C 20/25	C	3	86,58
66	50/30	85	3	300	C 20/25	D	3	55,72
67	50/30	85	3	100	C 20/25	A	3	66,99
68	50/30	85	3	150	C 20/25	B	3	63,74
69	50/30	85	3	150	C 20/25	D	3	69,72
70	50/30	85	3	200	C 20/25	C	3	76,22
71	50/30	85	3	100	C 20/25	B	3	52,17
72	50/30	85	3	100	C 20/25	D	3	62,99
73	50/30	85	3	100	C 20/25	C	3	58,13
74	50/30	85	3	66,7	C 20/25	C	3	50,87
75	50/30	85	3	450	C 20/25	C	3	76,22

- 1) A: Belastung über allen Anker
 B: Belastung über einem Rand- und dem Mittelanker
 C: Belastung in Feldmitte und des Randankers im benachbarten Feld
 D: Belastung in Feldmitte beider Felder

Tabelle 6.9: Kurzstücke Profil 50/30 mit 3 Anker (verschiedene Lastpositionen)

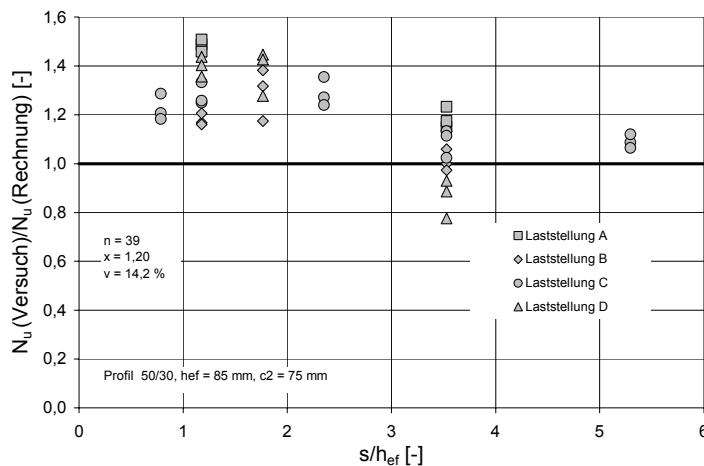


Bild 6.40: Vergleich der in den Versuchen ermittelten und berechneten Betonausbruchlasten von Ankerschienen Profil 50/30 mit $h_{ef} = 85$ mm und verschiedenen Lastpositionen am Bauteilrand

Bild 6.40 zeigt, dass die gemessenen Tragfähigkeiten von Ankerschienen mit kleinem Achsabstand am Bauteilrand größer sind als die rechnerischen Werte; das vorgeschlagene Verfahren also auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Bei größeren Achsabständen von $s = 300$ mm wurde rechnerisch eine gute Übereinstimmung mit den Versuchslasten erzielt.

6.3. Zusammenfassung

Die theoretischen Untersuchungen zum Lastabtragungsmechanismus von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung zeigten einen deutlichen Unterschied zum Tragverhalten von Kopfbolzensgruppen. Bei Ankerschienen kann im Vergleich zu Kopfbolzen nicht in allen Fällen von einer gleichmäßigen Beanspruchung aller Anker der Schiene ausgegangen werden. Aus diesem Grund wurde ein Modell entwickelt, mit dem die Verteilung von beliebig an der Schiene angreifenden Einzellasten bestimmt werden kann.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen eine ausreichende Genauigkeit des in Gleichung (6.4) vorgeschlagenen Modells zur Berechnung der Lastausbreitungslänge l . Bei Anwendung dieser Gleichung wird unterstellt, dass die Lastausbreitungslänge l nur vom Achsabstand s der Ankerschiene und nicht vom Flächenträgheitsmoment I_y abhängt.

Ob die vorgeschlagene Annäherung für die Praxis ausreichend genau ist, könnte noch durch weitere noch umfassendere Untersuchungen überprüft werden. Sollten diese Untersuchungen zeigen, dass die vorgeschlagene Vereinfachung keine ausreichend genaue Näherung an die Realität liefert, kann auf Gleichung (6.3) zurückgegriffen werden, die neben dem Achsabstand s auch das Flächenträgheitsmoment I_y bei der Bestimmung der Lastausbreitungslänge l berücksichtigt. Da allerdings in der Realität aus ökonomischen Gründen nicht zu erwarten ist, dass überproportional große Schienenprofile mit kleinen Verankerungstiefen bzw. Anker mit großen Verankerungstiefen mit kleinen Profilen angeboten werden, lässt sich folgern, dass mit der hier gewählten Näherung die Lastverteilung von „üblichen“ Ankerschienen ausreichend genau beschrieben werden kann.