

# Erforderliche Steifigkeit von Ankerplatten

**T 3011**

T 3011

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2003, ISBN 3-8167-6515-7

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

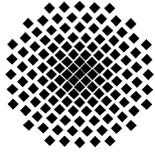
Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail [info@irb.fhg.de](mailto:info@irb.fhg.de)

URL <http://www.IRBbuch.de>



**Universität Stuttgart**

Institut  
für Werkstoffe im Bauwesen  
Abt. Befestigungstechnik

Pfaffenwaldring 4  
70550 Stuttgart

Telefon (0711) 685 3320  
Telefax (0711) 685 2285

# **Forschungsvorhaben**

## **„Erforderliche Steifigkeit von Ankerplatten“**

### **Schlussbericht**

Geschäftszeichen:	P 32-5-8.22-994/01
Auftraggeber:	Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
Auftrag vom:	23. April 2001
Datum des Berichts:	06. Februar 2003





## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Aufgabenstellung und Ziel .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Stand der Technik .....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Bisherige Untersuchungen .....</b>	<b>8</b>
3.1	LANDESSTELLE FÜR BAUTECHNIK BADEN-WÜRTTEMBERG .....	9
3.1.1	<i>FE-Rechnungen .....</i>	9
3.1.2	<i>Dübelzugkräfte nach der E-Theorie.....</i>	11
3.1.3	<i>Ergebnisse .....</i>	12
3.2	MALLÉE/BURKHARDT .....	14
3.2.1	<i>FE-Berechnungen .....</i>	14
3.2.2	<i>Versuche .....</i>	14
3.2.3	<i>Bemessung der Befestigungen .....</i>	14
3.2.4	<i>Ergebnisse .....</i>	15
<b>4</b>	<b>Untersuchungen zum Einfluss der Ankerplattensteifigkeit auf die Bruchlast von Gruppenbefestigungen.....</b>	<b>18</b>
4.1	UNTERSUCHUNGSPROGRAMM.....	18
4.2	GEOMETRIE DER UNTERSUCHTEN BEFESTIGUNGEN .....	19
4.3	RECHENWERTE NACH DEM CC-VERFAHREN.....	22
4.4	FE-RECHNUNGEN.....	23
4.4.1	<i>FE-Programm.....</i>	23
4.4.2	<i>Materialeigenschaften .....</i>	25
4.4.3	<i>Kontaktelemente .....</i>	26
4.4.4	<i>Befestigungsmittel.....</i>	26
4.4.5	<i>Lastenangriff und -richtung.....</i>	26
<b>5</b>	<b>Ergebnisse der FE-Berechnungen .....</b>	<b>27</b>
5.1	EINZELBOLZEN.....	29



---

5.2 BRUCHBILDER .....	35
5.2.1 4-fach Befestigung, einachsige Biegung .....	35
5.2.2 6-fach Befestigung, einachsige Biegung .....	37
5.2.3 4-fach Befestigung, zweiachsige Biegung .....	39
5.3 AUSWERTUNG DER RECHENERGEBNISSE .....	41
5.3.1 Erforderliche Plattendicke nach DIBt (1997) bzw. EOTA (1994) .....	41
5.3.1.1 Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlasten der Befestigungen mit den Rechenwerten nach dem CC-Verfahren .....	41
5.3.1.2 Vergleich der Betonausbruchlasten der gezogenen Bolzen nach FE-Rechnungen mit den Ergebnissen nach dem CC-Verfahren .....	43
5.3.1.3 Vergleich der Bolzenkräfte nach FE-Rechnungen und CC- Verfahren .....	44
5.3.2 Erforderliche Plattendicke für Schnittkräfte bei Höchstlast .....	52
5.3.3 Einfluss der Steifigkeit der Befestigungsmittel .....	55
5.4 BESONDERHEITEN BEI DER FE-ANALYSE .....	59
<b>6 Zusammenfassung .....</b>	<b>61</b>
<b>7 Literaturverzeichnis .....</b>	<b>65</b>
<b>8 Formelzeichen .....</b>	<b>67</b>

**Anhang A: Finite - Element Rechnungen – Ergebnisse**



## 1 Aufgabenstellung und Ziel

Thema dieses Forschungsauftrages sind Knotenpunkte, in denen Stahlstützen oder –träger mit Hilfe von Ankerplatten und Kopfbolzen an ein Massivbauteil angeschlossen werden. Behandelt werden auch Anschlüsse, die nachträglich an ein bestehendes Massivbauteil hergestellt werden sollen, so dass Befestigungsmittel wie Metalldübel zum Einsatz kommen.

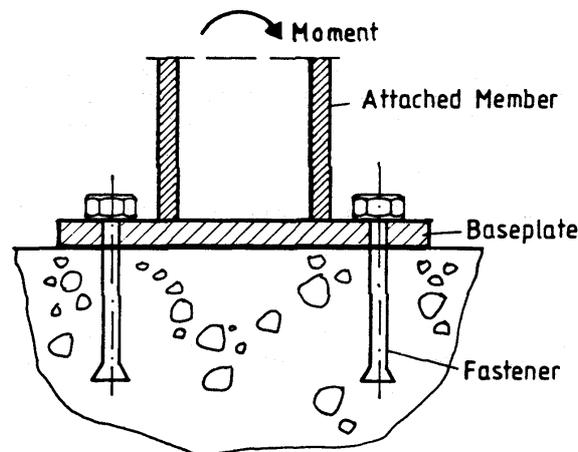


Abb. 1-1: Anschluss eines/r Stahlträgers/-stütze an ein Massivbauteil (aus CEB Design Guide (1997))

Um eine solche Konstruktion berechnen zu können, bedient sich der Ingenieur meist der sog. CC-Methode, welche relativ einfach ist. Die Berechnung der von den Befestigungsmitteln aufgenommenen Kräfte aus den an der Ankerplatte angreifenden Schnittkräften erfolgt nach der Elastizitätstheorie. Dabei wird eine unendlich steife Ankerplatte angenommen. Sowohl Versuche als auch Berechnungen (Schneider (1999), Mallée (1999)) haben jedoch gezeigt, dass die durch die Einwirkungen hervorgerufenen Kräfte in den Befestigungsmitteln in manchen Anwendungsfällen unterschätzt werden und somit auf der unsicheren Seite liegen können.

Ziel dieser Untersuchung ist die Überprüfung der Frage, ob bei den in der Praxis verwendeten Ankerplattendicken ausreichend sichere Befestigungen zu erwarten sind.





Die Berechnung der Zugkräfte in den Befestigungsmitteln entspricht der Berechnung der Zugkräfte in der Bewehrung in einem Stahlbetonquerschnitt auf der Grundlage des n-gebundenen Verfahrens.

Damit die Voraussetzung „die Ankerplatte verformt sich nicht“ näherungsweise eingehalten ist, dürfen die Stahlspannungen unter den Bemessungsschnittgrößen den Bemessungswert der Streckgrenze nicht überschreiten (Gl. 2-1).

$$\sigma_{sd} \leq f_{yd} \quad \text{Gl. 2-1}$$

mit:  $\sigma_{sd}$  = Stahlspannung in der Ankerplatte unter den Bemessungswerten der an der Ankerplatte angreifenden Schnittkräften. Bei der Berechnung werden die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_G = 1,35$  (ständige Lasten) und  $\gamma_Q = 1,50$  (veränderliche Lasten) angesetzt.

$f_{yd}$  = Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls der Ankerplatte

$$= f_{yk}/\gamma_{Ms}$$

$f_{yk}$  = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Stahls der Ankerplatte

$$\gamma_{Ms} = 1,10$$

Weil sich bei der Berechnung der Biegemomente bzw. Stahlspannungen in der Ankerplatte nach der Elastizitätstheorie Singularitäten und damit hohe Werte ergeben können, werden die über eine Breite  $b$ :

$$b = t + 2 * s \quad \text{Gl. 2-2}$$

mit:  $s$  = Dicke des Flansches des Anschlussprofils (s. Abb. 2-2)

$t$  = Dicke der Ankerplatte (s. Abb. 2-2)

gemittelten Stahlspannungen als maßgebend angesehen.

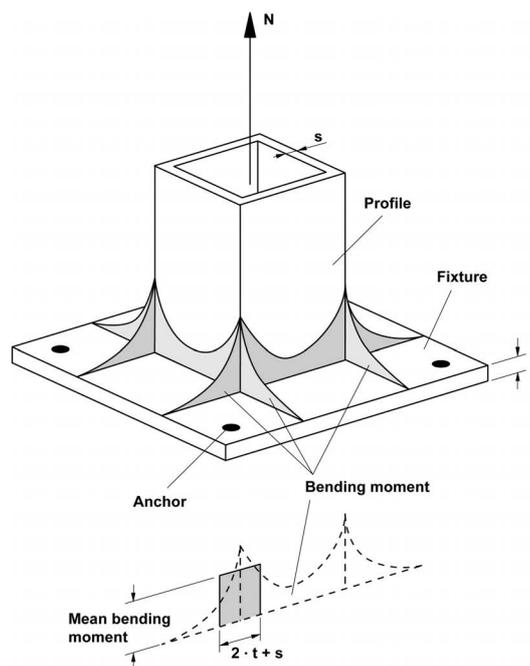


Abb. 2-2: Ermittlung der erforderlichen Ankerplattendicke (aus CEN: „Design of Fastenings for the Use in Concrete“, DIN, Berlin, Dez. 2002)

Der Widerstand der Befestigungsmittel wird nach der CC-Methode berechnet. Dabei wird zwischen den Versagensarten

- Stahlbruch
- Herausziehen/Durchziehen
- Betonausbruch
- lokaler Betonausbruch (nur bei randnahen Kopfbolzen)
- Spalten des Betons (bei randnahen Befestigungen)

unterschieden. Im Folgenden wird nur Betonausbruch untersucht, weil dieser sehr häufig auftritt und bei dieser Versagensart der Bruch relativ spröde ist, so dass keine wesentliche Umlagerung von Kräften von hochbelasteten Bolzen/Dübeln auf weniger beanspruchte Befestigungsmittel möglich ist. Demgegenüber erfolgt das Versagen bei den Versagensarten Stahlbruch und Herausziehen/Durchziehen nach großen Verschiebungen, so dass Umlagerungen möglich sind.

Bei den Berechnungen nach dem CC-Verfahren werden folgende Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt:

$$\text{Einwirkungen: } N_{sd} = N_{sk} * \gamma_G$$

$$\text{mit } \gamma_G = 1,35 \text{ (Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten)}$$



Widerstände:

Stahl:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{Ms}$

mit  $\gamma_{Ms} = 1,1$  (Teilsicherheit des Stahls der Ankerplatte)

Beton:  $N_{Rd} = N_{Rk} / \gamma_{Mc}$

mit  $\gamma_{Mc} = 1,8$  (Teilsicherheit für Beton unter Zugbelastung)

$\gamma_2 = 1,0$  (Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Montagesicherheit eines Befestigungssystems. Für Kopfbolzen wird 1,0 angenommen)

Bei der Versagensart „Betonausbruch“ wird die charakteristische Bruchlast eines Einzelbolzens/Dübels mit großem Achs- und Randabstand im gerissenen Beton wie folgt berechnet:

$$N_{Rk,c}^0 = k * f_{ck}^{0,5} * h_{ef}^{1,5} \quad \text{Gl. 2-3}$$

mit:  $k = 8,0$  (für Kopfbolzen)

$k = 7,0$  (für Metaldübel)

$f_{ck} =$  char. Betonwürfeldruckfestigkeit (Kantenlänge: 200mm) [N/mm<sup>2</sup>]

$h_{ef} =$  Verankerungstiefe [mm]

Die charakteristische Bruchlast der Gruppe ergibt sich zu:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{ucr,N} \quad \text{Gl. 2-4}$$

mit:  $\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} =$  Verhältnis zwischen den projizierten Flächen der Gruppe bzw. einer

Einzelbefestigung mit großem Randabstand. Die projizierten Flächen werden nach *Eligehausen/Mallée (2000)* berechnet.

$\psi_{s,N} =$  Faktor für den Einfluss des Bauteilrandes auf Bruchlast

$$= 0,7 + 0,3 * \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0$$

$c =$  Abstand der randnahen Bolzen/Dübel vom Bauteilrand

$c_{cr,N} =$  charakteristischer Randabstand =  $1,5 * h_{ef}$



$\psi_{ec,N}$  = Faktor zur Berücksichtigung der Exzentrizität der resultierenden Zugkraft zum Schwerpunkt der gezogenen Bolzen-/Dübel (vgl. Abb. 2-3)

$$= \frac{1}{1 + 2e_{N,1} / s_{cr,N}} * \frac{1}{1 + 2e_{N,2} / s_{cr,N}}$$

$e_{N,1(2)}$  = Abstand zwischen resultierender Zugkraft und Schwerpunkt der gezogenen Bolzen/Dübel in Richtung 1 (2)

$s_{cr,N}$  = charakteristischer Achsabstand =  $3,0 * h_{ef}$

$\psi_{ucr,N}$  = 1,4 (bei Befestigungen im ungerissenen Beton)

Die beschriebenen Formeln werden ausschließlich auf gezogene Befestigungsmittel angewendet. Kopfbolzen/Dübel, die in Bereichen liegen, in denen Druckspannungen zwischen Ankerplatte und Beton auftreten, werden nicht berücksichtigt.

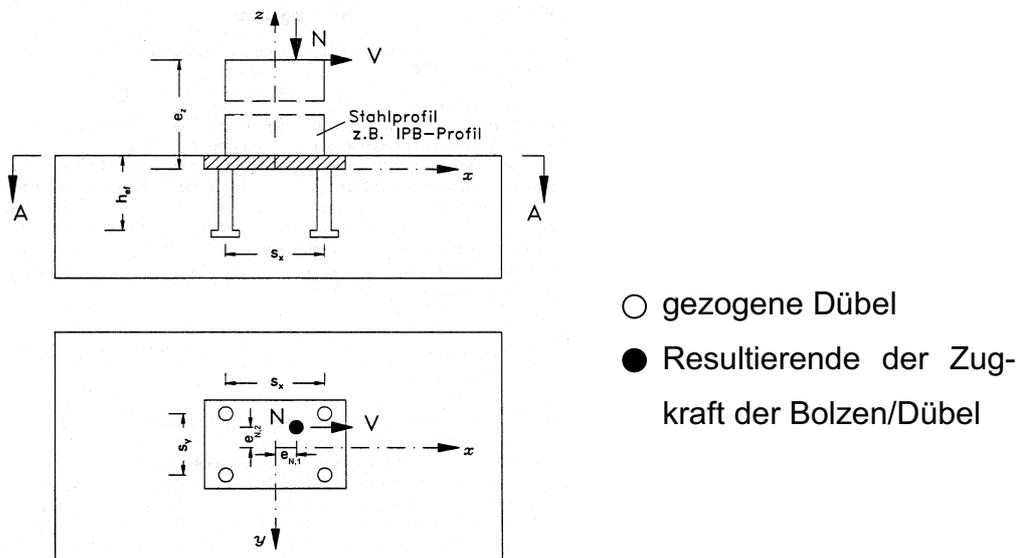


Abb. 2-3: exzentrische Beanspruchung einer Gruppe

In den nachfolgenden Untersuchungen werden nur Gruppenbefestigungen mit großen Randabständen in ungerissenen Beton studiert.

Bei Gruppen, die durch ein Biegemoment beansprucht werden, wird eine Druckkraft zwischen Ankerplatte und Beton erzeugt. Diese Druckkraft kann bei kleinem Abstand zwischen der resultierenden Biegedruckkraft und der resultierenden Zugkraft (ent-



spricht dem inneren Hebelarm  $z$ ) die Bildung des von den gezogenen Bolzen/Dübeln ausgehenden Betonausbruchkegels behindern (Abb. 2-4). Dadurch kann die Betonausbruchlast ansteigen. Dieser Effekt wird in der CC-Methode bisher vernachlässigt.

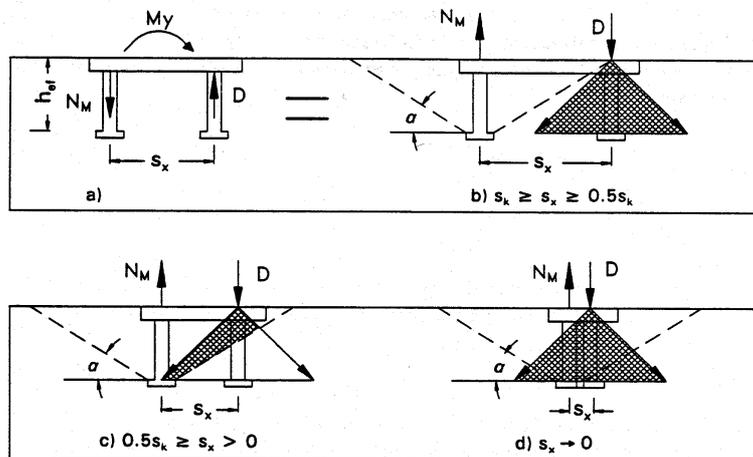


Abb. 2-4: Behinderung des Betonausbruchs durch die einwirkende Druckkraft (Zhao (1994))



### **3 Bisherige Untersuchungen**

Motivation für dieses Forschungsvorhaben waren Berechnungen der Landesstelle für Bautechnik Baden-Württemberg (*Schneider (1999)*) sowie von *Mallée und Burkhardt (1999)*, in denen die nach nicht-linearen Verfahren berechneten Zugkräfte in den Befestigungsmitteln mit den Ergebnissen nach der Elastizitätstheorie verglichen wurden. Dabei ergaben sich teilweise große Unterschiede. Mallée/Burkhardt führten zusätzlich Versuche durch und verglichen die gemessenen Bruchlasten mit den Rechenwerten nach dem CC-Verfahren.

In beiden Projekten wurden Befestigungen mit großen Achsabständen und vergleichsweise geringen Verankerungstiefen benutzt. Als Belastung wurden eine Normalkraft sowie ein Biegemoment in ein oder zwei Richtungen angesetzt. Während die Landesstelle nur Drucknormalkräfte untersuchte, wurden von Mallée und Burkhardt Zugkräfte angesetzt.

Nachfolgend werden die Untersuchungen von *Schneider (1999)* sowie *Mallée und Burkhardt (1999)* näher beschrieben.



### 3.1 Landesstelle für Bautechnik Baden-Württemberg

#### 3.1.1 FE-Rechnungen

Die Landesstelle für Bautechnik verwendete das dreidimensionale Programm ANSYS zur Berechnung der Schnittkräfte in den Dübeln (Abb. 3-1).

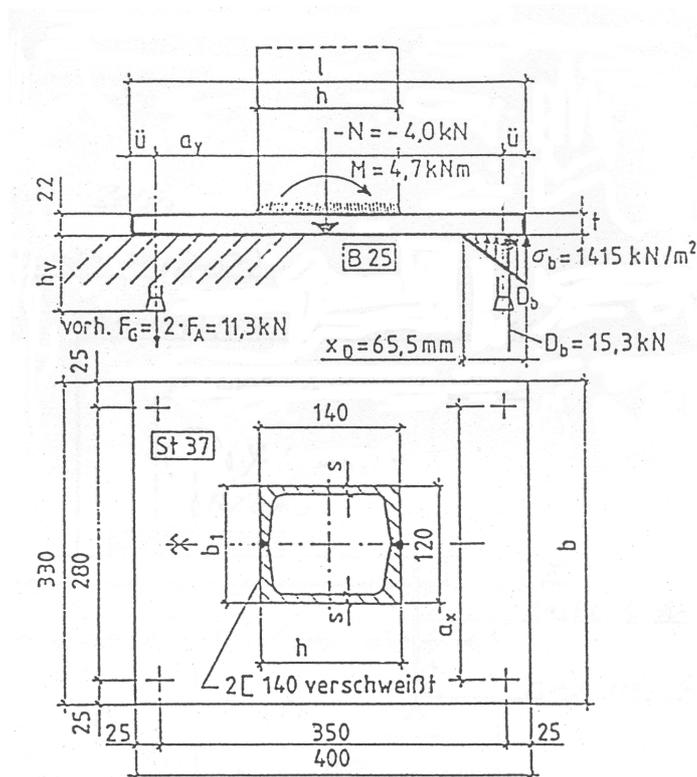


Abb. 3-1: Abmessungen und Beanspruchung der Ankerplatte (Schneider (1999))

Es wurden alle Stahlbauteile diskretisiert. Der Beton wurde als dünne Schicht realisiert, die nur Druckspannungen aufnehmen kann. Auf eine vollständige Modellierung des Betonkörpers wurde verzichtet. In Abb. 3-2 und Abb. 3-3 sind die Finite-Element-Modelle mit mittigem und exzentrisch angeordnetem Anbauteil dargestellt.

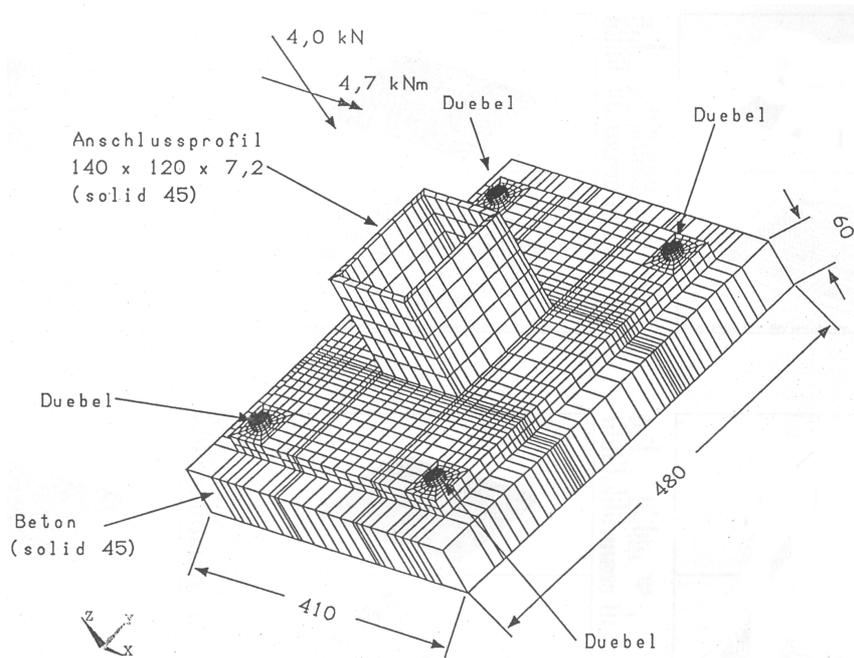


Abb. 3-2: Finite-Element-Netz der Ankerplatte mit mittig angeschlossenem Profil (Schneider (1999))

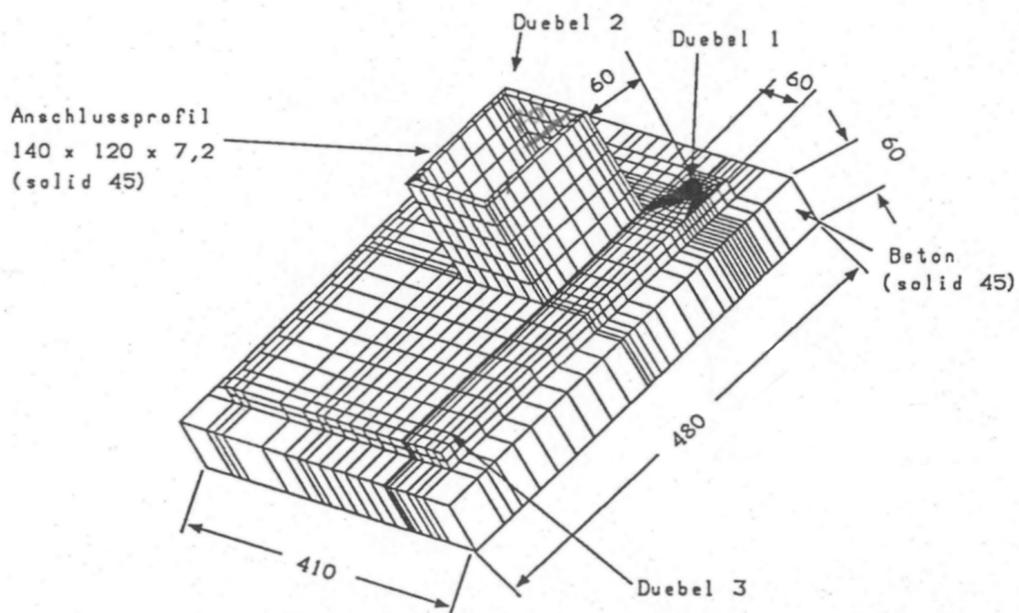


Abb. 3-3: Finite-Element-Netz der Ankerplatte mit exzentrisch angeschlossenem Profil (Schneider (1999))



Für die Befestigungsmittel wurde die in Abb. 3-4 dargestellte Federkennlinie angenommen, so dass die Modellierung und Berechnung des gesamten Betonkörpers entfiel. Die berechneten Kräfte in den Dübeln sind jedoch kleiner als 12kN, so dass der Bereich großer Verformungen nicht erreicht wurde. Daher gelten die Untersuchungsergebnisse nur für Dübel mit einer Dehnsteifigkeit von  $k = 12/0,5 = 24 \text{ kN/mm}$ .

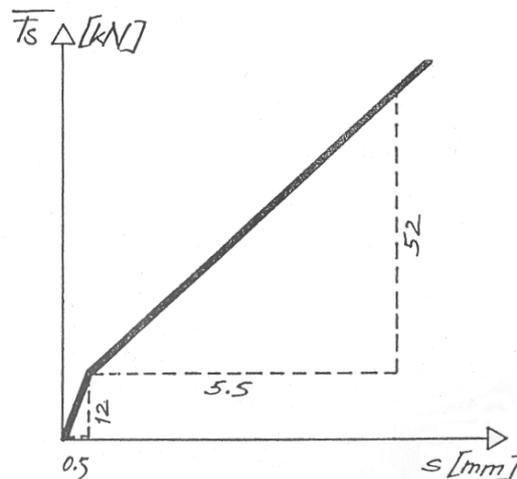


Abb. 3-4: Federkennlinie des verwendeten Befestigungsmittels (Schneider (1999))

Variiert wurde die Dicke der Ankerplatte, die Lage des Anschlussprofils (zentrisch-exzentrisch) sowie die Momentenbeanspruchung (ein- bzw. zweiachsige Biegung).

### 3.1.2 Dübelzugkräfte nach der E-Theorie

Zur Berechnung der Zugkräfte in den Dübeln nach der E-Theorie wurde das zu dem damaligen Zeitpunkt erhältliche Programm HIDU 2.6 der Firma Hilti verwendet.

In den Berechnungen wurden folgende Eingangswerte zugrundegelegt:

Betondruckfestigkeit:	25 N/mm <sup>2</sup> , gerissener Beton
Dübel:	HSL-TZ M12, h <sub>ef</sub> =80mm
Stahl der Ankerplatte:	St 52-3, f <sub>u</sub> = 360 N/mm <sup>2</sup>
Achsabstände:	350 x 280 mm
Plattengröße:	400 x 330 mm
Profil:	140 x 120 x 7,2 mm

In den FE-Berechnungen wurden eine mittige und eine exzentrische Lage des Anbauteils auf der Stahlplatte angenommen (vgl. Abb. 3-2 und Abb. 3-3). Während bei



dem Programm HIDU 2.6 die exzentrische Lage der äußeren Last bei der Berechnung der Dübelzugkräfte berücksichtigt wird, wird die exzentrische Lage des Anbauteils bei der Berechnung der erforderlichen Ankerplattendicke nicht erfasst.

Für die Vergleiche mit den FE-Simulationen wurden daher für alle Modelle mit einachsiger Biegung (symmetrischer/unsymmetrischer Anschluss des Anbauteils auf der Ankerplatte) eine Plattendicke von 20 mm als Ergebnis der Elastizitätstheorie herangezogen, während bei zweiachsiger Biegung und unsymmetrischem Anschluss des Anbauteils ein Referenzwert von 17 mm ermittelt wurde.

### 3.1.3 Ergebnisse

In Abb. 3-5 sind die mit dem Programm ANSYS berechneten Kräfte in den höchstbelasteten Dübeln bezogen auf die Werte nach der E-Theorie in Abhängigkeit von der gewählten Plattendicke aufgetragen.

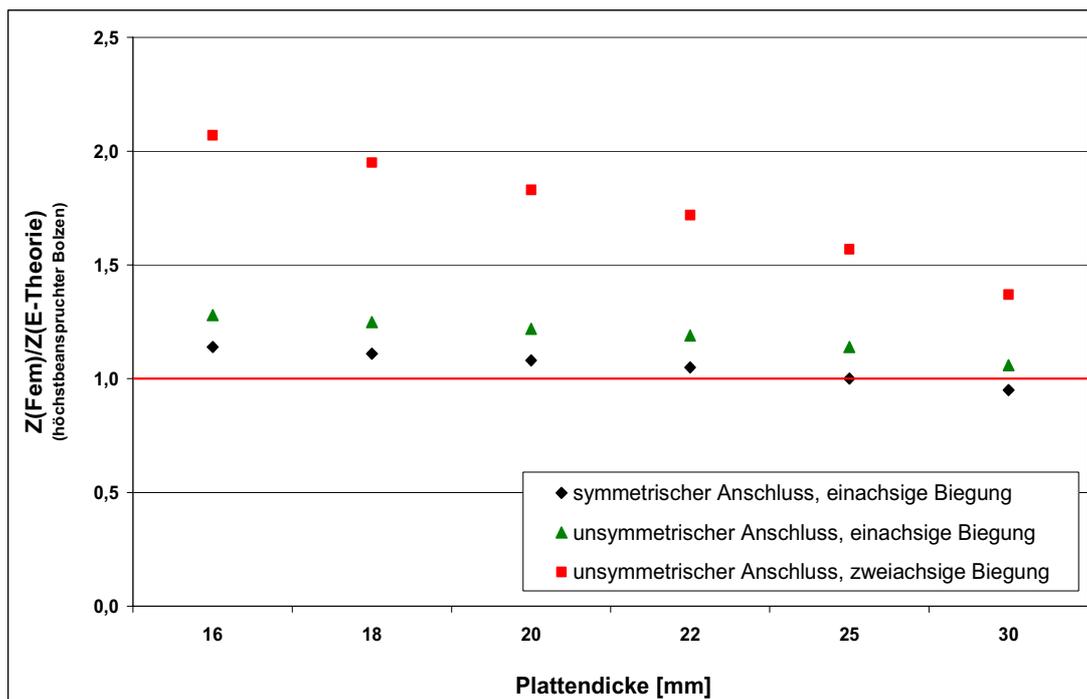


Abb. 3-5: Vergleich der Kräfte im höchstbelasteten Bolzen nach nicht-linearer Rechnung und CC-Verfahren

Es ist zu erkennen, dass bei großer Plattendicke ( $t=30\text{mm}$ ) und einachsiger Biegung die Zugkräfte in den höchstbelasteten Bolzen, berechnet mit der nicht-linearen FE-Methode, gut mit den Werten nach der E-Theorie übereinstimmen. Demgegenüber sind sie bei dünner Ankerplatte ( $t=16\text{mm}$ ) ca. 15% (symmetrischer Anschluss bei



einachsiger Biegung) bzw. 30% (unsymmetrischer Anschluss, einachsige Biegung) größer als nach E-Theorie.

Bei Berechnung einer Befestigung mit unsymmetrischem Anschluss des Anbauteils unter zweiachsiger Biegung ist der Unterschied deutlich größer. Die mit der FE-Methode ermittelten Lasten des höchstbelasteten Bolzen sind zwischen 37% (dicke Platte) und 107% (dünne Platte) höher als die Werte nach der E-Theorie.

Nach dem Programm HIDU 2.6 der Fa. Hilti beträgt die erforderliche Plattendicke bei mittiger Anordnung des Profils auf der Ankerplatte 20mm. Bei exzentrischer Anordnung des Profils kann die erforderliche Ankerplattendicke nicht berechnet werden. Nach den Programmen anderer Hersteller steigt die erforderliche Plattendicke bei exzentrischer Anordnung des Profils um bis zu 20% an. Berücksichtigt man dies, sind die von der Landesstelle berechneten Zugkräfte in den höchstbelasteten Bolzen bei einachsiger Biegung ca. 10% größer als nach der E-Theorie.

Bei Befestigungen unter zweiachsiger Biegung ergeben sich jedoch auch bei Beachtung des Einflusses des exzentrischen Anschlusses des Anbauteils auf die erforderliche Dicke der Ankerplatte ca. 70% höhere Zugkräfte in den höchstbelasteten Bolzen als nach der E-Theorie.



## 3.2 Mallée/Burkhardt

### 3.2.1 FE-Berechnungen

Mallée/Burkhardt untersuchten Gruppen mit 4 Hinterschnittdübeln. Zur Berechnung der Dübelkräfte wurde ebenfalls das Programm ANSYS verwendet. Allerdings wurde der Betonkörper vollkommen mit 3D-Elementen diskretisiert und die Ankerplatte und das Stahlprofil als Schalenelemente modelliert. Zwischen der Ankerplatte und der Betonoberfläche wurden 3D-Kontaktelemente eingesetzt, die Druckkräfte zwischen Platte und Beton aufnehmen jedoch keine Zugkräfte übertragen konnten. Es wurde die Plattendicke verwendet, die sich nach der E-Theorie ergibt.

Das Anbauteil war mittig auf die Ankerplatte aufgeschweißt.

Bei den Dübeln wurde eine Steifigkeit von ca.  $k = 12/0,3 = 40 \text{ kN/mm}$  angesetzt. Sie war größer als bei den Untersuchungen von *Schneider (1999)*. Variiert wurde der Achsabstand der Dübel bzw. die Größe der Ankerplatte, die Größe des Anschlussprofils sowie die Richtung der Momente (Biegemoment in einer Richtung bzw. gleichgroße Biegemomente in zwei Richtungen).

### 3.2.2 Versuche

Um die Richtigkeit der Rechenergebnisse zu überprüfen, wurden zusätzlich Versuche durchgeführt. Dabei wurde eine Zugkraft sowie ein Biegemoment in einer bzw. zwei Richtungen aufgebracht. Variiert wurde die Mörtelschicht unter der Platte (ohne bzw. mit Mörtelschicht) und die Vorspannkraft in den Dübeln (Dübel nicht vorgespannt bzw. vorgespannt).

Als weiterer Parameter wurde die Plattengeometrie berücksichtigt, indem quadratische und rechteckige Platten verwendet wurden.

### 3.2.3 Bemessung der Befestigungen

Für die Berechnung der Dübelzugkräfte und der rechnerischen mittleren Betonausbruchlast der in den numerischen und experimentellen Untersuchungen behandelten Befestigungen kam das Programm CompuFix in der Version 4.4 der Fa. fischerwerke zum Einsatz. Die Eingangsdaten für diese Berechnungen waren:



---

Betondruckfestigkeit:	25 N/mm <sup>2</sup>
Dübel:	FZA 14x60 M10, $h_{ef}$ =60mm (Versuche) und FZA 18x80 M12, $h_{ef}$ =80mm (Parameterstudie)
Stahl der Ankerplatte:	St 52-3
Achsabstände:	400 x 400 mm, 500 x 200 mm (Versuche) 200 x 200 mm, 500 x 200 mm (Parameterstudie)
Plattengröße:	440 x 440 mm, 560 x 240 mm (Versuche) 260 x 260 mm, 560 x 260 mm (Parameterstudie)
Profil:	140 x 140 x 7,1 mm

### 3.2.4 Ergebnisse

In Bild Abb. 3-6 sind die in den Versuchen gemessenen und nach der E-Theorie berechneten Dübelzugkräfte in Abhängigkeit von der an der Ankerplatte exzentrisch angreifenden Zugkraft aufgetragen. Bei einachsiger Biegung (Bild a) stimmen die gemessenen Dübelzugkräfte gut mit den berechneten Werten überein. Nur bei vorgespannten Dübeln ist bei geringer äußerer Zugkraft die Dübelzugkraft wesentlich größer als der Wert nach E-Theorie. Mit zunehmender Belastung gleichen sich jedoch die Kräfte an, weil die Ankerplatte auf der Zugseite von der Betonoberfläche abhebt.

Bei den Versuchen mit rechteckigen Platten (Versuche 4 und 5, Bild b) sind die Dübelzugkräfte ca. 10% kleiner als der Wert nach E-Theorie. Demgegenüber ergaben sich bei zweiachsiger Biegung ca. 12% höhere Dübelzugkräfte bei den höchstbelasteten Befestigungsmitteln (Abb. 3-6c).

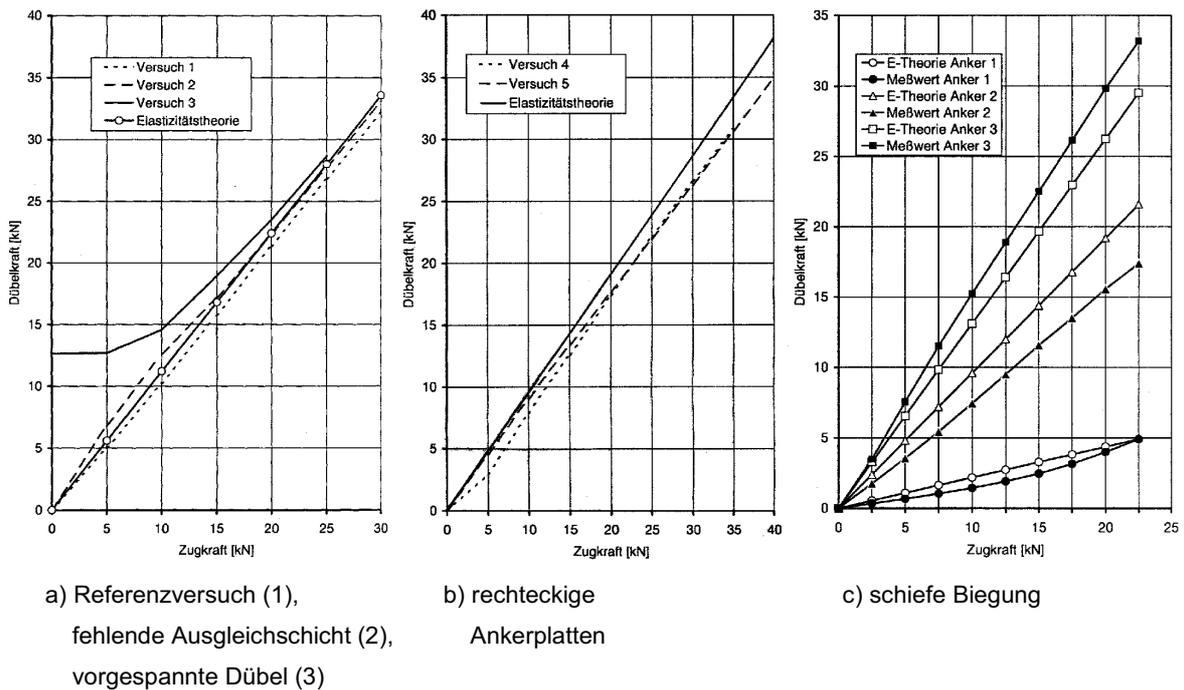


Abb. 3-6: Vergleich Dübelkräfte in Versuch und nach Elastizitätstheorie (Mallée, Burkhardt (1999))

Abb. 3-7 zeigt einen Vergleich der gemessenen Dübelzugkräfte mit den rechnerischen Werten nach der FE-Methode. In den numerischen Untersuchungen wurde die gleiche Plattendicke verwendet wie in den Versuchen. Die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ist gut.

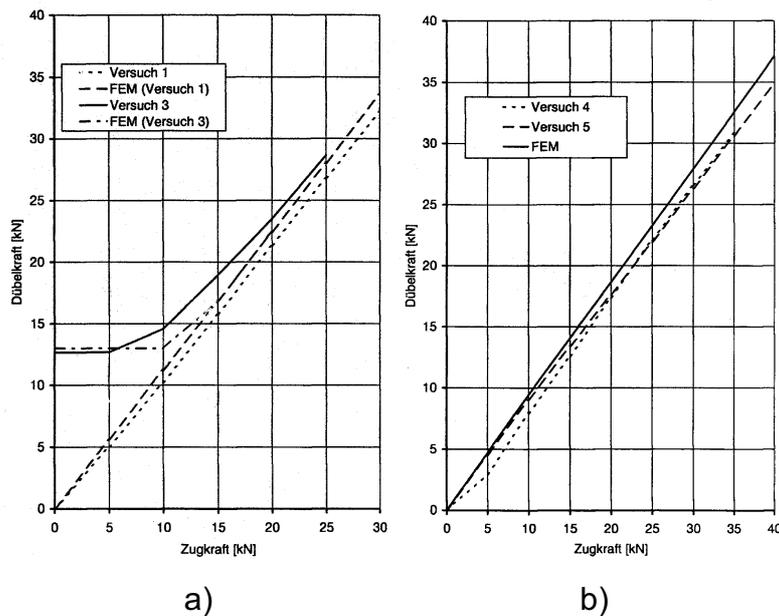


Abb. 3-7: Relation Finite-Element-Berechnungen – Versuche (Mallée, Burkhardt (1999))



Die Ergebnisse der numerischen Studien sind in Abb. 3-8 aufgetragen. Es zeigt sich, dass nur bei Verwendung eines kleinen Anschlussprofils auf einer großen Ankerplatte die nach der FE-Methode berechneten Dübelzugkräfte bis ca. 7% größer sind als nach der E-Theorie. Bei allen anderen Fällen ist der Unterschied geringer bzw. die Berechnungen nach der E-Theorie sind konservativ.

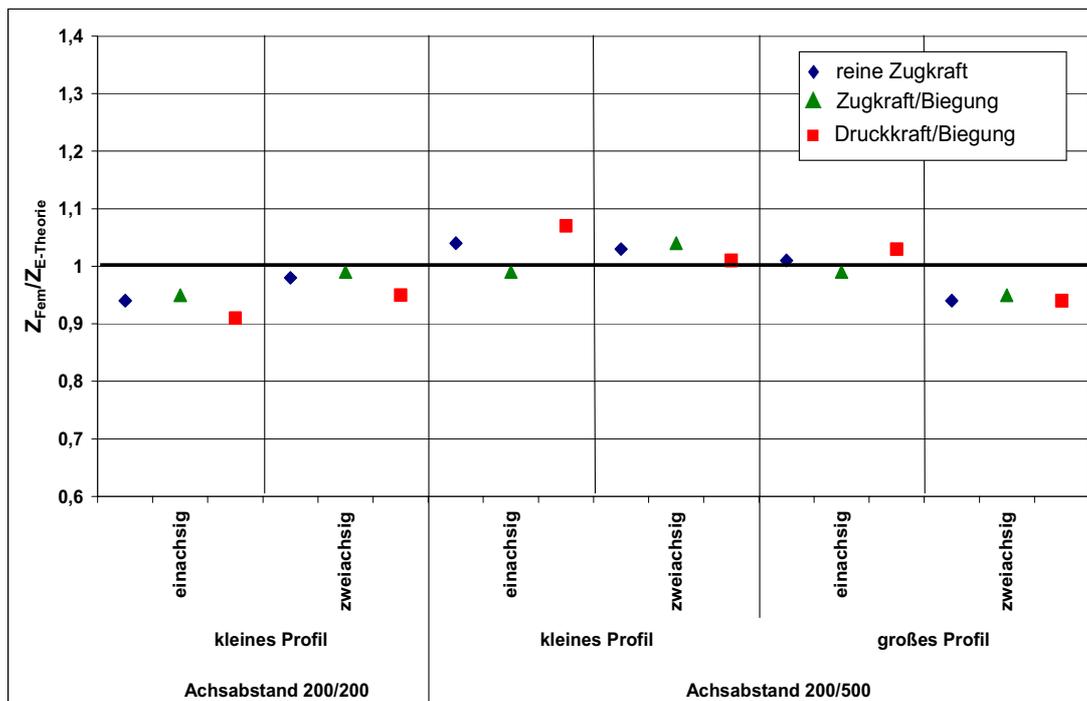


Abb. 3-8: Parameterstudie mit verschiedenen Platten- und Profilabmessungen

Die Untersuchungen von *Mallée/Burkhardt (1999)* zeigen, dass in vielen Anwendungsfällen in der Praxis die nach der E-Theorie berechneten Dübelzugkräfte ausreichend genau mit den Messwerten übereinstimmen. Dies stimmt im Wesentlichen mit den Untersuchungen von *Schneider (1999)* für Ankerplatten bei einachsiger Biegung bzw. zweiachsiger Biegung und zentrisch angeschweißtem Anschlussprofil überein. Demgegenüber ergeben sich in den Untersuchungen von Schneider bei zweiachsiger Biegung und exzentrisch angeschweißtem Profil in den FE-Studien wesentlich größere Dübelkräfte als nach der Elastizitätstheorie. Solche Anschlüsse wurden von *Mallée/Burkhardt (1999)* nicht untersucht.



## 4 Untersuchungen zum Einfluss der Ankerplattensteifigkeit auf die Bruchlast von Gruppenbefestigungen

### 4.1 Untersuchungsprogramm

Ziel der nachfolgend beschriebenen Untersuchungen ist die Klärung der Frage, welchen Einfluss die Plattendicke auf die Betonausbruchlast von Gruppenbefestigungen hat, bzw. ob Ankerplatten, die nach den in Abschnitt 2 beschriebenen Kriterien bemessen werden, ausreichend steif sind. Dazu wurden die in Abb. 4-1 und Tab. 4-1 aufgeführten Befestigungen mit Kopfbolzen mit Hilfe des nicht-linearen dreidimensionalen FE-Programms MASA analysiert (siehe Abschnitt 4.4). Zum Vergleich wurde eine Einzelbefestigung mit großem Randabstand berechnet. Weiterhin wurde bei einer Befestigung die Steifigkeit der Befestigungsmittel variiert (Abschnitt 5.3.3). Insgesamt wurden 20 Befestigungen analysiert.

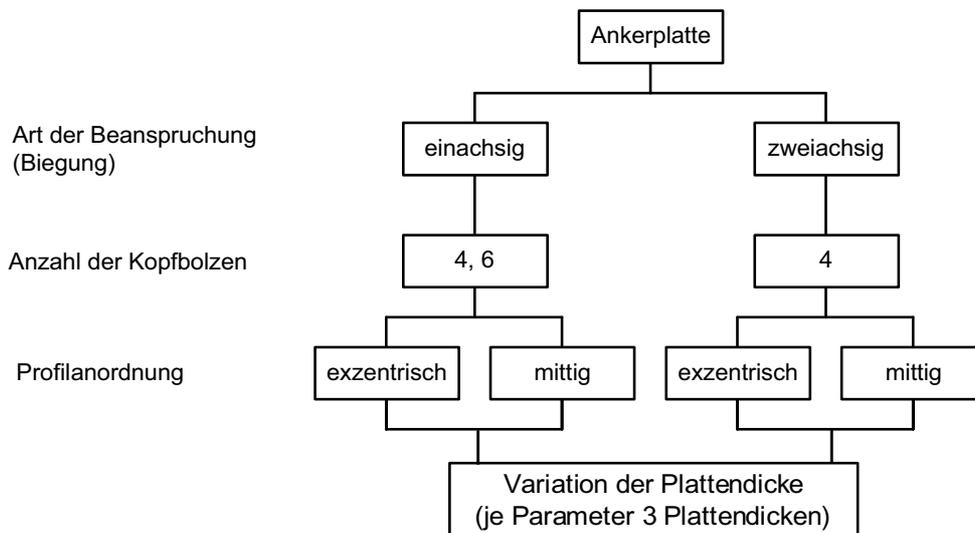


Abb. 4-1: Untersuchungsprogramm



	Anzahl Bolzen	Abmessung der Platte [mm]		Randüberstand [mm]	Biegung		Exzentrizität Profil [mm]	
		X	Y		ein-achsig	zwei-achsig	X	Y
1	4	330	400	25	X		-	-
2	4				X		-70	-
3	6	530	400		X		-	-
4	6				X		-100	-
5	4	330	400			X	-	-
6	4					X	-70	46,7

Tab. 4-1: Geometrische Details der Konstruktionen (je Parameter 3 Plattendicken untersucht)

## 4.2 Geometrie der untersuchten Befestigungen

Die Geometrie der untersuchten Befestigungen sind in Abb. 4-2 bis Abb. 4-4 dargestellt. Sie wurde an die von der Landesstelle verwendeten Befestigungen bzw. Ankerplatten angelehnt. Die Verankerungstiefe beträgt 80 mm. Der Achsabstand der Bolzen betrug  $\geq 3,0 h_{ef}$ ; d.h. es lagen „Einzelbolzen“ vor, die durch eine gemeinsame Ankerplatte zu einer Gruppe verbunden wurden. Es wurden große Achsabstände gewählt, weil bei diesen nach den Untersuchungen von *Mallée/Burkhardt (1999)* die ungünstigsten Verhältnisse vorliegen. Als Belastung wurde ein Moment und eine Normaldruckkraft aufgebracht.

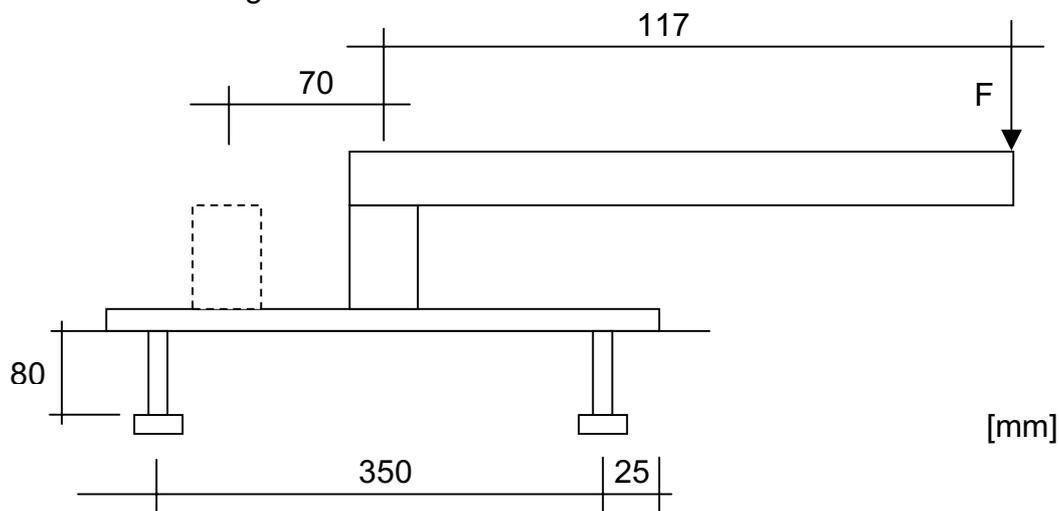


Abb. 4-2: Gruppe mit 4 Bolzen, einachsige Biegung (2D-Ansicht)

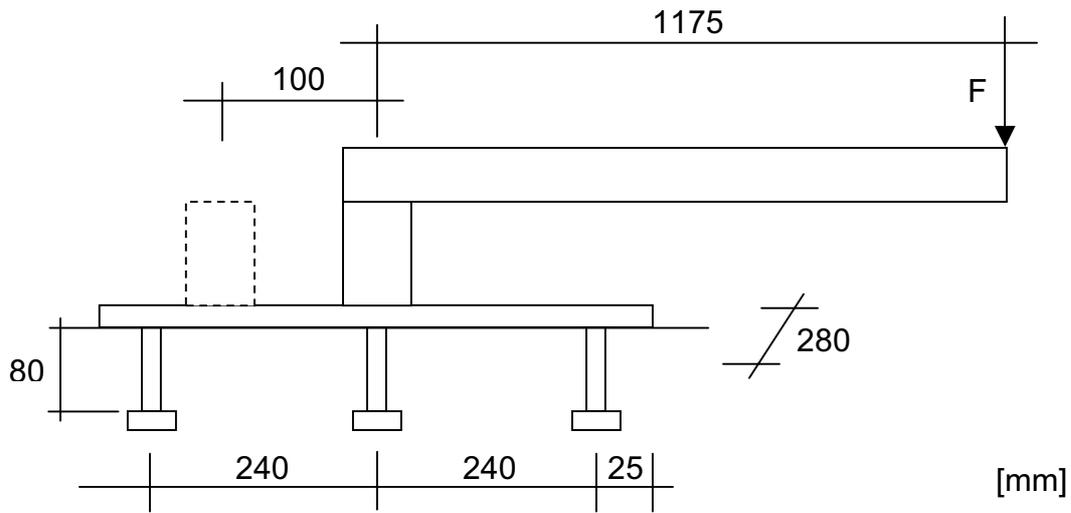


Abb. 4-3: Gruppe mit 6 Bolzen, einachsige Biegung (2D-Ansicht)

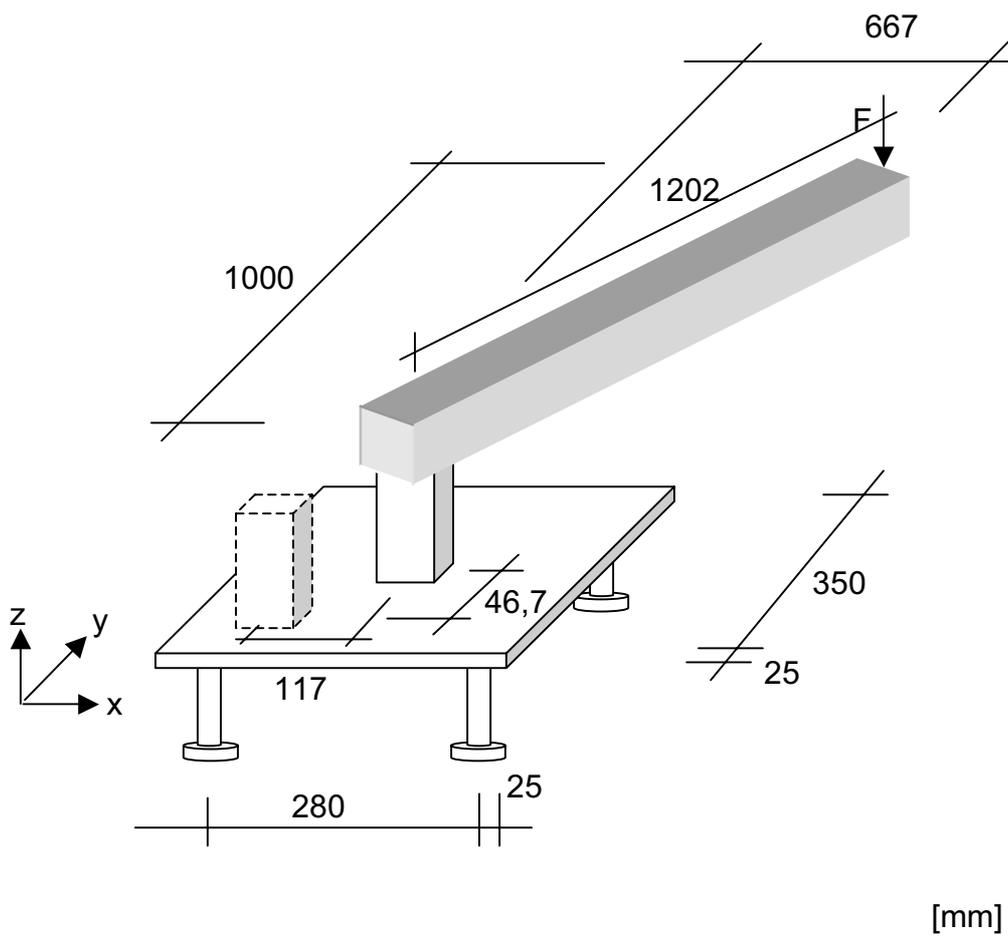


Abb. 4-4: Gruppe mit 4 Bolzen, zweiachsige Biegung (3D-Ansicht)



Das Anschlussprofil ( $b/d/t = 140/120/10$  (4 Bolzen),  $160/120/15$  (6 Bolzen)) wurde mittig und exzentrisch auf der Ankerplatte angeschweißt. Um trotz der unterschiedlichen Anordnungen des Anbauteils auf der Ankerplatte einen Vergleich der Ergebnisse zu gewährleisten, wurde das auf die Plattenmitte bezogene Lastmoment konstant gehalten. Daher wurde der Abstand zwischen angreifender Last und Plattenmitte nicht geändert.



### 4.3 Rechenwerte nach dem CC-Verfahren

Im ersten Schritt wurden alle Befestigungen nach dem CC-Verfahren bemessen. Dazu wurde das Programm PCalc der Firma Peikko, dessen Rechenkern am Institut für Werkstoffe im Bauwesen entwickelt wurde, verwendet. Das Programm wurde dahingehend modifiziert, dass nicht die Bemessungswerte, sondern die Mittelwerte der Bruchlasten und der zugehörigen Dübelzugkräfte berechnet wurden. Es wurden nur Befestigungen im ungerissenen Beton untersucht. Die mittleren Bruchlasten der Gruppen wurden nach Gl. 2-4 berechnet, wobei in Gl. 2-3 (Einzelbolzen)  $k = 15,5$  eingesetzt wurde.

Folgende Parameter wurden konstant gehalten:

E-Modul (Beton):	30000 N/mm <sup>2</sup>
Betonwürfel-	
druckfestigkeit:	40 N/mm <sup>2</sup>
Kopfbolzen:	$h_{ef}=80\text{mm}$ , $d_1=16\text{mm}$ , $d_2=32\text{mm}$
Randefflüsse:	keine
Achsabstände (der	
äußeren Bolzen):	350 * 280 mm (Gruppe mit 4 Bolzen), 480 * 280 mm (Gruppe mit 6 Bolzen)
Stahl (Ankerplatte):	St 52-3, $f_{yk}=360\text{ N/mm}^2$
äußeres Lastmoment bezogen auf Plattenmitte	

Variiert wurden

- die Exzentrizität des Profilanschlusses
- die Anzahl der Befestigungsmittel

In einem weiteren Schritt wurden aus den mittleren Betonausbruchlasten der Bolzen die am Hebelarm angreifende Last  $F_{Sd}$  und das Bemessungsmoment  $M_{Sd}$  ermittelt. Dazu wird  $N_{Rk} = N_{Rm} * 0,75$  sowie  $\gamma_{Mc} = 1,8$  angenommen. Anschließend erfolgte die Berechnung der erforderlichen Dicke der Ankerplatte nach Kapitel 2 (Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Ms}=1,1$ ). Zum Vergleich wurden auch die Plattendicken ermittelt, die sich für die Schnittgrößen im Bruchzustand ( $N_u$ ,  $F_{su}$ ,  $M_{su}$ ) bei Ansatz von  $\gamma_{Ms}=1,1$  ergeben.



Die wichtigsten Resultate enthält Tab. 4-2. Die detaillierten Ergebnisse können Tab. 5-1 und Anlage B entnommen werden.

	Anzahl Bolzen	Biegung		Exzentrizität Profil [mm]		Bemessungswert der Bruchlast $F_{Rd}^{1)}$ [kN]	erf. Plattendicke [mm]
		ein-achsig	zwei-achsig	X	Y		
1	4	X		-	-	20,1	22,2
2	4	X		- 70	-		29,3
3	6	X		-	-	33,8	30,2
4	6	X		- 100	-		42,0
5	4		X	-	-	15,0	22,9
6	4		X	- 70	+ 46,7		28,5

<sup>1)</sup> Last, die am Ende des Hebelarms angreift (vgl. Abb. 4-2 bis Abb. 4-4)

Tab. 4-2: Erforderliche Plattendicken, Ermittlung nach der Elastizitätstheorie

## 4.4 FE-Rechnungen

### 4.4.1 FE-Programm

Das nichtlineare FE-Programm MASA, welches am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart von *Ožbolt (1997,1999)* entwickelt wurde, dient zur Berechnung von Spannungen und Dehnungen dreidimensional modellierter Beton- bzw. Stahlbetonstrukturen. Die vorliegenden Erfahrungen zeigen, dass das Programm bei der Versagensart Betonausbruch sehr wirklichkeitsnahe Ergebnisse liefert. Diese Versagensart wird in diesem Projekt studiert.

Dem Programm liegt das „Microplane model“ zugrunde, welches das Verhalten von Beton unter beliebigen Dehnungszuständen beschreibt. Zur Vermeidung von Dehnungslokalisierungen wurde die Rissbandmethode (*Bazant, Oh (1983)*) eingesetzt.

Das Pre- und Postprocessing wurde jeweils mit dem CAE-Programm FEMAP<sup>®</sup> durchgeführt. Die Eingabe der Geometriedaten erfolgte mit einem CAD-Programm. Hierbei wurden zunächst vollständige Geometrien als Solidelemente erstellt. Nach einer Korrektur der automatisch generierten Netzeinteilung (an unbedeutenderen



---

Stellen können größere Elemente an den Festkörperkanten angeordnet werden) wird mit Hilfe des Finite-Element-Generators ein Netz aus Tetraedern (4-Knoten-Elemente) hergestellt.

Da die Elemente fest über Knoten miteinander verbunden sind, wurde eine Kontaktschicht zwischen der Ankerplatte und dem Beton eingesetzt, die Druckkräfte, jedoch keine Zugkräfte übertragen soll. Es zeigte sich, dass – wahrscheinlich aus numerischen Gründen – die Kontaktschicht trotz sehr klein angenommener Betonzugfestigkeit geringe Zugkräfte übertrug. Der Einfluss dieser Zugkräfte auf die berechneten Höchstlasten war jedoch gering (s. Abschnitt 5.4).



#### 4.4.2 Materialeigenschaften

Die Materialparameter für den Beton ( $\beta_{W,200} = 40 \text{ N/mm}^2$ ) wurden aus den Tabellen und Formeln des *Model Code 90 (1990)* entnommen.

Der Stahl der Bolzen und des Hebelarms wurde als linear elastisch angenommen, da diese Bauteile für die auftretenden Kräfte ausreichend bemessen wurden und nicht mit Plastizierungen zu rechnen war. Für die Platte wurde in allen Berechnungen das reelle nicht-lineare Materialmodell für Stahl eingesetzt (s. Abb. 4-5), um die Spannungsumlagerungen bei einem Fließen der Ankerplatte zu berücksichtigen.

Die Materialien im Einzelnen:

Material	Eigenschaft
1	Beton ( $E=30500 \text{ N/mm}^2$ ; $f_c=33,7 \text{ N/mm}^2$ ; $f_t=2,9 \text{ N/mm}^2$ ; $G_F=0,075 \text{ Nmm/mm}^2$ )
2	Bolzen (Stahl, linear elastisch, $E_s=210000 \text{ N/mm}^2$ )
3	Kontaktschicht am Bolzenkopf (nicht linear, keine Aufnahme von Zugkräften)
4	Ankerplatte (St52, nichtlinear, $E_s=210000 \text{ N/mm}^2$ , $f_{yk}=360 \text{ N/mm}^2$ ) (s. Abb. 4-5)
5	Hebelarm (Stahl, linear elastisch, $E_s=210000 \text{ N/mm}^2$ )
6	Bolzen (Stahl, linear elastisch, $E_s=210000 \text{ N/mm}^2$ )
7	Kontaktschicht unter der Ankerplatte (nicht linear, keine Aufnahme von Zugkräften)

Tab. 4-3: Materialien für numerische Berechnungen

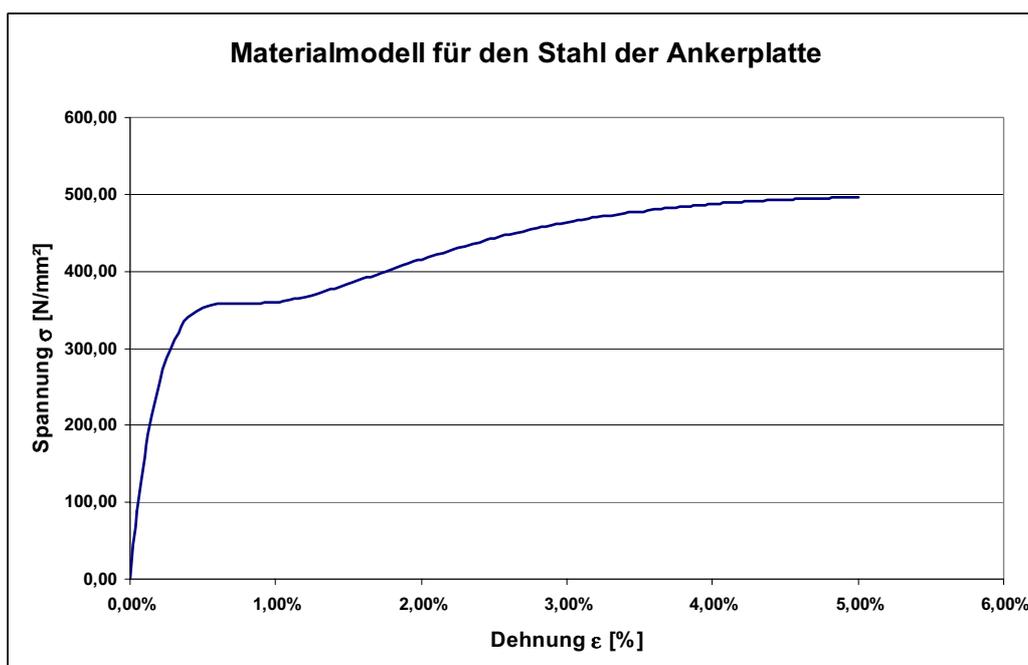


Abb. 4-5: Materialmodell für den Stahl der Ankerplatte



#### 4.4.3 Kontaktelemente

Die am Bolzen angreifende Zugkraft wird über Pressungen zwischen Bolzenkopf und Beton übertragen. Eine Übertragung von Zugspannungen auf der lastabgewandten Seite findet kaum statt. Oberhalb vom Bolzenkopf ist ein dreiachsiger Spannungszustand im Beton vorhanden, der die Aufnahme von sehr hohen Betonpressungen ermöglicht. Um dieses Verhalten zu modellieren, wurde um den unteren Teil des Bolzen eine Kontaktschicht angeordnet, die Druckkräfte, jedoch keine Zugkräfte übertragen kann. Dadurch sollte ein dreiachsiger Spannungszustand um den Bolzenkopf ermöglicht, die Übertragung von Zugkräften auf der lastabgewandten Seite des Bolzens jedoch vermieden werden. Die Kontaktschicht besitzt einen hohen E-Modul, die Betondruckfestigkeit des verwendeten Betons und geringe Schub- und nahezu keine Zugfestigkeit.

Zwischen Ankerplatte und Beton wurde ebenfalls eine Kontaktschicht (Dicke 1mm) eingefügt. Die Kontaktelemente zwischen Stahlplatte und Betonoberfläche sind jeweils mit den entsprechenden Knoten von Beton und Stahl verbunden. Die Dicke beträgt 1 mm.

Die Materialparameter wurden so gewählt, dass zwar Druckspannungen aber nur vernachlässigbar geringe Zugspannungen übertragen werden können.

#### 4.4.4 Befestigungsmittel

Als Befestigungsmittel wurden handelsübliche Kopfbolzen (Schaftdurchmesser  $d_1=16\text{mm}$ , Kopfdurchmesser  $d_k=32\text{mm}$ ) mit einer Verankerungstiefe  $h_{ef}=80\text{mm}$  gewählt. In den Berechnungen ist im Gegensatz zu den Untersuchungen von Schneider (1999) sowie Mallée/Burkhardt (1999) die Vorgabe einer Dübelsteifigkeit nicht erforderlich, da sich die Verschiebung der Bolzen, die Verformung des Betons unter dem Kopf sowie die Dehnung des Stahls automatisch ergeben.

#### 4.4.5 Lastenangriff und -richtung

Die Belastungen wurden als Verschiebungen am Ende des horizontalen Hebelarms aufgebracht (vgl. Kapitel 4.2). Während der Berechnung wurde diese Verschiebungen schrittweise erhöht. Die aufgebrachten Verformungen bewirkten ein Versagen der Konstruktion nach 15 bis 35 Lastschritten durch Betonausbruch.



## **5 Ergebnisse der FE-Berechnungen**

Eine detaillierte Zusammenstellung aller Ergebnisse enthält Anhang A. Für jede untersuchte Befestigung sind folgende Diagramme/Bilder aufgenommen:

- Last – Verschiebung am Hebelarmende und Anschnitt Bolzen/Ankerplatte
- Größe des inneren Hebelarmes während der Berechnung
- bei Höchstlast:
  - o vertikale Spannungen auf der Betonoberfläche
  - o Hauptdehnungen im aufgeschnittenen Betonkörper
  - o Hauptdehnungen (Druck und Zug) in der Ankerplatte
  - o Trajektorien ( $\sigma_{33}$ ) und vertikale Spannungen in der Kontaktschicht

Die ermittelten Bruchlasten sind in Tab. 5-1 zusammengestellt.

Die Berechnung des inneren Hebelarmes erfolgte aufgrund der jeweiligen Belastung am Ende des Hebelarmes und den entsprechenden Beanspruchungen in den Bolzen. Aufgrund von Ungenauigkeiten in den numerischen Berechnungen (siehe Abschnitt 5.4) wurde mit der Auswertung des inneren Hebelarms erst ab ca. 40% der Höchstlast begonnen.



Ankerplatten										höchstbelasteter Bolzen			
Biegung	Profil	Plattendicke nach CC-Verfahren - Bemessungs-last [mm]	Plattendicke nach CC-Verfahren - mittlere Bruchlast [mm]	Plattendicke bei FE-Rechnung [mm]	mittlere Bruchlast nach CC-Verfahren $F_{Rm}^{1)}$ [kN]	Bemessungslast nach CC-Verfahren $F_{Rd}^{1,2)}$ [kN]	innerer Hebelarm nach CC-Verfahren [mm]	Bruchlast nach FE-Rechnung $F_{u,FE}^{1)}$ [kN]	innerer Hebelarm bei Höchstlast nach FE [mm]	mittlere Bruchlast nach CC-Verfahren $N_{Rm}$ [kN]	Bemessungslast nach CC-Verfahren $N_{sd}^{3)}$ [kN]	Bruchlast nach FE-Rechnung $N_{u,FE}$ [kN]	Verschiebung [mm]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Einzelbolzen	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	70,6	0,43
einachsig	zentrisch	22,2	34,0	20	48,2	20,1	346	46,28	308	70,1	29,2	77,5	0,42
				34				49,49	323			78,3	0,47
				70				57,62	356			79,9	0,47
				26				34,26	239			79,5	0,41
				43				41,32	277			79,9	0,45
				85				56,34	353			78,8	0,46
	exzentrisch	29,3	43,0	28	80,9	33,75	401	78,60	251			82,4	0,43
				46				71,94	316			73,7	0,45
				90				92,46	384			79,1	0,46
				40				41,77	288			79,8	0,41
				67				55,86	342			81,0	0,44
				130				87,91	394			79,4	0,41
zweiachsig	zentrisch	22,9	34,0	20	35,8	15,0	334	34,27	261	82,1	0,50		
				34				34,92	316	76,3	0,40		
				70				42,44	351	78,2	0,39		
				26				20,10	243	80,2	0,41		
	exzentrisch	28,5	43,0	43				23,63	282	76,4	0,37		
				85				38,23	354	80,0	0,40		

1) Last am Ende des Hebelarmes

2) Bemessungswert der äußeren Last:  $F_{Rd}=F_{Rm} \cdot 0,75/1,8$

3) Bemessungswert des höchstbelasteten Bolzens:  $N_{Rd}=N_{Rm} \cdot 0,75/1,8$

Tab. 5-1: Ergebnisse der FE-Analysen



## 5.1 Einzelbolzen

Für die Simulation eines Einzelbolzens unter Zugbeanspruchung wurde die doppelte Symmetrie ausgenutzt. Das verwendete Modell ist in Abb. 5-1 und Abb. 5-2 dargestellt, wobei die Zahlen 1, 2 und 3 die globalen Koordinatenachsen x, y und z angeben, in deren Richtung ein Knoten festgehalten ist. Die aufgebrachte Belastung ist in grüner Farbe gekennzeichnet. Die Berechnung der Befestigung erfolgte verschiebungsgesteuert, d.h. es wurde eine vertikale Verschiebung am oberen Kopfbolzenende aufgebracht und der resultierende Widerstand berechnet.

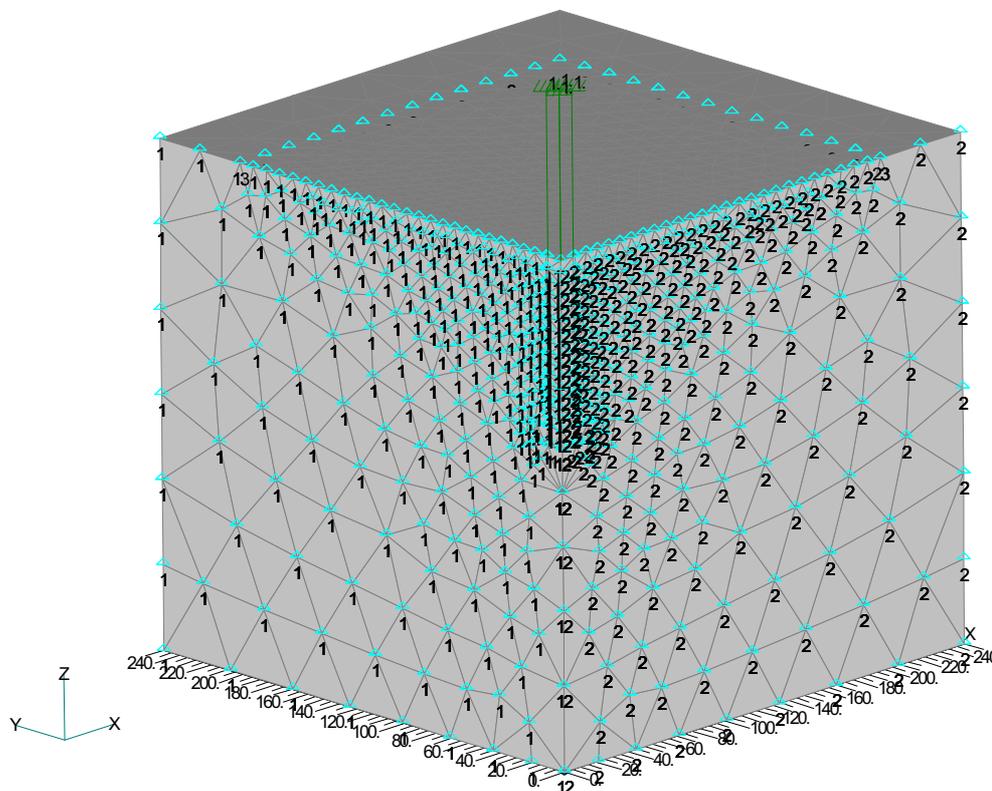


Abb. 5-1: FE-Modell eines Einzelbolzens unter einachsiger Zuglast

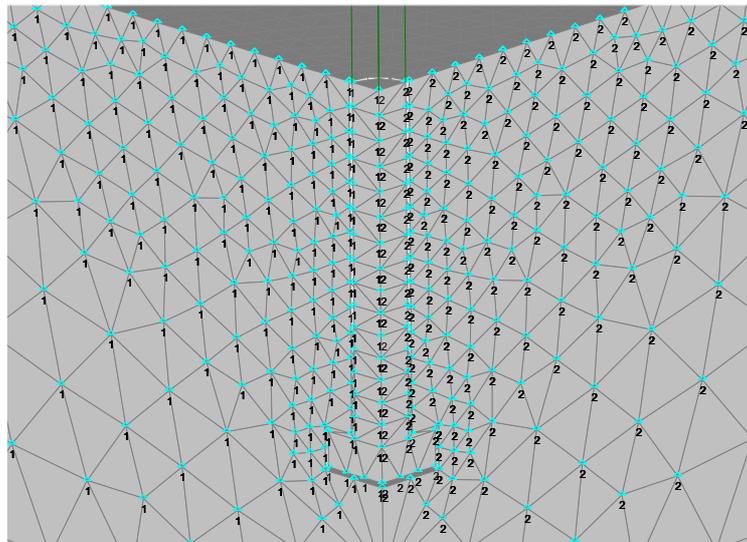


Abb. 5-2: FE-Netz des Einzelbolzens

Das Versagen erfolgte durch Betonausbruch bei einer Last von  $N_u = 70,6$  kN (siehe Abb. 5-4 bis Abb. 5-7). Der Winkel des Ausbruchkegels gegenüber der Horizontalen beträgt ca.  $\alpha = 22^\circ$ . Er ist flacher als die Annahme nach dem CC-Verfahren ( $\alpha \approx 35^\circ$ ). Dies ist auf die geringe Verankerungstiefe zurückzuführen. Nach experimentellen Untersuchungen von *Zhao (1993)* ergibt sich bei  $h_{ef} = 80$  mm ein Winkel  $\alpha = \arctan(0,2 \cdot 80^{0,25}) = 30,8^\circ$  (vgl. Abb. 5-3).

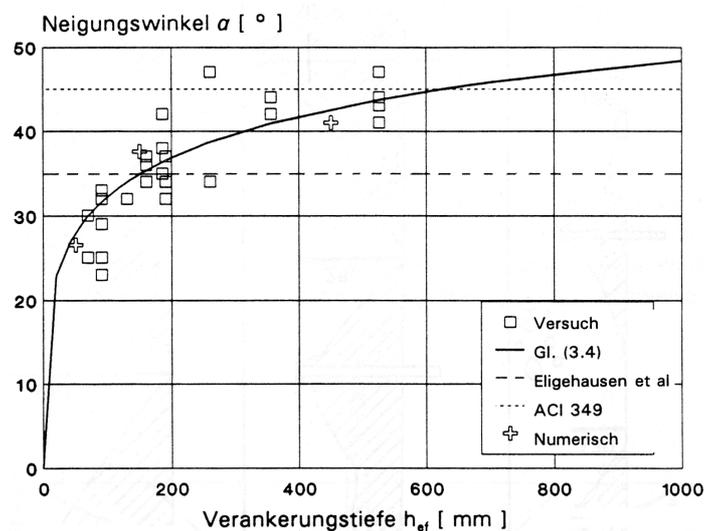


Abb. 5-3: Neigungswinkel der Ausbruchkegel für verschiedene Verankerungstiefen (*Zhao (1993)*)

Die Rissentwicklung zeigen die Abb. 5-4 bis Abb. 5-7. Die roten Elemente stellen Bereiche da, in denen der Beton bereits Risse aufweist und die keine Zugspannung mehr übertragen können.

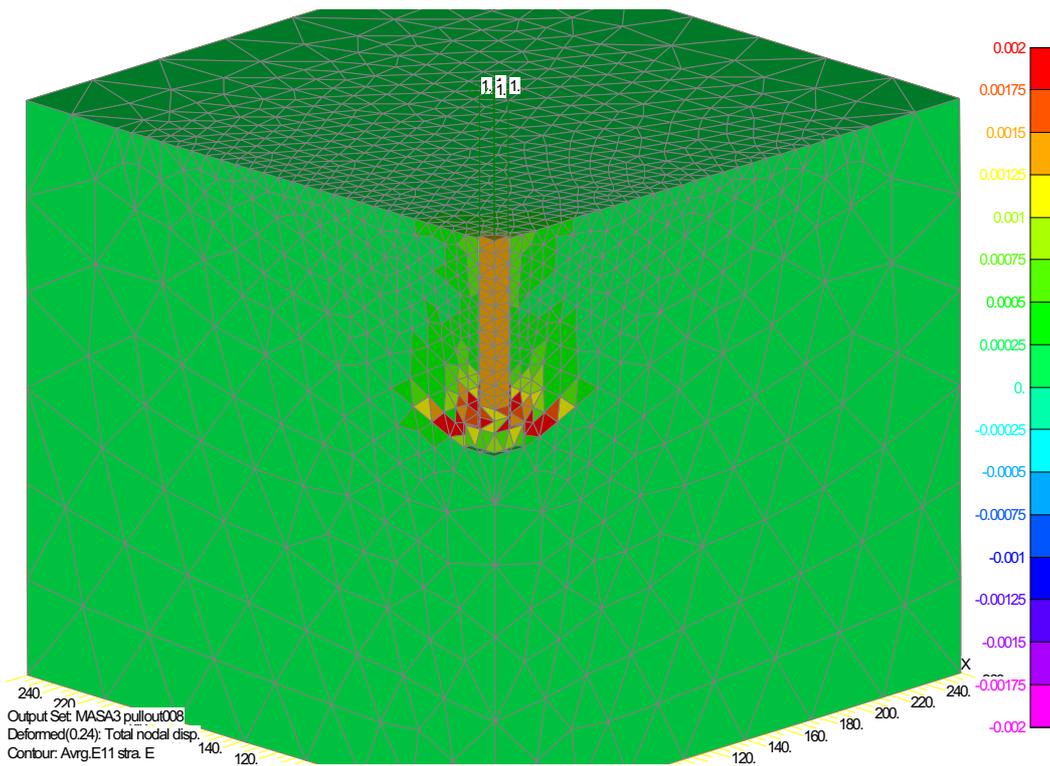


Abb. 5-4: Bruchbild bei 80% Höchstlast (ca. 56,4 kN)

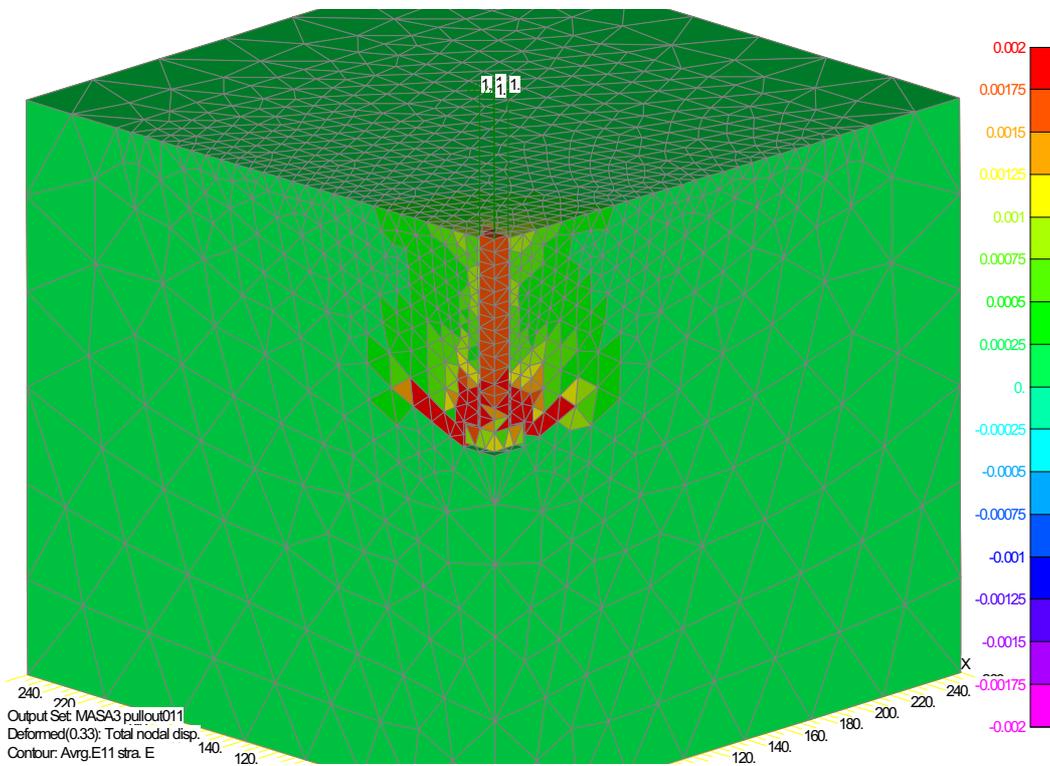


Abb. 5-5: Bruchbild bei 90% Höchstlast (ca. 65,2 kN)

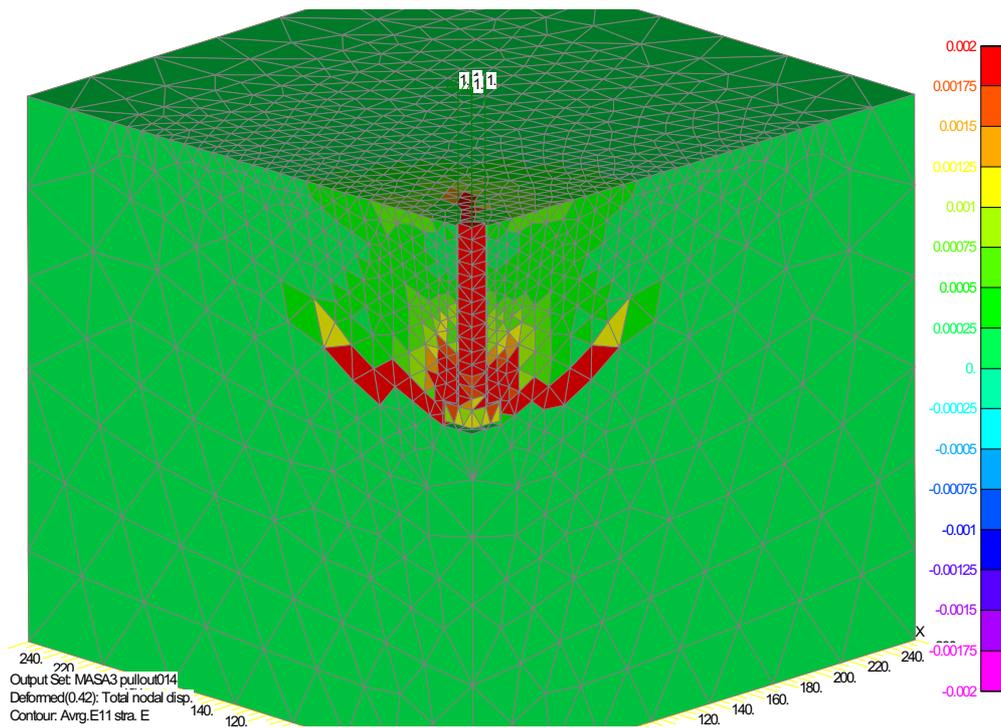


Abb. 5-6: Bruchbild bei Höchstlast (ca. 70,8 kN)

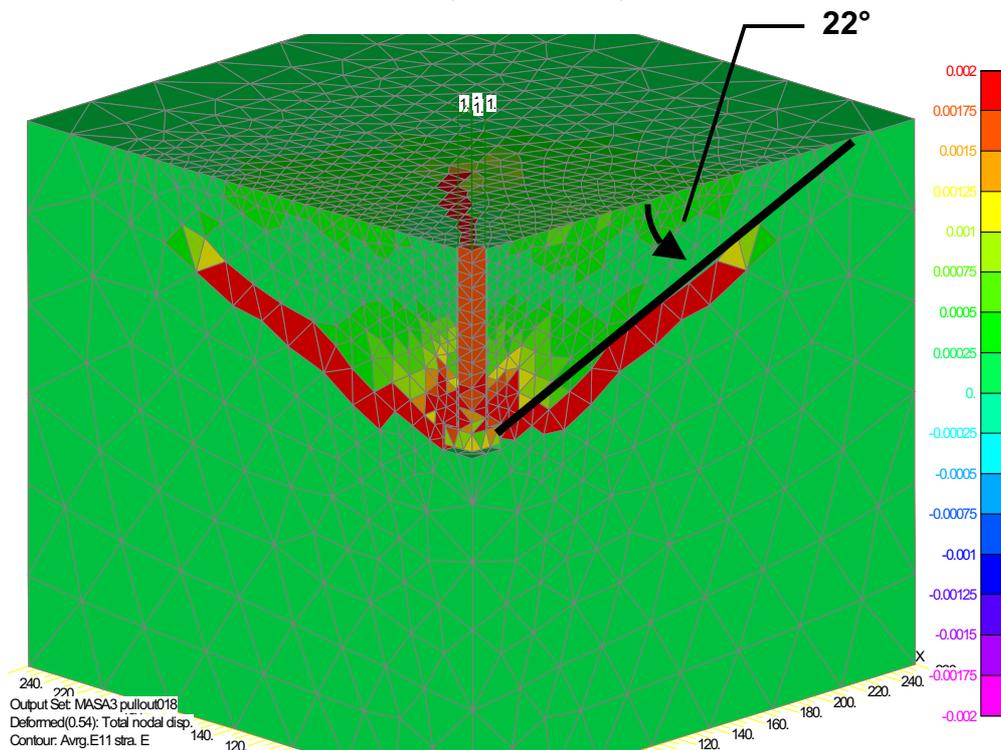


Abb. 5-7: Nachbruchverhalten

Die ermittelte Last-Verschiebungskurve (Last und Verschiebung am belasteten Kopfbolzenende) ist in Abb. 5-8 dargestellt. Mit eingetragen ist die mittlere Betonaus-



bruchlast nach der CC-Methode. Sie beträgt  $N_u = 70$  kN. Die numerisch ermittelte Bruchlast stimmt gut mit dem Wert nach der CC-Methode überein.

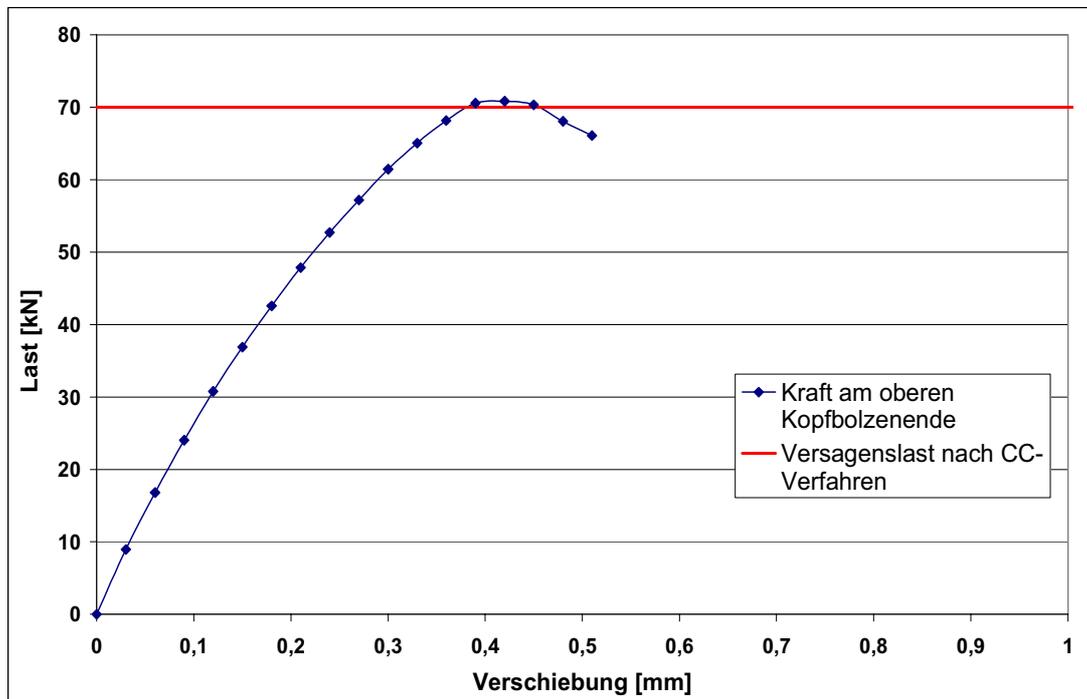


Abb. 5-8: Last-Verschiebungskurve eines Einzelbolzens

Die Verschiebung des belasteten Endes des Kopfbolzens ergibt sich aus der Stahldehnung des Kopfbolzenschaftes, der Verschiebung (Schlupf) des Bolzenkopfes und der Verschiebung des gesamten Ausbruchkörpers.

Für die Verschiebung infolge Stahldehnung ergibt sich:

$$\Delta l_{\text{Stahl}} = \frac{\sigma}{E_s} * l_{\text{Schaft}} = \frac{F_u}{A_s} * \frac{1}{E_s} * l_{\text{Schaft}} = \frac{70600}{\pi * 8^2} * \frac{1}{210000} * 80 = 0,134 \text{ mm}$$

Die Verschiebung des Bolzenkopfes errechnet sich nach *Furche (1992)*:

$$\Delta s_{\text{Kopf}} = \frac{k_a * k_A}{600} * \left[ \frac{\sigma}{\beta_w} \right]^2 = \frac{\sqrt{\frac{5}{a}} * 26,33}{600} * \left[ \frac{117}{40,0} \right]^2 = 0,297 \text{ mm}$$

$$\text{mit: } k_a = \text{Verschiebungsbeiwert} = \sqrt{\frac{5}{a}}$$

$$A_u = \text{Aufstandsfläche des Kopfes} = \frac{\pi}{4} * (d_k^2 - d^2) = 603 \text{ mm}^2$$



$a$  = Schulterbreite des Bolzenkopfes = 8 mm

$k_A$  = Entfernungsbeiwert

$$= \sqrt{\frac{d^2}{4} + 9 \cdot a \cdot (d + a)} - \frac{d}{2} - a = 26,33$$

$d$  = Schaftdurchmesser des Bolzens = 16 mm

$$\sigma = \text{Pressung unter dem Kopf} = \frac{N_u}{A_u} = \frac{70,6}{603} = 117 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Die Verschiebung des Ausbruchkörpers ist sehr klein und wird näherungsweise zu Null angenommen.

Damit ergibt sich die zu erwartende Gesamtverschiebung zu:

$$\Delta s_{ges} = \Delta l_{Stahl} + \Delta s_{Kopf} = 0,134 + 0,297 = 0,43 \text{ mm} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Die numerisch ermittelte Verschiebung des Ankerkopfes bei Höchstlast ( $\Delta s_u = 0,41$  mm) stimmt mit dem Rechenwert gut überein.

Bei einer Höchstlast von 70,6 kN und einer Gesamtverschiebung von 0,41 mm ergibt sich eine Steifigkeit  $k = 172$  kN/mm. Sie ist deutlich höher als die in den Rechnungen von Schneider ( $k = 24$  kN/mm) und Mallée/Burkhardt ( $k = 40$  kN/mm) benutzten Werte. Daher wird eine sehr steife Befestigung modelliert, wie sie in der Praxis vorkommen kann.

Die Ergebnisse der folgenden Berechnungen decken damit die ungünstigsten Fälle in der Praxis ab und liegen für übliche Anwendungsfälle auf der sicheren Seite.



## 5.2 Bruchbilder

### 5.2.1 4-fach Befestigung, einachsige Biegung

In Abb. 5-9 ist ein FE-Netz mit Auflagern (blau) und Belastung (grün) dargestellt. Es zeigt eine 70mm dicke Ankerplatte mit zentrisch angeschweißtem Profil. In der Berechnung wurde die Bauteil- und Belastungssymmetrie zur y-z-Ebene ausgenutzt. Daher ist nur der halbe Versuchskörper dargestellt.

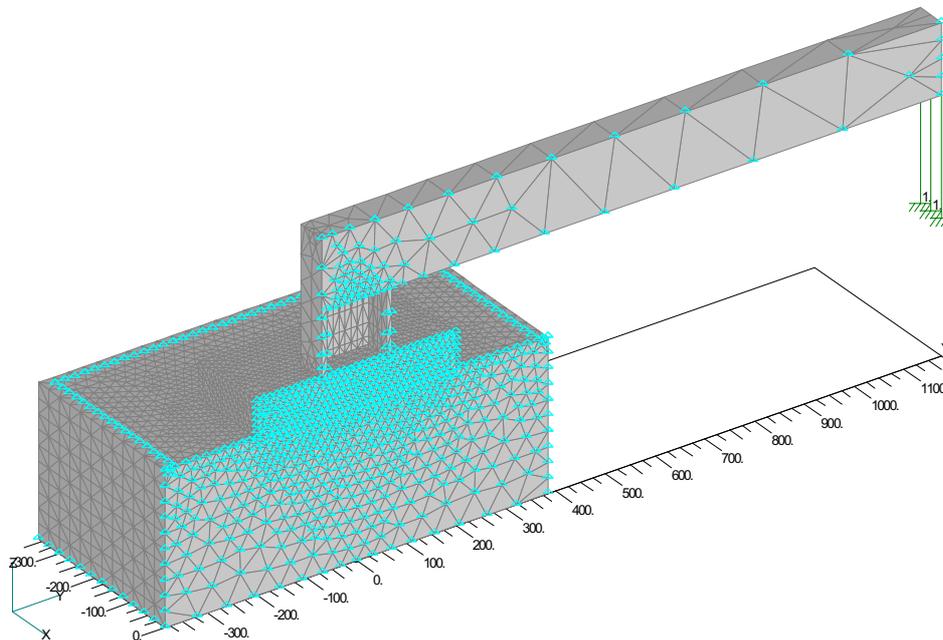


Abb. 5-9: Finite-Element-Modell der Gruppe mit 4 Bolzen

Abb. 5-10 zeigt die Hauptdehnungen (Zug) im aufgeschnittenen Betonkörper und gibt die Dehnungsverläufe direkt nach Erreichen der Höchstlast an. Die roten Bereiche markieren Elemente, in denen der Beton bereits gerissen und nicht mehr tragfähig ist.

Es ist zu erkennen, dass das Versagen der Konstruktion durch Betonausbruch des höchstbelasteten Bolzens eintrat. Dies war auch bei allen anderen untersuchten Befestigungen der Fall.

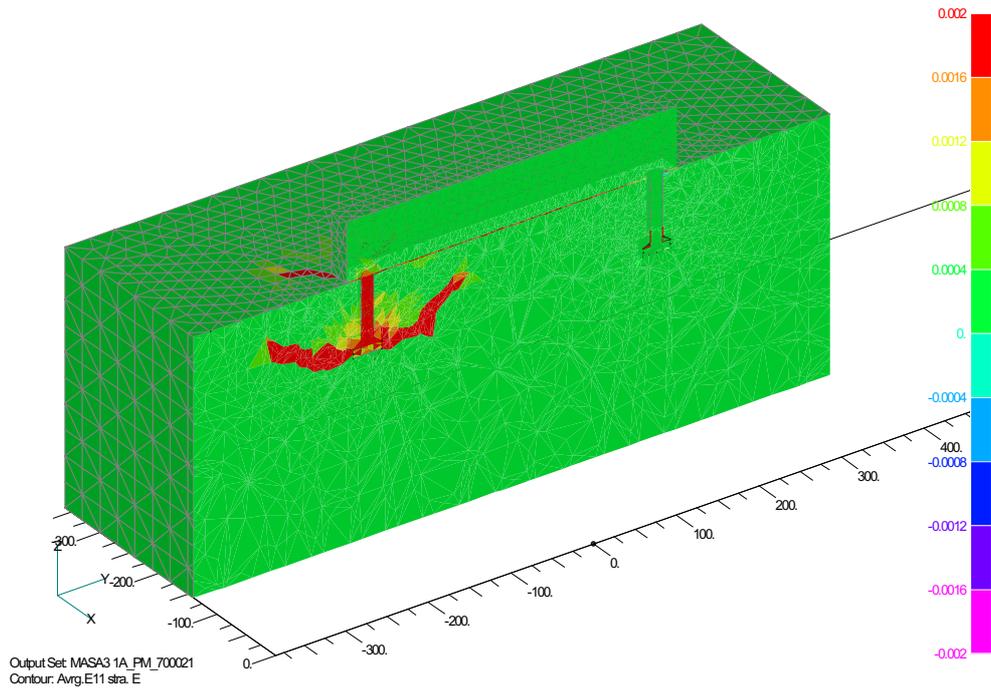


Abb. 5-10: Bruchbild der 4-fach Befestigung nach Höchstlast (Hauptdehnungen)



### 5.2.2 6-fach Befestigung, einachsige Biegung

Das FE-Modell einer Gruppen mit 6 Kopfbolzen und einer Ankerplattendicke von 90 mm ist in Abb. 5-11 dargestellt. Es wurde wiederum die Symmetrie zur y-z-Ebene ausgenutzt.

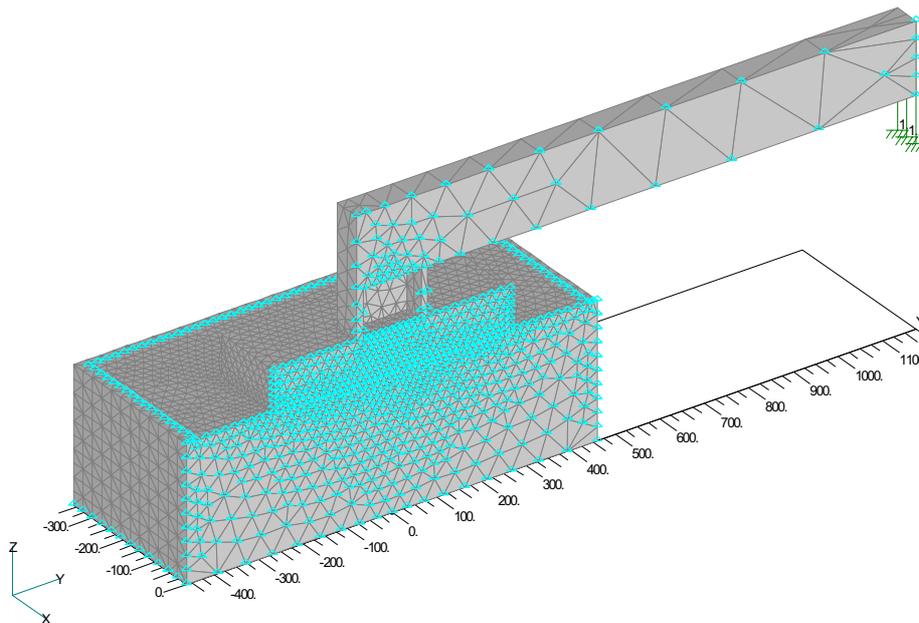


Abb. 5-11: Finite-Element-Modell der Gruppe mit 6 Bolzen

Die Dehnungen in Hauptzugrichtung und vertikaler Richtung sind in den Abb. 5-12 gezeigt. Das Versagen trat auch hier durch Betonausbruch des höchstbelasteten Bolzens ein.

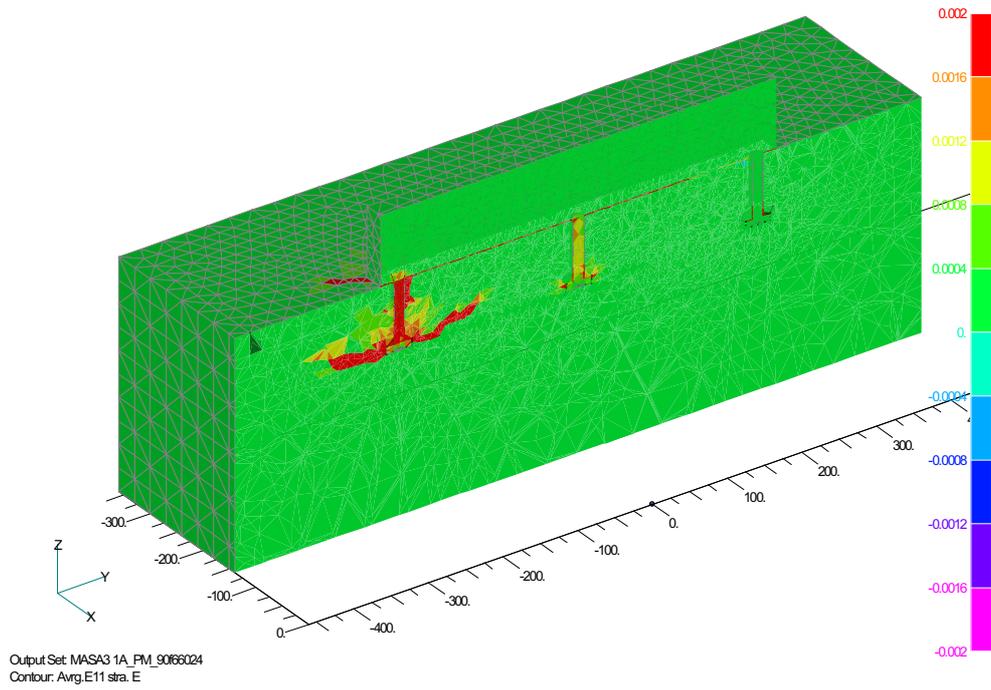


Abb. 5-12: Bruchbild der 6-fach Befestigung nach Höchstlast (Hauptdehnungen)

### 5.2.3 4-fach Befestigung, zweiachsige Biegung

Die Berechnungen bei zweiachsiger Biegung waren aufwendiger, da keine Symmetrie vorlag und daher der gesamte Körper modelliert werden musste (s. Abb. 5-13). Die derzeitige Obergrenze der Elementanzahl für die Simulation beträgt 99.999. Außerdem ist zu erwähnen, dass bei dieser Elementanzahl eine deutlich verlängerte Rechenzeit erforderlich war (ca. 1,5 Wochen).

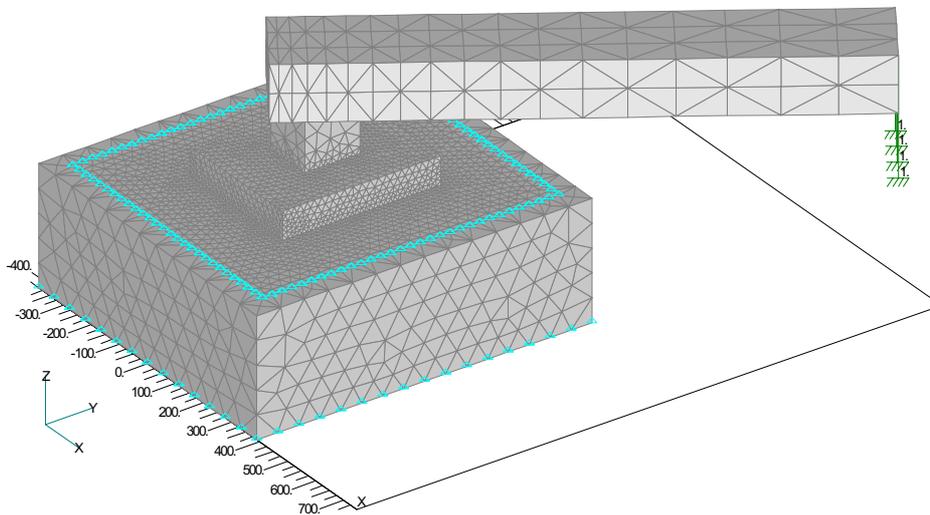


Abb. 5-13: Finite-Element-Modell der 4-fach Befestigung unter schiefer Biegung

An Abb. 5-14 ist zu erkennen, dass der höchstbelastete Kopfbolzen durch Betonausbruch versagte. Allerdings führte dies nicht wie bei den übrigen Befestigungen schlagartig zu einem Versagen dieser sondern es war eine Laststeigerung möglich (s. Abb. C.3-49 und C.3-51), weil eine Umlagerung der Lasten auf die übrigen beiden Kopfbolzen in der Zugzone erfolgte.

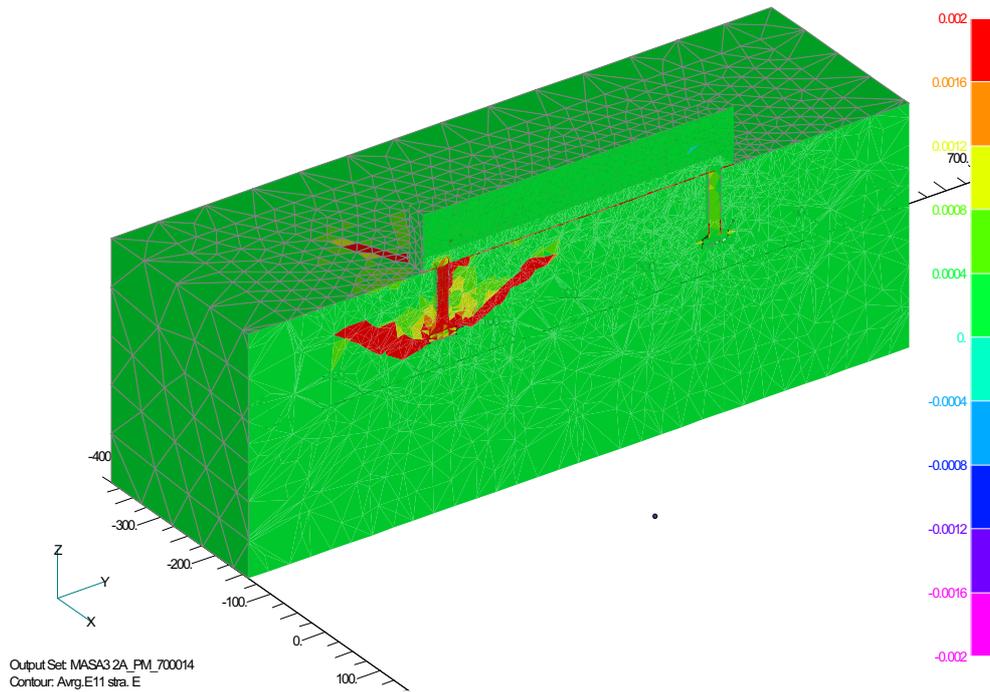


Abb. 5-14: Bruchbild der Gruppe mit 4 Bolzen bei Laststeigerungsabfall (Hauptdehnungen)



## 5.3 Auswertung der Rechenergebnisse

### 5.3.1 Erforderliche Plattendicke nach DIBt (1997) bzw. EOTA (1994)

In diesem Abschnitt werden die numerischen Ergebnisse mit den Rechenwerten nach dem CC-Verfahren verglichen. Damit wird als erforderliche Plattendicke der Wert angenommen, der sich bei einer Bemessung nach *DIBt (1997)* bzw. *EOTA (1994)* ergibt, d.h. unter den an der Ankerplatte angreifenden Bemessungsschnittgrößen  $N_{sd}$  und  $M_{sd}$  ist die gemittelte Stahlspannung in der Ankerplatte auf  $f_{yd}=f_{yk}/1,1$  beschränkt (vgl. Abschnitt 2).

Die untersuchten Plattendicken entsprachen etwa dem oben definierten erforderlichen Wert bzw. waren dicker. Wesentlich dünnere Platten als nach *DIBt (1997)* bzw. *EOTA (1994)* wurden nicht untersucht. Grund dafür war, dass selbst bei Annahme der erforderlichen Plattendicke nach *DIBt (1997)* bzw. *EOTA (1994)* die numerisch ermittelten Bruchlasten der Befestigungen teilweise deutlich kleiner waren als die Werte nach dem CC-Verfahren.

In Abschnitt 5.3.2 wird als erforderliche Plattendicke der Wert angesetzt, der sich ergibt, wenn unter den Bruchschnittgrößen  $N_{su}$  und  $M_{su}$  die gemittelte Stahlspannung  $\sigma_{sd}=f_{yk}/1,1$  beträgt.

#### **5.3.1.1 Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlasten der Befestigungen mit den Rechenwerten nach dem CC-Verfahren**

In Abb. 5-15 sind die Ergebnisse aus Tab. 5-1 graphisch dargestellt. Aufgetragen ist das Verhältnis der numerisch ermittelten Höchstlast  $F_u$  (Last am Hebelarm) zur mittleren Bruchlast nach dem CC-Verfahren in Abhängigkeit vom Verhältnis der Dicke der Ankerplatte zum erforderlichen Wert nach der Elastizitätstheorie (berechnet für  $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$  und  $\sigma_{sd}=f_{yk}/1,1$ ).

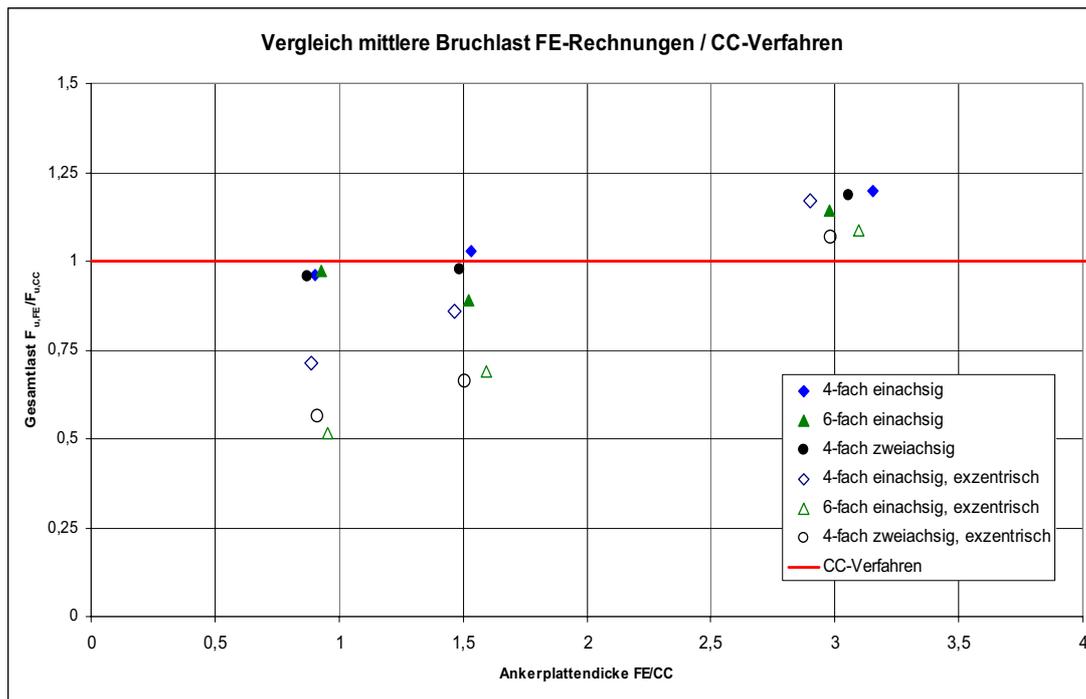


Abb. 5-15: Vergleich der Bruchlasten am Hebelarmende

Das Bild zeigt, dass die Bruchlasten der Befestigungen mit zunehmender Ankerplattendicke ansteigen.

Der Einfluss der Ankerplattendicke ist bei ein- und zweiachsiger Biegung mit Druckkraft und zentrisch an der Ankerplatte angeschlossenem Profil gering. Die numerisch ermittelten Bruchlasten stimmen bei Einhaltung der Plattendicke nach Elastizitätstheorie gut mit den Werten nach dem CC-Verfahren überein.

Bei exzentrisch an die Ankerplatte angeschlossenem Anbauteil sind die numerisch ermittelten Bruchlasten bei Einhaltung der Plattendicken niedriger als die mittleren Bruchlasten nach dem CC-Verfahren (ca. 30-50%). Das Bruchlastniveau nach CC-Verfahren ergibt sich erst bei der 2,5- bis 3-fachen der nach Elastizitätstheorie erforderlichen Plattendicke.

Diese teilweise großen Differenzen zwischen FE-Berechnung und dem CC-Verfahren werden im Folgenden erklärt. Zunächst werden die Beanspruchungen der Bolzen bei Höchstlast untersucht.



### 5.3.1.2 Vergleich der Betonausbruchlasten der gezogenen Bolzen nach FE-Rechnungen mit den Ergebnissen nach dem CC-Verfahren

In Tab. 5-1 sind ebenfalls die in den FE-Rechnungen ermittelten Lastaufnahmen der höchstbelasteten Bolzen bei Höchstlast der Befestigung zusammengestellt.

Abb. 5-16 zeigt das Verhältnis der ermittelten Bolzenzugkräfte zur mittleren Bruchlast nach dem CC-Verfahren in Abhängigkeit von der bezogenen Ankerplattendicke. Die Höchstlasten der Bolzen liegt zwischen  $N_u = 74 \text{ kN}$  bis  $82 \text{ kN}$  (im Mittel ca.  $79 \text{ kN}$ ). Sie streuen nur sehr wenig und werden durch die Ankerplattendicke kaum beeinflusst. Die geringste Bolzenbruchlast ( $N_u \cong 73,7 \text{ kN}$ ) wurde bei der Gruppe mit 6 Bolzen und zentrisch angeschlossenenem Profil ermittelt.

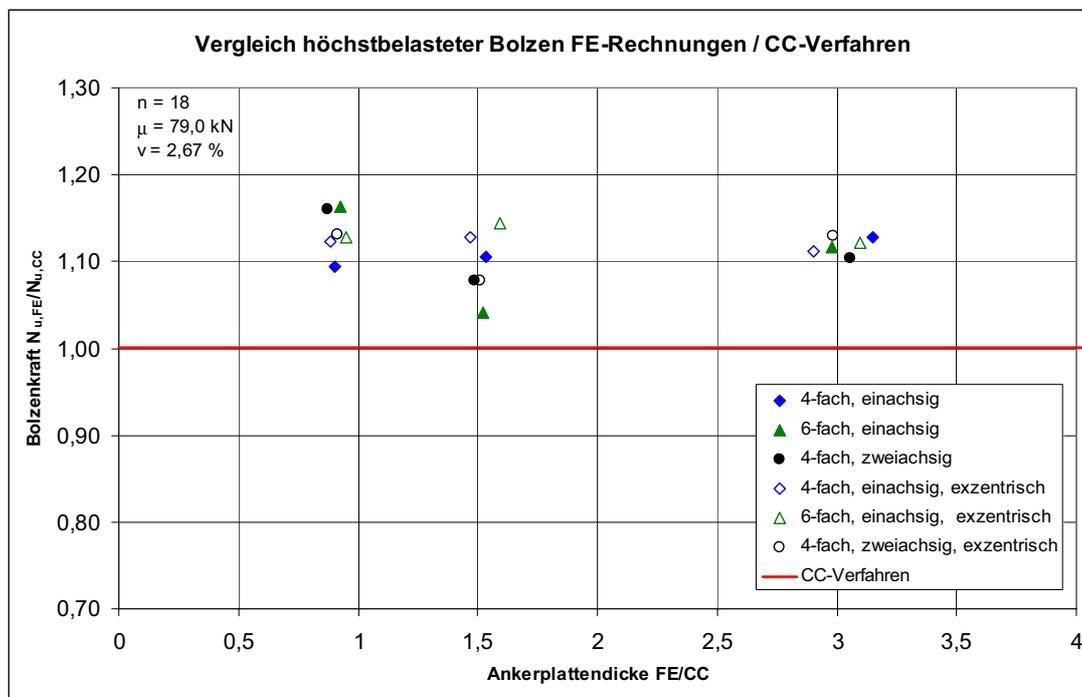


Abb. 5-16: Versagenslasten der höchstbelasteten Ankerbolzen

Da die Kopfbolzen einen großen Achsabstand aufweisen, war zu erwarten, dass der Betonausbruch bei einer konstanten Last am Ankerbolzen eintritt. Die ermittelten Unterschiede in der Höchstlast der Bolzen sind daher hauptsächlich auf numerische Streuungen (leicht unterschiedliche Modellierungen, insbesondere im Bereich der Köpfe der Bolzen, etwas unterschiedliche Lastschrittweiten, insbesondere im Bereich der Höchstlast und Genauigkeit bei Gleichgewichtsiterationen) zurückzuführen.

Die berechneten Höchstlasten der höchstbelasteten Bolzen sind im Mittel ca. 10% höher als die numerisch ermittelte Höchstlast eines Einzelbolzens bzw. als der Re-



chenwert nach dem CC-Verfahren. Dieser Unterschied wird wahrscheinlich durch den Einfluss der Biegedruckkraft zwischen Ankerplatte und Beton hervorgerufen. Er kann jedoch auch auf numerische Ursachen zurückzuführen sein.

### 5.3.1.3 Vergleich der Bolzenkräfte nach FE-Rechnungen und CC-Verfahren

Da die Bruchlasten der höchstbeanspruchten Bolzen im Wesentlichen mit dem CC-Verfahren übereinstimmen, die Bruchlast der Gesamtkonstruktion jedoch teilweise viel kleiner ist als nach dem CC-Verfahren zu erwarten war, muss die Beanspruchung der Bolzen höher sein als nach der Elastizitätstheorie. Daher werden in Abb. 5-17 für Lasten, die den Bemessungslasten nach dem CC-Verfahren entsprechen, die berechneten Bolzenzugkräfte bezogen auf die Rechenwerte nach der Elastizitätstheorie in Abhängigkeit von der bezogenen Plattendicke dargestellt.

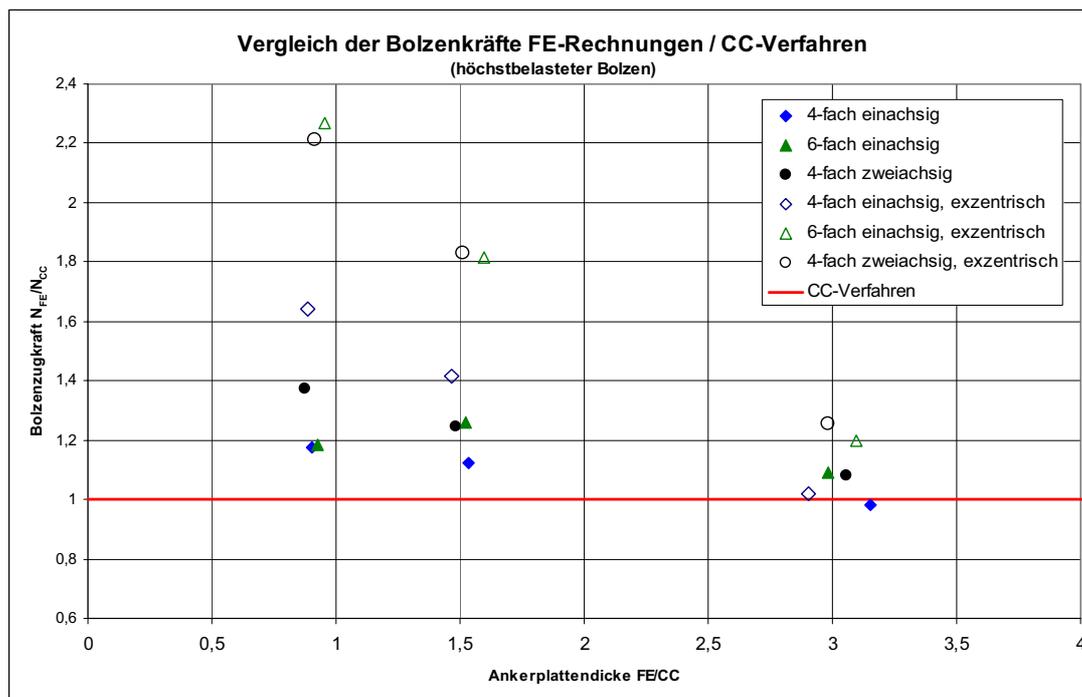


Abb. 5-17: Verhältnis der Bolzenkräfte FE-Rechnung zum Wert nach dem CC-Verfahren. Der Vergleich erfolgt bei den Bemessungslasten nach dem CC-Verfahren.

Es ist zu erkennen, dass bei Ankerplatten mit einer Dicke, die der Bemessung nach dem CC-Verfahren entsprechen, und zentrisch an der Ankerplatte angeschlossenen Profil die Belastung des höchstbeanspruchten Bolzens bei einachsiger Biegung um ca. 20% höher ist als die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Werte. Bei zweiach-



siger Biegung wird der Wert um etwa 38% überschritten. Bei exzentrisch angeordneten Profilen wird die Überschreitung insbesondere bei den Gruppenbefestigungen mit 6 Bolzen und bei zweiachsiger Biegung deutlich größer (ca. 120%), während bei 4 Bolzen und einachsiger Biegung die Beanspruchung des höchstbelasteten Bolzen ca. 64% höher ist als nach der Elastizitätstheorie. Mit zunehmender Plattendicke werden diese Unterschiede geringer. Bei einer Plattendicke entsprechend dem ca. 2,5- bis 3-fachen erforderlichen Wert stimmen die numerisch ermittelten Bolzenzugkräfte mit den Rechenwerten nach Elastizitätstheorie in allen Fällen ausreichend genau überein.

Der Grund für diese teilweise großen Differenzen zwischen den numerisch ermittelten und nach Elastizitätstheorie berechneten Bolzenzugkräften ist wesentlich auf Unterschiede im inneren Hebelarm  $z$  (Abstand zwischen Resultierende der Druckkraft unter der Ankerplatte und der Resultierenden der Bolzenzugkräfte) zurückzuführen (vergl. Abb. 5-18, Gl. 5-2). Weiterhin ist die Bruchlast der gezogenen Bolzen zu beachten.

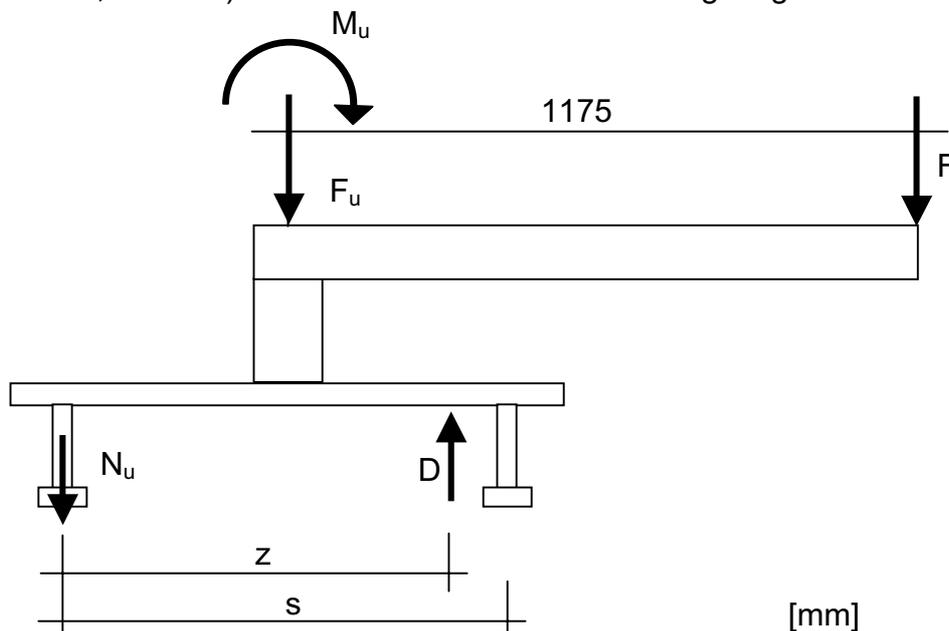


Abb. 5-18: Berechnung des inneren Hebelarmes

Der innere Hebelarm berechnet sich für eine Befestigung mit 4 Bolzen und einachsiger Biegung zu:

$$\text{---} M_D : M_u - N_u * z - F_u * \left(z - \frac{s}{2}\right) = 0 \quad \heartsuit \quad z = \frac{M_u + F_u * \frac{s}{2}}{N_u + F_u} \quad \text{Gl. 5-2}$$



Die Berechnung der Hebelarme der übrigen Befestigungen wurden entsprechende durchgeführt.

In Abb. 5-19 sind die inneren Hebelarme der numerischen Untersuchungen bei Höchstlast bezogen auf die Werte nach der Elastizitätstheorie in Abhängigkeit von der bezogenen Ankerplattendicke dargestellt.

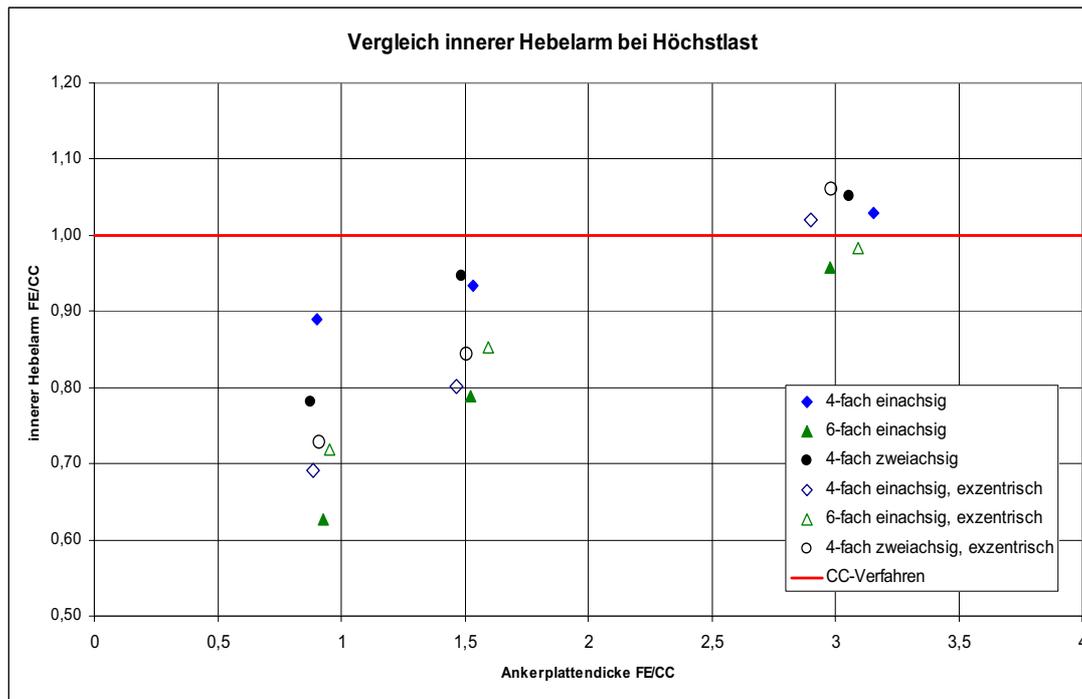


Abb. 5-19: Verhältnis der inneren Hebelarme nach FE-Rechnung und CC-Verfahren bei Höchstlast in Abhängigkeit von der Plattendicke

Man erkennt, dass bei Einhaltung der nach dem CC-Verfahren berechneten Plattendicke der innere Hebelarm teilweise deutlich kleiner ist als bei Berechnung nach der Elastizitätstheorie. Während bei Gruppen mit 4 Bolzen, einachsiger Biegung und zentrisch angeordnetem Profil der innere Hebelarm um ca. 10% kleiner ist, beträgt der Unterschied bei exzentrisch angeordnetem Profil bereits über 30%. Bei zweiachsiger Biegung ist der innere Hebelarm ca. 22% (zentrisch angeordnetes Profil) bis 27% (exzentrisch angeordnetes Profil) niedriger als nach dem CC-Verfahren. Bei der Gruppe mit 6 Bolzen beträgt der Unterschied 28% bzw. 37%.

Bei der Beurteilung ist nicht nur der Hebelarm der inneren Kräfte, sondern auch die Bruchlast der gezogenen Bolzen zu vergleichen. Bei 4-fach Befestigungen und einachsiger Biegung ist die numerisch ermittelte Bruchlast der gezogenen Bolzen unabhängig von der Lage des Profils auf der Ankerplatte ca. 10% höher als der Wert nach



dem CC-Verfahren. Dies ist aus Abb. 5-16 zu ersehen, da die Bruchlast der gezogenen Bolzen der 2-fachen Bruchlast des höchstbeanspruchten Bolzens entspricht. Für Gruppen mit 4 Bolzen unter zweiachsiger Biegung und Gruppen mit 6 Bolzen unter einachsiger Biegung ist in Abb. 5-20 das Verhältnis der numerisch ermittelten Bruchlast der gezogenen Bolzen zum Rechenwert nach dem CC-Verfahren in Abhängigkeit von der bezogenen Plattendicke aufgetragen.

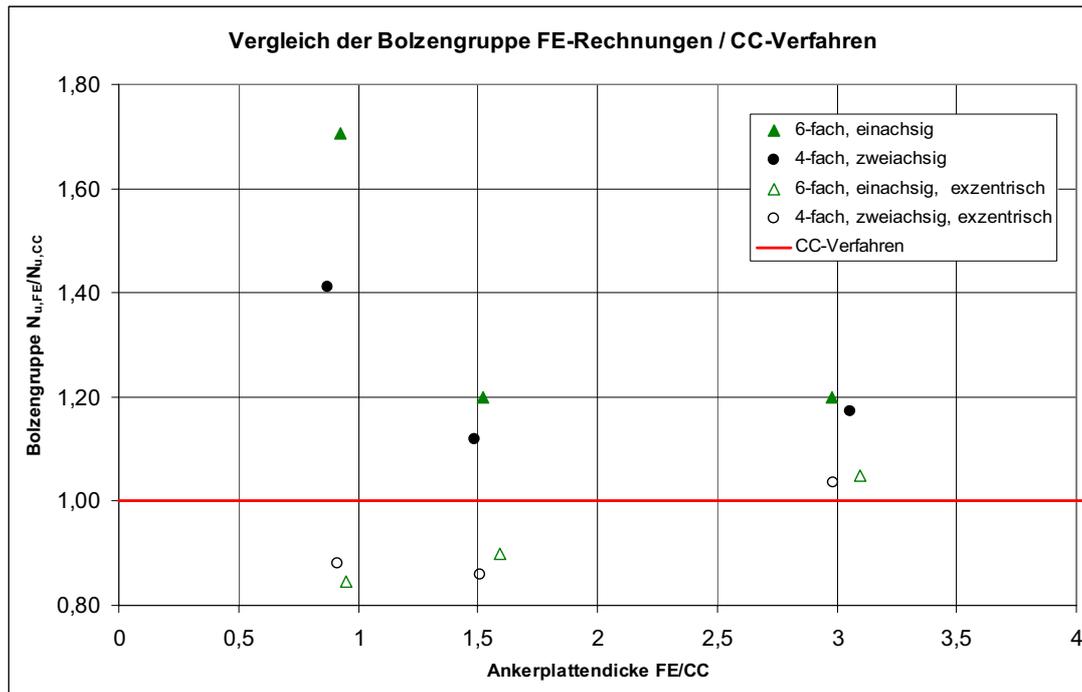


Abb. 5-20: Widerstand der Bolzengruppe bei den Gruppen mit 6 Bolzen und einachsiger Biegung und 4 Bolzen und zweiachsiger Biegung

Man erkennt, dass bei Gruppen mit 6 Bolzen und einachsiger Biegung und Gruppen mit 4 Bolzen und zweiachsiger Biegung (jeweils mit zentrisch angeschlossenen Profil) die numerisch ermittelten Bruchlasten der gezogenen Bolzen bei einer Plattendicke etwa entsprechend dem CC-Verfahren deutlich größer sind als die Werte nach dem CC-Verfahren. Dies ist auf eine Umlagerung von Kräften von den höchstbelasteten Bolzen auf die weniger beanspruchten inneren Bolzen in der Achse der Ankerplatte zurückzuführen. Dadurch steigt deren Beanspruchung an und die Ausbruchlast der Gruppe nimmt zu, weil die Exzentrizität der resultierenden Zuglast bezogen auf den Schwerpunkt der gezogenen Bolzen abnimmt. Bei größerer Plattendicke wird dieser Unterschied geringer, weil sich die Durchbiegung der Ankerplatte verringert (s. Abb. A.2-51).



Bei exzentrisch angeschlossenem Profil werden die inneren Bolzen nur gering beansprucht, weil die Durchbiegung der Platte in der Plattenachse klein ist. (s. Abb. 5-25 und Abb. 5-26). Daher ist in diesen Fällen die numerisch ermittelte Bruchlast der gezogenen Bolzen ca. 10% geringer als nach dem CC-Verfahren.

In Abb. 5-21, Abb. 5-22 und Abb. 5-23 ist für den Fall einer Ankerplatte mit vier Kopfbolzen unter einachsiger Biegung mit zentrisch angeordnetem Anbauteil jeweils die Pressung unter der Ankerplatte bei Höchstlast für die Plattendicken 26, 43 und 85 mm dargestellt. Die Abb. 5-24 zeigt die zugehörigen Biegelinie an der Ankerplattenunterseite entlang der Plattenmittelachse in Längsrichtung

Die Darstellungen für die übrigen Ankerplattenkonstruktionen sind dem Anhang A zu entnehmen.

Es ist zu erkennen, dass bei 85 mm Ankerplattendicke (Abb. 5-23) die Druckzone sehr weit am Ende der Platte liegt und sich die Platte kaum durchbiegt (Abb. 5-24). Die Biegelinie stimmt etwa mit derjenigen nach dem CC-Verfahren überein, d.h. es liegt eine sehr steife Platte vor.

Der innere Hebelarm zwischen der resultierenden Druckkraft und den Bolzenzugkräften wird sehr groß, wobei die FE-Rechnungen mit dem CC-Verfahren gut übereinstimmende Werte liefern. Wird die Plattendicke verringert, so biegt sich die Platte stärker durch (Abb. 5-24) und die Druckkraft unter dieser wandert in Richtung des Anbauteils (Abb. 5-22, Abb. 5-21). Dieses Verhalten kann die Rechnung nach der Elastizitätstheorie bei Annahme einer steifen Ankerplatte natürlich nicht beschreiben.

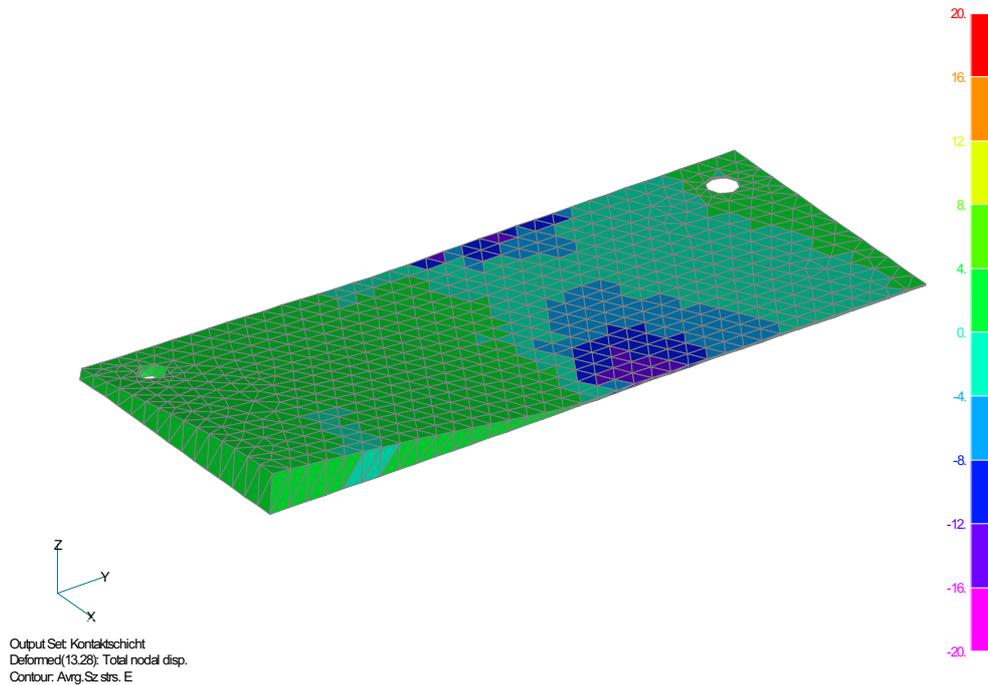


Abb. 5-21: Spannungen unter der Ankerplatte in vertikaler Richtung, 26 mm Plattendicke (bei Höchstlast), Ankerplatte mit 4 Kopfbolzen unter einachsiger Beugung

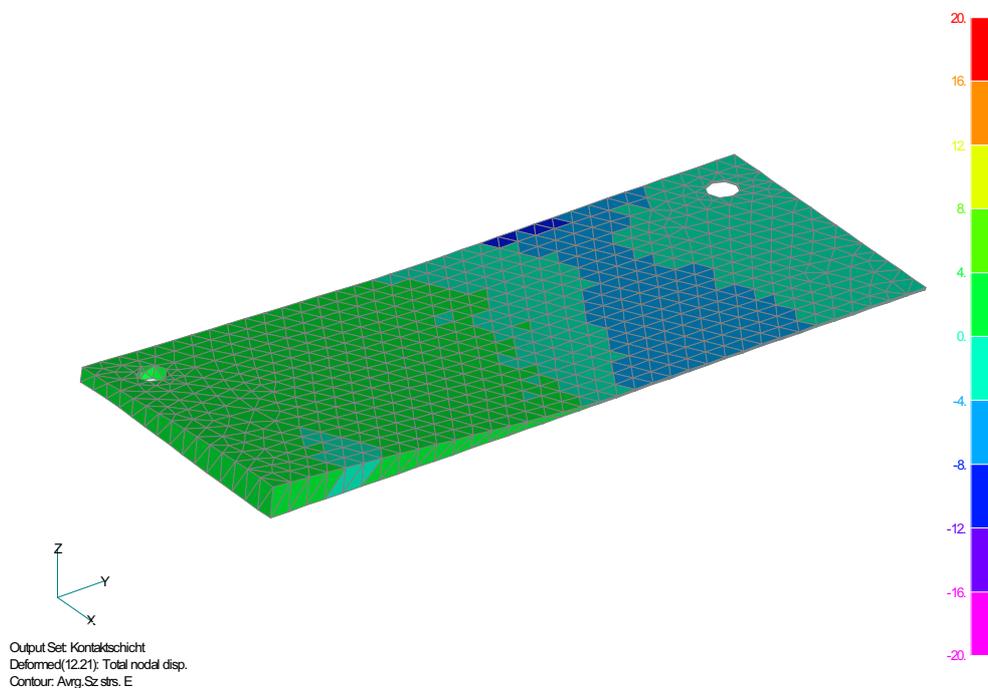


Abb. 5-22: Spannungen unter der Ankerplatte in vertikaler Richtung, 43 mm Plattendicke (bei Höchstlast), Ankerplatte mit 4 Kopfbolzen unter einachsiger Beugung

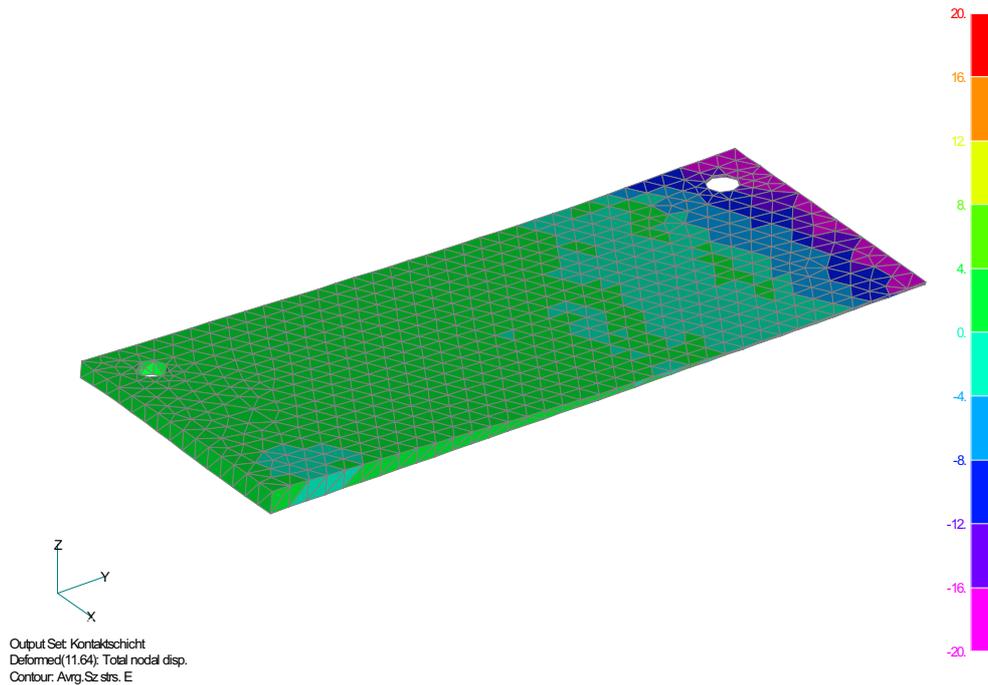


Abb. 5-23: Spannungen unter der Ankerplatte in vertikaler Richtung, 85 mm Plattendicke (bei Höchstlast), Ankerplatte mit 4 Kopfbolzen unter einachsiger Beugung

In Abb. 5-25 und Abb. 5-26 sind die Biegelinien bei exzentrischem Anschluss des Profils und Gruppen mit 6 Bolzen unter einachsiger Biegung bzw. mit 4 Bolzen unter zweiachsiger Biegung für die untersuchten Plattendicken dargestellt. Man erkennt, dass bei dünner Platte die maximale Eindrückung der Ankerplatte nahe der Ankerplattenmitte erfolgt, die Resultierende der Druckkraft also weit vom Ankerplattenende entfernt liegt. Erst bei einer sehr dicken Platte ergibt sich eine Biegelinie, die näherungsweise mit derjenigen nach dem CC-Verfahren übereinstimmt.

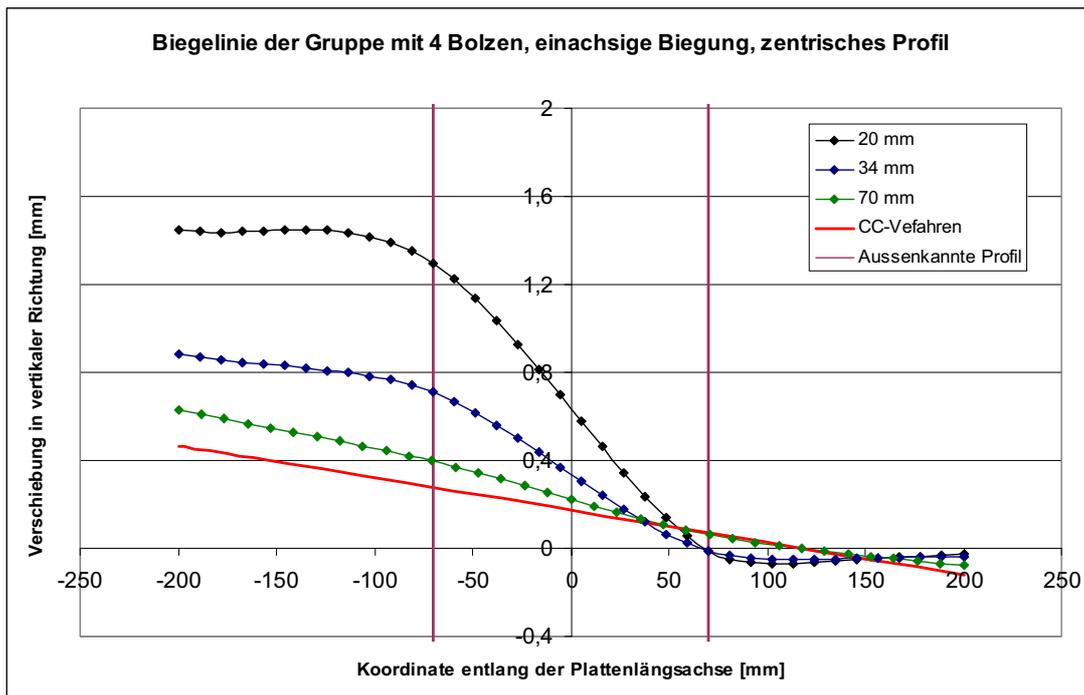


Abb. 5-24: Biegelinie der Plattenunterkante in Plattenlängsrichtung, Gruppe mit 4 Bolzen, einachsige Biegung, Profil mittig angeordnet

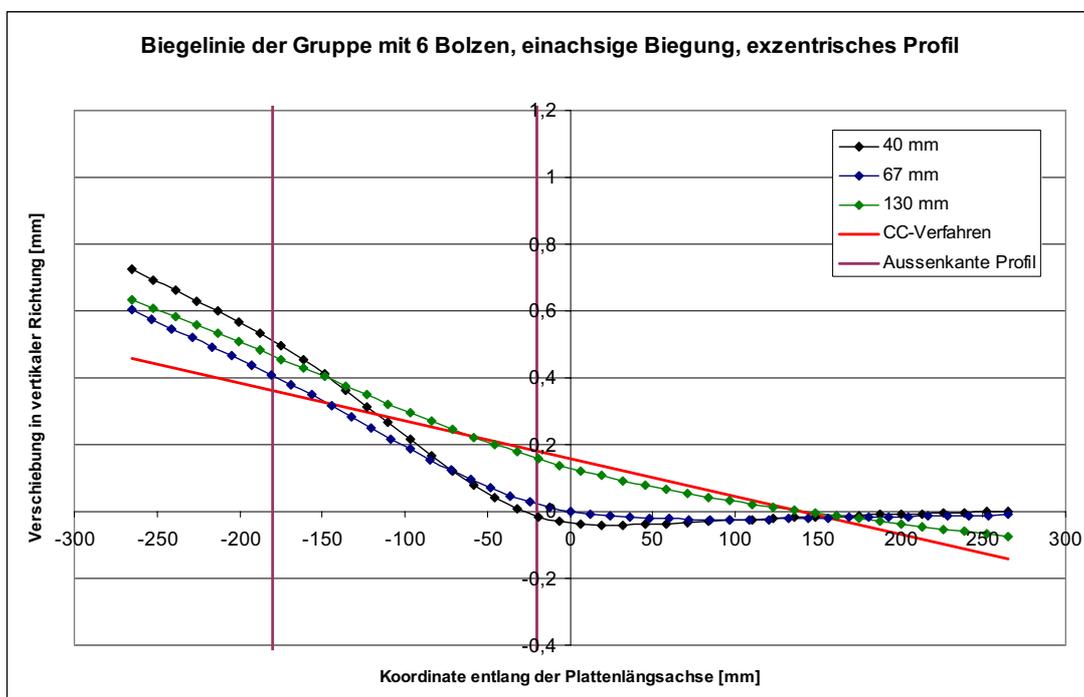


Abb. 5-25: Biegelinie der Plattenunterkante in Plattenlängsrichtung, Gruppe mit 6 Bolzen, einachsige Biegung, Profil exzentrisch angeordnet

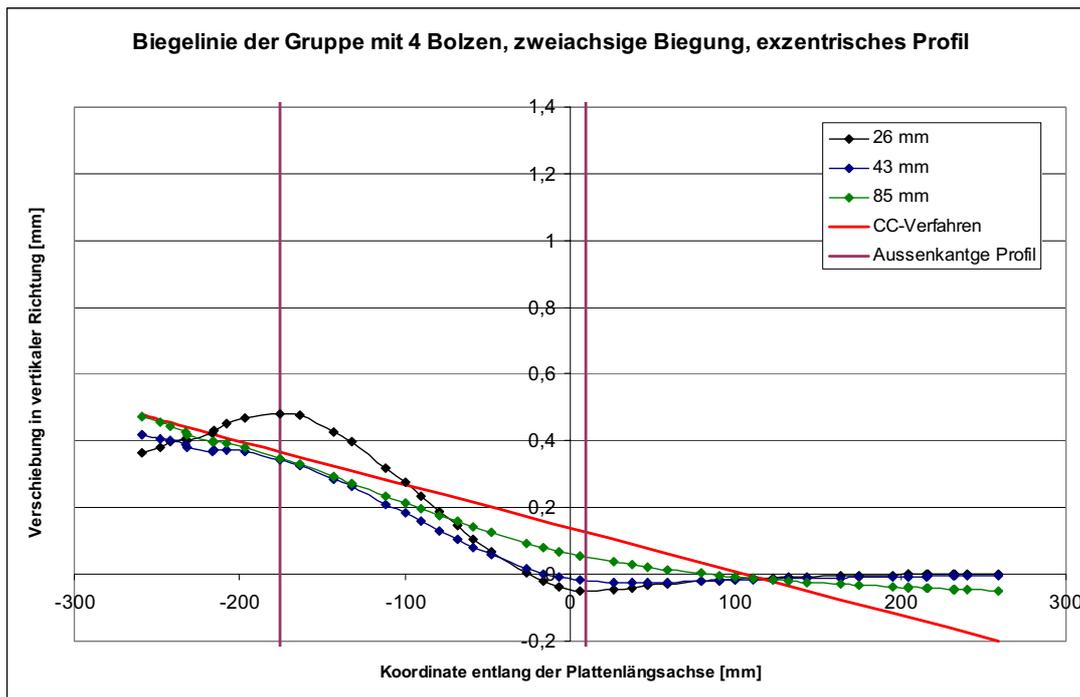


Abb. 5-26: Biegelinie der Plattenunterkante diagonal zwischen den Bolzen, Gruppe mit 4 Bolzen, zweiachsige Biegung, Profil exzentrisch angeordnet

### 5.3.2 Erforderliche Plattendicke für Schnittkräfte bei Höchstlast

Bei Berechnung der Plattendicke nach DIBt (1997) beträgt die gemittelte Stahlspannung unter den Bemessungsschnittgrößen  $\sigma_{sd} \cong 0,9 f_{yk}$ . Dies bedeutet, dass die Ankerplatte bei einer Last, die ca. 10% höher ist als der Bemessungswert die nominelle Streckgrenze erreicht. Bis zum Erreichen der mittleren Betonausbruchlast ist jedoch eine Laststeigerung um den Faktor

$$\gamma_{Mc} * \frac{N_{u,m}}{N_{u,5\%}} = 1,8 * \frac{1}{0,75} = 2,4$$

erforderlich. Daher bildet sich wesentlich vor Erreichen der mittleren Bruchlast ein plastisches Gelenk in der Ankerplatte aus. Dies wird durch die FE-Rechnungen bestätigt (vergl. Biegelinien in Abb. 5-24 bis Abb. 5-26).

Im Folgenden wird die Ankerplatte für die sich nach dem CC-Verfahren ergebende mittlere Höchstlast ( $F_{u,m}$ ,  $M_{u,m}$ ) mit  $\sigma_{su} = f_{yk}/1,1$  bemessen. Die unter dieser Annahme erforderlichen Plattendicken sind in Tab. 5-1, Spalte 4 angegeben. Sie sind ca. 50 bis 60% dicker als bei Berechnung mit Bemessungslasten.



In Abb. 5-27 sind die berechneten Höchstlasten der Gruppen bezogen auf den Wert nach dem CC-Verfahren in Abhängigkeit von der bezogenen Plattendicke (ermittelt für  $F_{u,m}$ ,  $M_{u,m}$ ) aufgetragen.

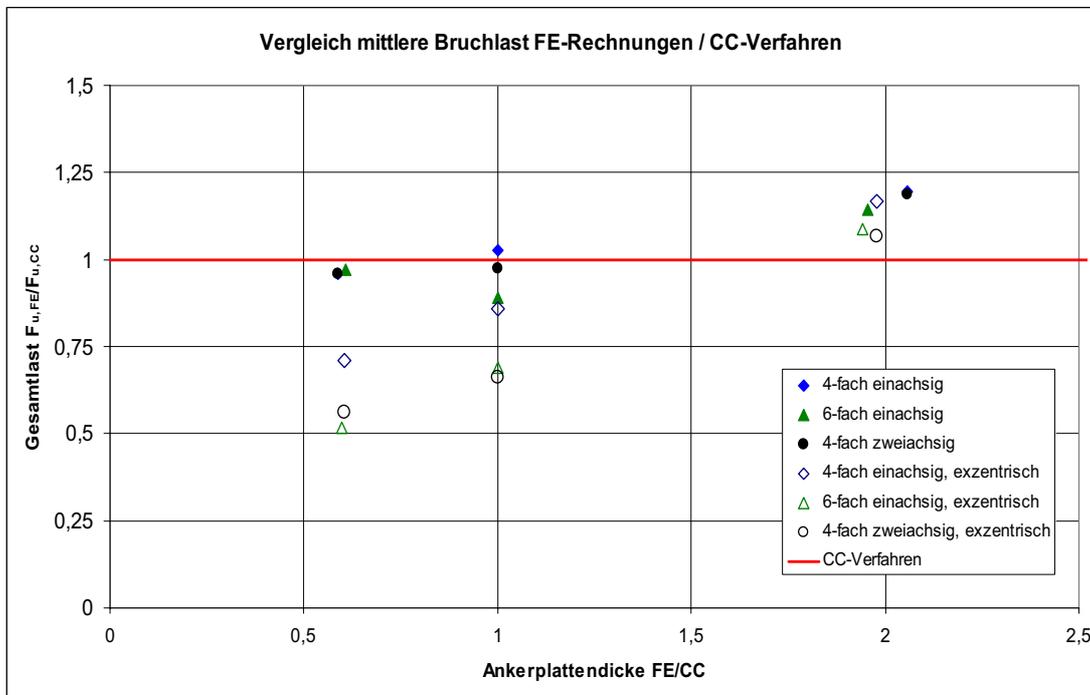


Abb. 5-27: Vergleich der mittleren Bruchlasten nach FE-Rechnung zu den Werten nach dem CC-Verfahren

Man erkennt, dass bei Befestigungen mit der oben definierten Plattendicke die berechneten Bruchlasten im allgemeinen gut mit den Werten nach dem CC-Verfahren übereinstimmen.

Wesentliche Unterschreitungen ergeben sich wiederum bei Gruppen mit exzentrisch angeschlossenen Profil. Die berechneten Bruchlasten sind bis ca. 1/3 kleiner als die Werte nach dem CC-Verfahren. Dies liegt daran, dass die Zugkräfte in den höchstbeanspruchten Ankerbolzen wesentlich größer sind als bei Annahme einer starren Ankerplatte (s. Abb. 5-17; bei einem Verhältnis der Ankerplattendicke von ca. 1,5), weil der Hebelarm der inneren Kräfte kleiner ist als bei Berechnung nach Elastizitätstheorie (s. Abb. 5-19).

Zwar bildet sich kein Fließgelenk mehr in der Ankerplatte aus (Abb. 5-28), jedoch sind die Druckspannungen wegen der elastischen Verformung der Platte und der



daraus resultierenden Biegelinie der Platte (siehe Abb. 5-25 und Abb. 5-26) relativ weit vom Ende der Ankerplatte konzentriert (vergl. Abb. 5-22 und Abb. 5-29).

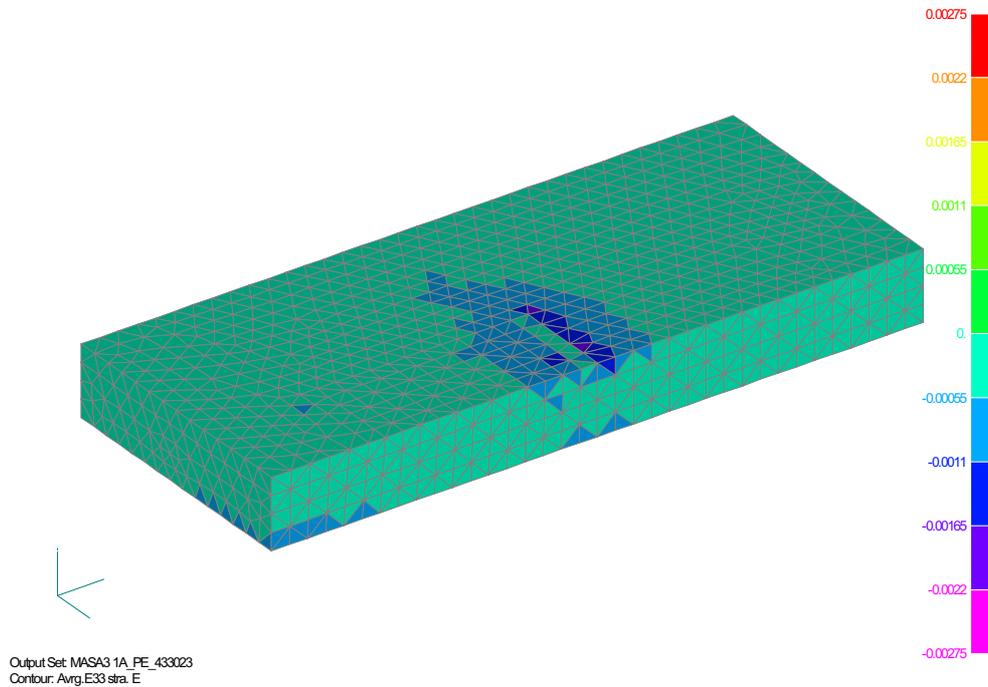


Abb. 5-28: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 43\text{mm}$ )

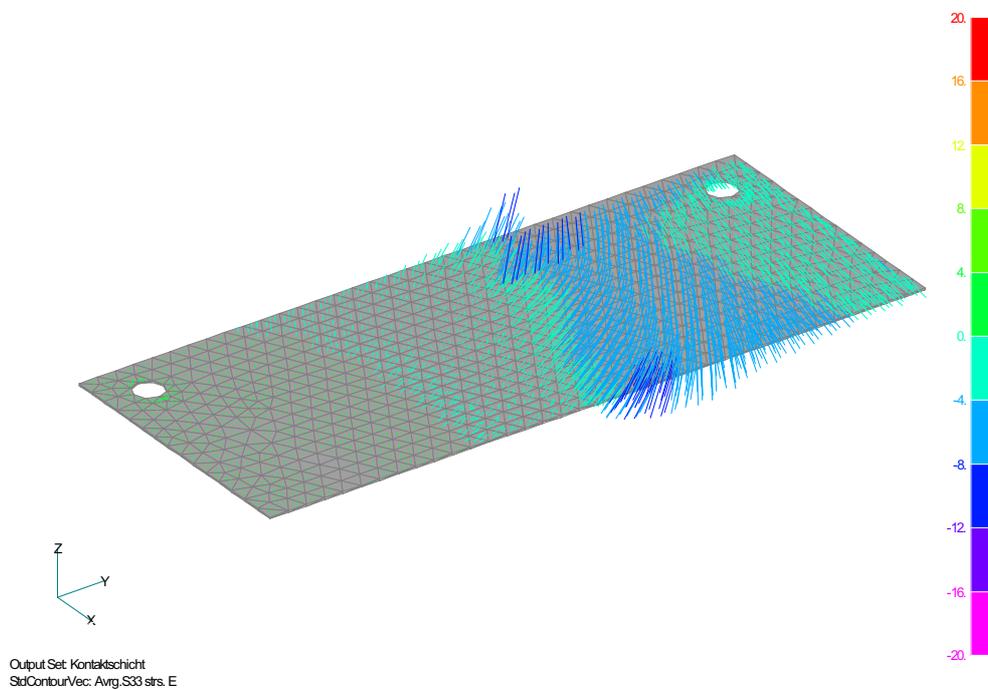


Abb. 5-29: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 43\text{mm}$ )

### 5.3.3 Einfluss der Steifigkeit der Befestigungsmittel

Bei dem CC-Verfahren wird mit Hilfe der Momentenbeanspruchung in der Ankerplatte die erforderliche Ankerplattendicke bestimmt. Es wird davon ausgegangen, dass die elastische Verformung der Ankerplatte und der Schlupf der gezogenen Befestigungsmittel den inneren Hebelarm nicht beeinflusst. Allerdings kann es bei steifen Befestigungsmitteln dazu kommen, dass diese elastische Verformung der Ankerplatte bereits die Druckkraft unter der Ankerplatte verschiebt, so dass der innere Hebelarm wesentlich kleiner ist als der Rechenwert nach der Elastizitätstheorie. Beispiele zeigen die Abb. 5-25 und Abb. 5-26. Dies wird nachfolgend näher erläutert.

Unter Höchstlast ergeben sich näherungsweise die in Abb. 5-30 dargestellten Schnittkräfte für eine Gruppe mit 4 Kopfbolzen unter einachsiger Biegung mit exzentrisch angeschlossenenem Profil, wenn die Pressungsverteilung nach der Elastizitätstheorie eingehalten wird:

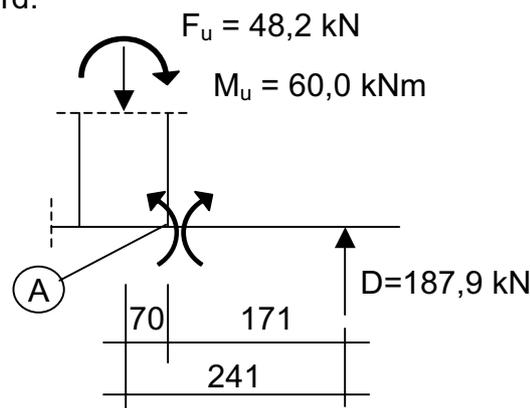


Abb. 5-30: An der Ankerplatte mit einer Gruppe von 4 Kopfbolzen unter einachsiger Biegung mit exzentrisch angeordnetem Profil angreifenden Kräfte. Berechnung nach der Elastizitätstheorie

Damit ergibt sich die Durchbiegung am Profilanschluss (A) näherungsweise zu:

$$EIf_A = \frac{D \cdot l^3}{3} = \frac{187,9 \cdot 0,171^3}{3} = 0,3131$$

$$f_A = \frac{0,3131}{2,1 \cdot 10^8 \cdot \frac{b \cdot d^3}{12}} = \frac{0,3131}{2,1 \cdot 10^8 \cdot \frac{0,280 \cdot 0,043^3}{12}} = 0,00080 \text{ m} = 0,80 \text{ mm}$$

Somit würde sich die Platte im Punkt A (s. Abb. 5-30) gegenüber einem absolut steifen Bauteil um ca. 0,80 mm nach unten durchbiegen. Infolge der Bolzenverschiebung von ca. 0,43 mm wird der Punkt A um ca. 0,21 mm nach oben verschoben. Diese Verschiebung reicht jedoch nicht aus, um die elastische Durchbiegung der Platte zu

kompensieren, ein Abheben der Ankerplatte in Plattenmitte vom Beton zu erreichen und somit die Ausbildung des nach der Elastizitätstheorie berechneten inneren Hebelarmes zu ermöglichen.

Nach diesen Überlegungen bewirkt eine geringere Steifigkeit der gezogenen Befestigungsmittel (z.B. dünnere Kopfbolzen, drehmomentspreizende Dübel oder Hinterschnittdübel) eine Vergrößerung des inneren Hebelarmes und damit der Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion. Dies zeigt schematisch Abb. 5-31, in der die Verformung der Ankerplatte bei großer und kleiner Steifigkeit der Befestigungsmittel dargestellt ist (hierbei wird jeweils die gleiche Betonausbruchlast vorausgesetzt). Man erkennt, dass mit zunehmender Verschiebung der gezogenen Befestigungsmittel der Bereich der Ankerplatte, der in den Beton eingedrückt wird, kleiner wird und dadurch der innere Hebelarm ansteigt.

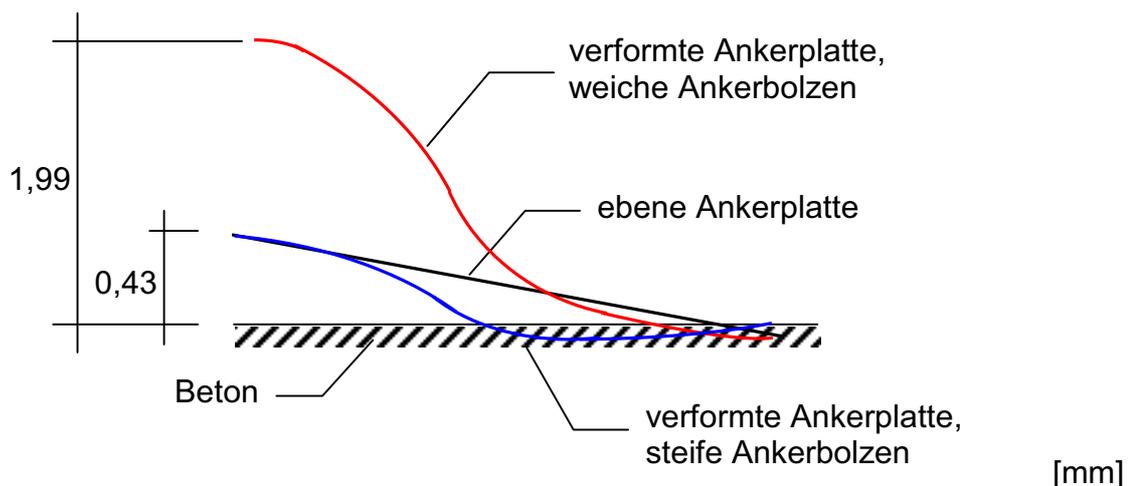


Abb. 5-31: Elastische Durchbiegung der Ankerplatte

Zur Überprüfung dieser Überlegungen wurde eine Gruppe mit 4 Kopfbolzen unter einachsiger Biegung mit exzentrisch angeschlossenenem Profil berechnet. Die Ankerplattendicke betrug  $t = 43$  mm und entsprach dem 1,46-fachen Wert nach der DIBt-Richtlinie. Die Steifigkeit der Bolzen wurde etwa um den Faktor 4 ( $k = 41$  kN/mm) verringert, indem der E-Modul des Bolzens auf einer Länge von 20 mm zu  $E_s = 6000$  N/mm<sup>2</sup> gewählt wurde. Die Ergebnisse sind in Tabelle Tab. 5-2 zusammengestellt. Eingetragen sind die Resultate für die Ankerplattenkonstruktion und für den höchstbeanspruchten Bolzen jeweils nach dem CC-Verfahren und nach der FE-Rechnung.



Bolzensteifigkeit	(mittlere) Bruchlast		innerer Hebelarm bei Höchstlast		Bruchlast höchstbeanspruchter Bolzen		Verschiebung bei Höchstlast	
	CC [kN]	FE [kN]	CC [mm]	FE [mm]	CC [kN]	FE [kN]	CC [mm]	FE [mm]
steif	48,1	41,3	346	277	70,1	79,9	-	0,43
weich	48,1	55,1	346	349	70,1	78,8	-	1,99

Tab. 5-2: Ergebnisse bei Verwendung steifer und weicher Befestigungsmittel

Es ist zu erkennen, dass erwartungsgemäß die Betonausbruchlast der gezogenen Bolzen konstant bleibt. Allerdings steigt die Verschiebung der Ankerbolzen im Anschnitt zu der Ankerplatte von 0,43 mm auf 1,99 mm (+363 %) an. Dadurch vergrößert sich der Hebelarm der inneren Kräfte von  $z = 277$  mm auf  $z = 349$  mm (+ 26%). Er stimmt gut mit dem Wert nach der Elastizitätstheorie überein. Die Vergrößerung des Hebelarms der inneren Kräfte bewirkt einen Anstieg der Bruchlast der Gesamtkonstruktion von  $F_u = 41,3$  kN auf  $F_u = 55,1$  kN (+35 %). Die bei weichen Befestigungsmitteln errechnete Bruchlast ist ca. 15 % höher als der Wert nach dem CC-Verfahren, weil die Bruchlast der höchstbeanspruchten Bolzen ca. 13 % höher ist als der Wert nach dem CC-Verfahren.

In Abb. 5-32 sind die Ergebnisse der FE-Rechnungen in Form von Biegelinien dem CC-Verfahren grafisch gegenübergestellt.

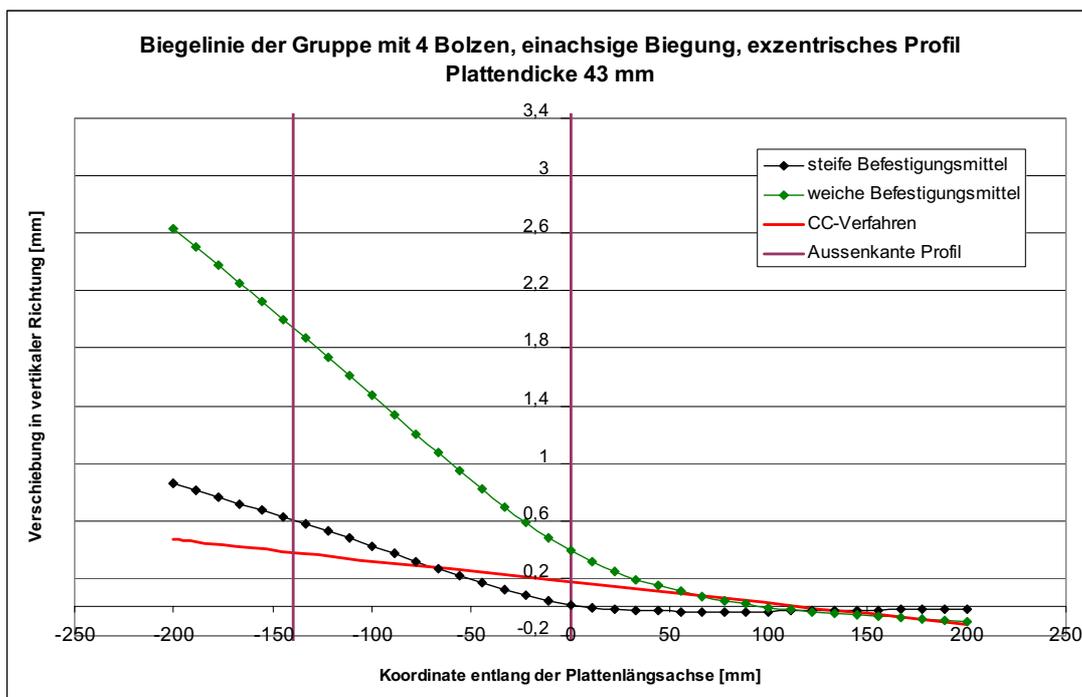


Abb. 5-32: Vergleich der Biegelinien bei Verwendung steifer und weicher Befestigungsmittel



Bei der Ankerplatte mit den weichen Befestigungsmitteln drückt sich die Ankerplatte deutlich näher am Plattenende in den Beton. Dadurch liegt die resultierende Druckkraft weiter von der Plattenmitte entfernt und der innere Hebelarm ist größer als bei der Ankerplatte mit den steifen Bolzen.

Der Hebelarm der inneren Kräfte und damit die Tragfähigkeit einer Gruppe wird jedoch nicht nur durch die Steifigkeit der Ankerplatte und der gezogenen Befestigungsmittel beeinflusst, sondern es sind zusätzlich folgende Parameter zu beachten:

- Größe des Anschlussprofils
- Größe der Platte
- Anordnung des Anschlussprofils auf der Ankerplatte

Die Verringerung der Größe des Anschlussprofils, die Vergrößerung der Ankerplatte oder eine exzentrische Anordnung des Anschlussprofils auf der Ankerplatte wirken sich ungünstig auf die Verteilung der Betonpressungen unter der Ankerplatte aus und bewirken eine Reduzierung des Hebelarms der inneren Kräfte und damit der Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion. Sie kann wesentlich kleiner werden als der Rechenwert nach dem CC-Verfahren. Zur Klärung des Einflusses dieser Parameter auf die Betonausbruchlast sind weitere Untersuchungen erforderlich.

## 5.4 Besonderheiten bei der FE-Analyse

Bei allen Berechnungen musste eine sehr geringe Toleranzgrenze für das Gleichgewicht der Knotenkräfte bei den Iterationsschritten eingehalten werden, um mit der verwendeten Kontaktschicht sinnvolle und nachvollziehbare Ergebnisse zu erreichen. Bei großer Toleranzgrenze wurden verhältnismäßig hohe Zugspannungen (0,2-1,0 N/mm<sup>2</sup>) im Beton erzeugt, die teilweise über die gesamte Fläche der Zugzone unter der Platte verteilt war. In Abb. 5-33 und Abb. 5-34 sind die vertikalen Spannungen in den Betonelementen bei einer Last von etwa 66% der Höchstlast dargestellt. Abb. 5-33 gilt für eine Toleranzgrenze von 1,0%, Abb. 5-34 bei einer niedrigeren Toleranzgrenze (0,1%).

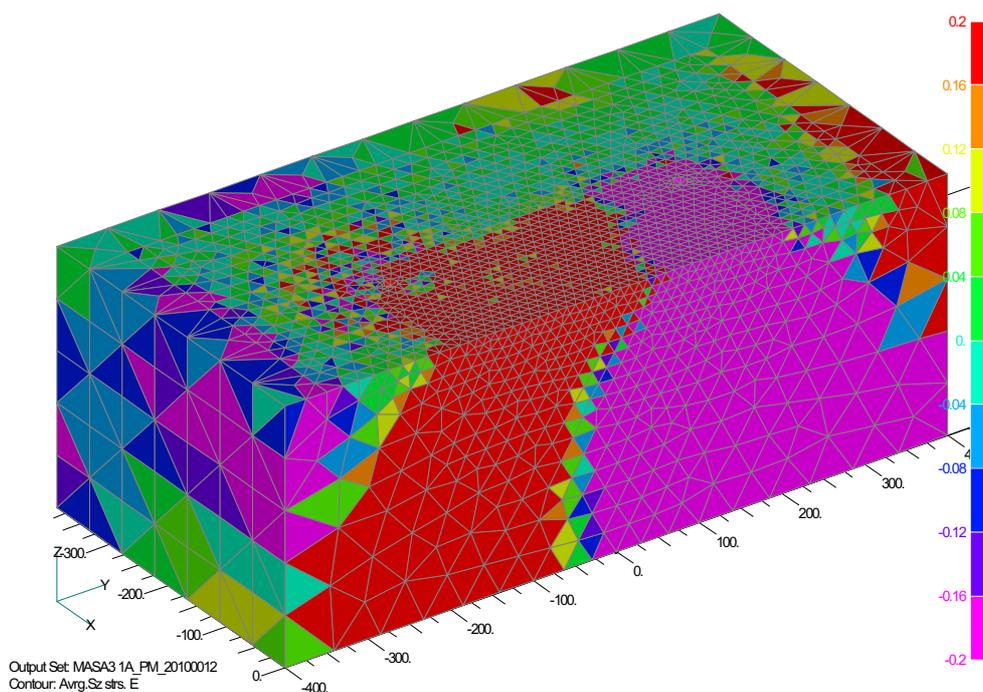


Abb. 5-33: Zugkräfte im Beton unter der Ankerplatte bei hoher Toleranzgrenze für das Gleichgewicht der Knotenkräfte (1,0%)

Während bei hoher Toleranzgrenze (Abb. 5-33) die gesamte Fläche unter der Ankerplatte Zugkräfte aufnimmt, kann diese Fläche bei geringerer Toleranzgrenze (Abb. 5-34) deutlich reduziert werden. Die Zugspannungen sind auf numerische Ursachen („Aufschaukeln“ von Knotenkräften) zurückzuführen.

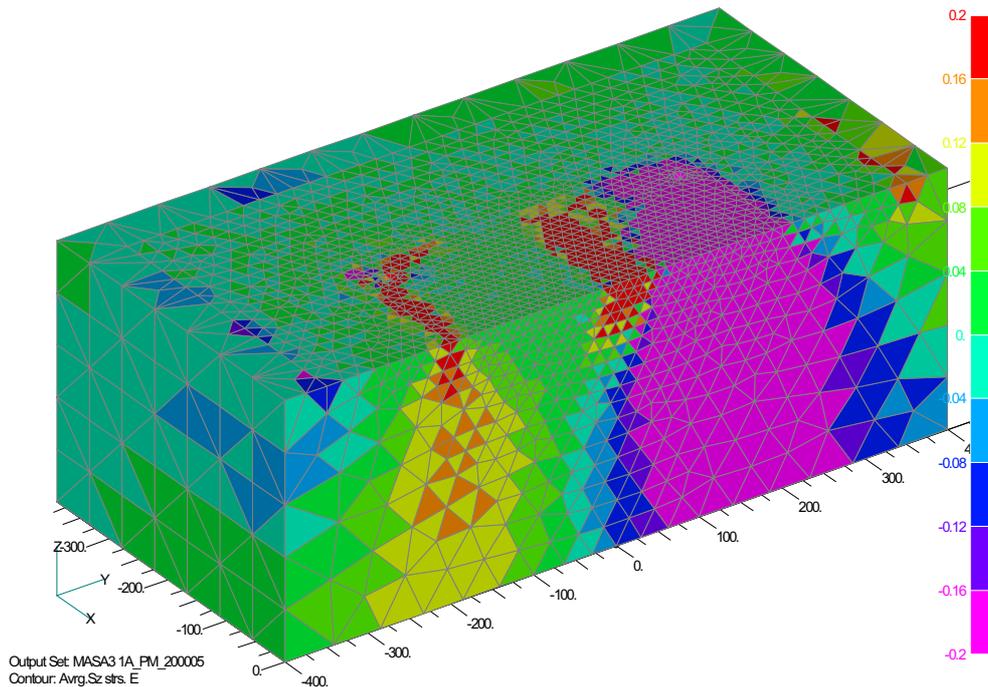


Abb. 5-34: Zugkräfte im Beton unter der Ankerplatte bei niedriger Toleranzgrenze für das Gleichgewicht der Knotenkräfte (0,1%)

Diese Zugspannungen zwischen Ankerplatte und Beton beeinflussen die Tragfähigkeit der Gruppe. Sie treten in Wirklichkeit nicht auf.

Je steifer bzw. dicker die Ankerplatte gewählt wurde, desto weniger war ein Auftreten von vertikalen Zugkräften zwischen Beton und Ankerplatte zu verzeichnen.

Die in Abschnitt 5 bzw. Tab. 5-1 dargestellten Ergebnisse wurden mit einer geringen Toleranzgrenze berechnet. Die verbleibenden Zugkräfte unter der Platte wurden ermittelt und von der Gesamtlast abgezogen. Dadurch wurde der Fehler, der im Bruchzustand höchstens 4% der Gesamtlast ausmachte, behoben und daher auch der innere Hebelarm korrekt ermittelt.



## 6 Zusammenfassung

Derzeit wird in der Praxis die CC-Methode (Concrete Capacity Method) zur Bemessung für Befestigungen angewandt. Dabei werden die Beanspruchungen der Befestigungsmittel durch die an der Ankerplatte angreifenden Lasten mit Hilfe der Elastizitätstheorie berechnet, wobei eine steife Ankerplatte angenommen wird. Eine steife Ankerplatte liegt nach den derzeit gültigen Regeln vor, wenn die über eine mittlere Breite nach Gl. 2-2 ermittelten Stahlspannungen den Wert  $\sigma_{sd} = f_{yk}/1,1$  nicht überschreiten.

Untersuchungen von *Schneider (1999)* und *Mallée/Burkhardt (1999)* ergaben, dass bei einer wirklichkeitsnahen nichtlinearen Berechnung unter Annahme realistischer Last-Verschiebungskurven für die Befestigungsmittel und unter Berücksichtigung der Durchbiegung der Ankerplatte die berechneten Zugkräfte in den höchstbeanspruchten Befestigungsmittel bei einachsiger und zweiachsiger Biegung und zentrisch an der Ankerplatte angeordnetem Profil ausreichend mit den Werten nach dem CC-Verfahren übereinstimmen (Unterschied  $\leq 10\%$ ) (s. Abschnitt 3). Dies wurde durch Versuche von *Mallée/Burkhardt (1999)* bestätigt. Demgegenüber ergaben sich bei exzentrisch an der Ankerplatte angeschlossenem Profil bei wirklichkeitsnaher Berechnung deutlich größere Zugkräfte in den höchstbelasteten Dübeln/Bolzen, insbesondere bei zweiachsiger Biegung (s. Abb. 3-5). In den numerischen Untersuchungen von *Schneider (1999)* und *Mallée/Burkhardt (1999)* wurde jedoch der günstige Einfluss einer Lastumlagerung von hochbeanspruchten auf weniger beanspruchte Befestigungsmittel wie sie z.B. bei Gruppen mit 4 Befestigungsmitteln und zweiachsiger Biegung vorkommen kann auf die Betonausbruchslast nicht berücksichtigt.

Aus diesem Grund wurde im Rahmen dieses Forschungsprojektes der Einfluss der Ankerplattendicke auf die Bruchlast einer Befestigung untersucht. Dazu wurden Befestigungen mit steifen Kopfbolzen ( $d = 16\text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 80\text{ mm}$ ) im ungerissenen Beton, belastet durch ein Biegemoment in Kombination mit einer Drucknormalkraft, mit dem nicht-linearen FE-Programm MASA berechnet. Das Versagen erfolgte in allen Fällen durch Betonausbruch ausgehend von dem bzw. den höchstbelasteten Bolzen. Das



Programm MASA ist sehr gut geeignet für numerische Untersuchungen bei Versagen des Betons auf Zug. Untersucht wurden Ankerplatten mit einem großen Achsabstand der Bolzen ( $s \geq 3 \cdot h_{ef}$ ), weil dafür ungünstige Ergebnisse zu erwarten sind. Variiert wurde die Ankerplattendicke ( $t \sim 1 \cdot t_{min}$  bis  $3 \cdot t_{min}$  mit  $t_{min}$  nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)*), die Zahl der Bolzen ( $n = 4$  bzw.  $6$  Bolzen), die Anordnung des Profils auf der Ankerplatte (zentrisch bzw. exzentrisch) und die Art der Biegebeanspruchung (einachsig bzw. zweiachsig). Das Untersuchungsprogramm ist in Abb. 4-1 und Tab. 4-1 zusammengestellt.

Die Ergebnisse der FE-Analysen (Bruchlast der Gesamtkonstruktion, Bruchlast des höchstbeanspruchten Bolzens, Hebelarm der inneren Kräfte und Verformungen der Ankerplatte) wurden mit den entsprechenden Werten nach dem CC-Verfahren verglichen.

Bei Wahl einer Plattendicke nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)* stimmen die numerisch ermittelten Bruchlasten von Befestigungen mit 4 und 6 Kopfbolzen bei zentrisch an der Ankerplatte angeschlossenem Profil ausreichend genau mit den mittleren Bruchlasten nach dem CC-Verfahren überein (s. Tab. 5-1 und Abb. 5-15). Dabei ist allerdings zu beachten, dass die numerisch ermittelte Ausbruchlast der höchstbeanspruchten Bolzen ca. 10 % höher ist als der Rechenwert nach dem CC-Verfahren (s. Abb. 5-16). Diese Ergebnisse bestätigen die Untersuchungen von *Schneider (1999)* und *Mallée/Burkhardt (1999)*.

Bei exzentrisch angeschlossenem Profil betragen die numerisch ermittelten Bruchlasten der Befestigungen mit einer Ankerplattendicke nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)* jedoch nur ca. 50 % bis 70 % der Werte nach dem CC-Verfahren. Der Unterschied wird noch ca. 10 % größer, wenn die Ausbruchlast der höchstbeanspruchten Bolzen auf den Rechenwert nach dem CC-Verfahren begrenzt wird. Dies ist hauptsächlich auf die Verringerung des inneren Hebelarms der inneren Kräfte gegenüber dem Wert nach dem CC-Verfahren zurückzuführen (s. Abb. 5-19). Bei der im CC-Verfahren angenommenen steifen Ankerplatte treten die höchsten Betondruckspannungen am Ende der Ankerplatte auf und die resultierende Druckkraft liegt daher am Plattenende. In Wirklichkeit verbiegt sich jedoch die Ankerplatte, so dass die Resultierende der Druckspannungen unter der Ankerplatte deutlich zur Platten-



mitte wandert (s. Abb. 5-25, Abb. 5-26 und Abb. 5-29). Bei großer Plattendicke ( $t \sim 3 * t_{\min}$ ) stimmen die numerisch ermittelten Ergebnisse gut mit den Werten nach dem CC-Verfahren überein, weil die Durchbiegung der Ankerplatte vernachlässigbar gering ist.

Bei Berechnung der Ankerplatte nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)* beträgt die mittlere Stahlspannung in der Ankerplatte unter den Bemessungswerten der einwirkenden Schnittkräfte ca. 90 % der nominellen Stahlstreckgrenze. Die mittlere Betonausbruchlast beträgt das ca. 2,4-fache des Bemessungswertes der einwirkenden Schnittkräfte. Daher müssen bei Beanspruchung von Befestigungen mit einer Ankerplattendicke nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)* bis zur Betonausbruchlast plastische Gelenke in der Ankerplatte auftreten. Diese wurden in den numerischen Untersuchungen auch beobachtet. Sie wirken sich naturgemäß auf den inneren Hebelarm der Kräfte aus.

Daher wurde in Abschnitt 5.3.2 die Ankerplattendicke für die Schnittkräfte unter Bruchlast berechnet. Man erhält Ankerplatten, die ca. 50 % bis 60 % dicker sind als nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)*. Die Bruchlasten der Befestigungen stiegen zwar an, erreichten jedoch bei exzentrisch angeschlossenenem Profil immer noch nicht die Werte nach dem CC-Verfahren (s. Abb. 5-27).

Ein wesentlicher Einfluss auf die Rechenergebnisse hat die Steifigkeit der gezogenen Befestigungsmittel. Die Steifigkeit der Bolzen in den bisher beschriebenen Berechnungen war sehr groß (Verschiebung gegenüber der Betonoberfläche bei Höchstlast nur ca. 0,43 mm). Daher wurde in einer Rechnung (Befestigung mit 4 Bolzen unter einachsiger Biegung, exzentrisch angeordnetes Anschlussprofil, Ankerplattendicke 1,46-facher Wert nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)*) die Steifigkeit der gezogenen Kopfbolzen deutlich verkleinert (Verschiebung unter Höchstlast ca. 2,0 mm). Dadurch vergrößerte sich der Hebelarm der inneren Kräfte auf den Wert nach dem CC-Verfahren und die ermittelte Bruchlast der Befestigung stimmt gut mit dem Rechenwert nach dem CC-Verfahren überein (s. Tab. 5-2).

Zusammenfassend ist festzustellen, dass in vielen Anwendungsfällen in der Praxis mit zentrisch an der Ankerplatte angeschlossenenem Profil die nach dem CC-Verfahren



berechneten Betonausbruchlasten ausreichend genau berechnet werden, wenn die Ankerplattendicke nach *DIBt(1997)* bzw. *EOTA(1994)* gewählt wird. In extremen Fällen (sehr steife Befestigungsmittel und/oder exzentrisch an die Ankerplatte angeschlossenes Profil), kann jedoch das CC-Verfahren die Betonausbruchlast wesentlich überschreiten, weil infolge der Durchbiegung der Ankerplatte der Hebelarm der inneren Kräfte wesentlich kleiner ist als in der Bemessung angenommen. In diesem Fall ist die Sicherheit der Befestigung wesentlich kleiner (bis zu 50 %) als erforderlich.

Nach den Ergebnissen dieser Untersuchungen hängt die Bruchlast einer Befestigung im Beton von zahlreichen Faktoren ab:

- Art der Bemessung der Ankerplatte (Verwendung der Bemessungs- oder Bruchlastwiderstände der Befestigungsmittel)
- Verhältnis von Ankerplattengröße zur Anbauteilgröße und Lage des Anbauteils auf der Ankerplatte (Abstand Aussenkante Anbauteil zum gedrückte Plattenrand)
- Steifigkeit der Dübel/Bolzen
- Anzahl der Befestigungsmittel
- Art der Belastung (ein- bzw. zweiachsige Biegung mit Druck- bzw. Zugkraft)

Zur weiteren Klärung des Tragverhaltens von Befestigungen unter Berücksichtigung der o.g. Parameter sind ergänzende Untersuchungen erforderlich. Nur dann ist es möglich, Anforderungen an die Ausbildung der Ankerplatte abzuleiten, die auch in den o.g. ungünstigen Fällen eine ausreichende Sicherheit der Befestigung gewährleisten.



## **7 Literaturverzeichnis**

- [1] CEB Bulletin d'Information No 195 (1990): CEB-FIP Model Code 90 Chapter 2 – Material Properties, Comite Euro-International du Beton, März 1990
  
- [2] CEB Design Guide (1997): Design of Fastenings in Concrete, Comite Euro-International du Beton, Thomas Telford, 1997
  
- [3] CEB Bulletin d'Information No 206 (1991): Fastenings to Reinforced Concrete and Masonry Structures, State-of-art Report, Part I, Comite Euro-International du Beton, August 1991
  
- [4] European Organisation for Technical Approvals (EOTA) (1994): ETAG – Guideline for European Technical Approvals of Anchors (Metal Anchors) for Use in Concrete, September 94
  
- [5] European Organisation for Technical Approvals (EOTA) (1997): Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metaldübel zur Verankerung im Beton. Mitteilungen DIBT, 28. Jahrgang Sonderheft Nr. 16, 31. Dezember 1997, Anhang A: Einzelheiten der Versuche, Anhang B: Versuche zur Ermittlung der zulässigen Anwendungsbedingungen, detaillierte Angaben, Anhang C: Bemessungsverfahren für Verankerungen
  
- [6] Bazant, Z.P.; Oh, B.-H. (1983): Crack Band Theory for Fracture of Concrete, in Materials and Structures, RILEM, 93(16), 155-177.
  
- [7] Eligehausen, R.; Mallée, R. (2000): Befestigungen im Beton- und Mauerwerksbau, Bauingenieur-Praxis, Ernst & Sohn, März 2000



- 
- [8] Furche, J. (1992): Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von form-schlüssigen Befestigungsmitteln bei zentrischem Zug, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Dissertation, 1992
- [9] Mallee, R.; Burkhardt, F. (1999): Befestigungen von Ankerplatten mit Dübeln, Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 12, S. 502-511, Ernst & Sohn Verlag, 1999
- [10] Ožbolt, J.; Y.-J. Li; Kozar, I. (1997): Microplane Model for Concrete – Mixed Approach. Submitted for publication in IJSS, 1997
- [11] Ožbolt, J. (1999): „MASA- Macroscopic Space Analysis“, Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Internal report 1999.
- [12] Kraus, J.; Potthoff, M.; Eligehausen, R.: Einfluss der Ankerplattendicke und der Laststellung auf die Lastverteilung bei Kopfbolzengruppen, Beiträge aus der Befestigungstechnik und dem Stahlbetonbau, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Eligehausen, September 2002
- [13] Schneider, H. (1999): Zum Einfluss der Ankerplattensteifigkeit auf die Ermittlung der Dübelkräfte bei Mehrfachbefestigungen, Landesgewerbeamt Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik, August 1999
- [14] Zhao, G. (1994): Tragfähigkeit von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, IWB Mitteilungen, 1994



## 8 Formelzeichen

	<b>Beschreibung</b>
$A_{c,N}$	vorhandene Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers auf der Betonoberfläche bei Zuglast
$A^0_{c,N}$	Fläche des idealisierten Ausbruchkörpers einer Einzelbefestigung mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche bei Zuglast
$A_s$	Spannungsquerschnitt
$c$	Randabstand
$c_{cr}$	charakteristischer Randabstand
$c_{min}$	minimaler Randabstand
$D$	resultierende Druckkraft
$d$	Bolzendurchmesser eines Kopfbolzens oder Gewindedurchmesser
$d_h$	Kopfdurchmesser eines Kopfbolzens
$d_{nom}$	Außendurchmesser des Befestigungselements
$d_0$	Bohrlochdurchmesser
$e$	Exzentrizität der äußeren Last
$e_N$	Exzentrizität der Resultierenden der Zugkräfte in den Befestigungselementen in Bezug auf den Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungselemente
$F$	Kraft
$f_{uk}$	charakteristische Zugfestigkeit des Stahls
$f_{yk}$	charakteristische Streckgrenze des Stahls
$h$	Bauteildicke
$h_{ef}$	Verankerungstiefe des Befestigungselements
$h_{min}$	Mindestbauteildicke
$M$	Biegemoment
$M_{Rk,s}$	charakteristisches Biegemoment
$M_{Sd}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
$N$	Zuglast
$N_u$	Bruchlast bei Zuglast
$N_{Rd}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast
$N_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch
$N_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Stahlverlagen
$N_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Betonausbruch
$N_{Rk,s}$	charakteristischer Widerstand unter Zuglast bei Stahlversagen
$N_{Sd}$	Bemessungswert der einwirkenden Zuglast
$R_d$	Bemessungswert der Tragfähigkeit
$R_k$	charakteristische Tragfähigkeit
$S$	Schnittgröße
$S_d$	Bemessungswert der Schnittgrößen



<b>s</b>	Achsabstand
<b>s<sub>cr,N</sub></b>	charakteristischer Achsabstand bei Zuglast
<b>s<sub>min</sub></b>	minimaler Achsabstand
<b>v</b>	Variationskoeffizient
<b>z</b>	Hebelarm der inneren Kräfte
<b>β<sub>w</sub> (f<sub>cc</sub>)</b>	Betondruckfestigkeit, gemessen an Würfeln
<b>γ<sub>c</sub></b>	Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf Druck
<b>γ<sub>G</sub></b>	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten
<b>γ<sub>Mc</sub></b>	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Betonversagen
<b>γ<sub>Ms</sub></b>	Teilsicherheitsbeiwert für das Material bei Stahlversagen
<b>δ</b>	Verschiebung
<b>δ<sub>N</sub></b>	Verschiebung unter Zuglast
<b>ψ<sub>ec</sub></b>	Einflussfaktor zur Berücksichtigung einer Exzentrizität
<b>ψ<sub>ucr</sub></b>	Einflussfaktor zur Berücksichtigung der Lage einer Verankerung im ungerissenen oder im gerissenen Beton



## Anhang A

### **Finite Element Rechnungen**

–

### **Ergebnisse**

Für jede untersuchte Befestigung sind folgende Diagramme/Bilder aufgenommen:

- Last – Verschiebung am Hebelarmende und Anschnitt Bolzen/Ankerplatte
- Größe des inneren Hebelarmes während der Berechnung
- bei Höchstlast:
  - o vertikale Spannungen auf der Betonoberfläche
  - o Hauptdehnungen im aufgeschnittenen Betonkörper
  - o Hauptdehnungen (Druck und Zug) in der Ankerplatte
  - o Trajektorien ( $\sigma_{33}$ ) und vertikale Spannungen in der Kontaktschicht



## A.1 4-fach Befestigung – einachsige Biegung

### A.1.1 Zentrischer Profilanschluss

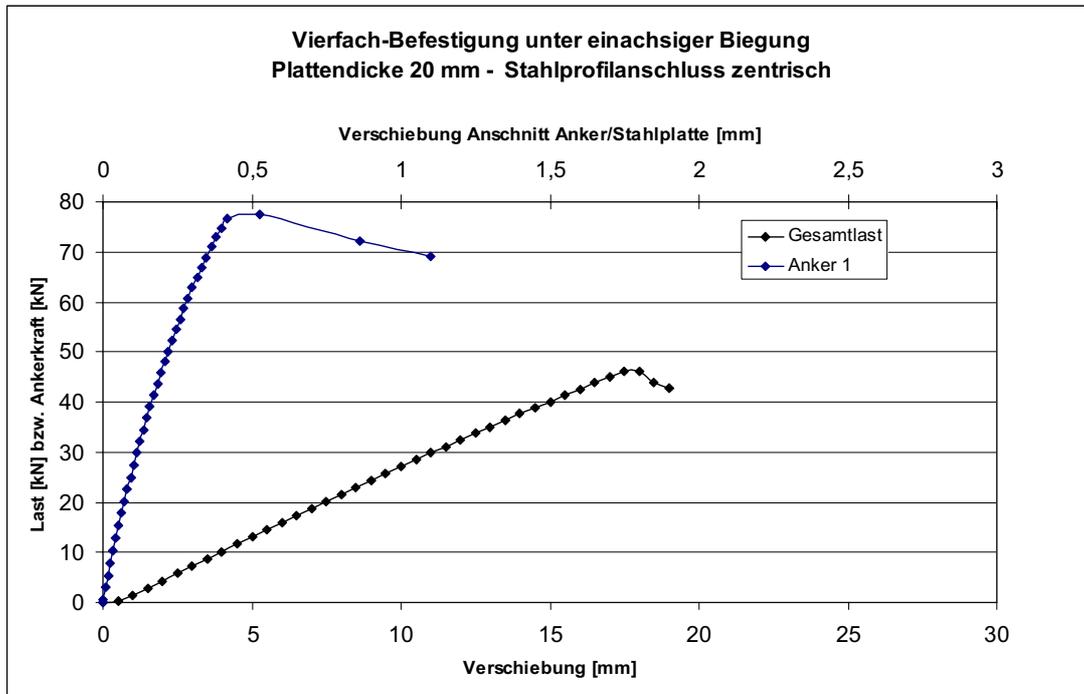


Abb. A-1: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 20 mm Plattendicke

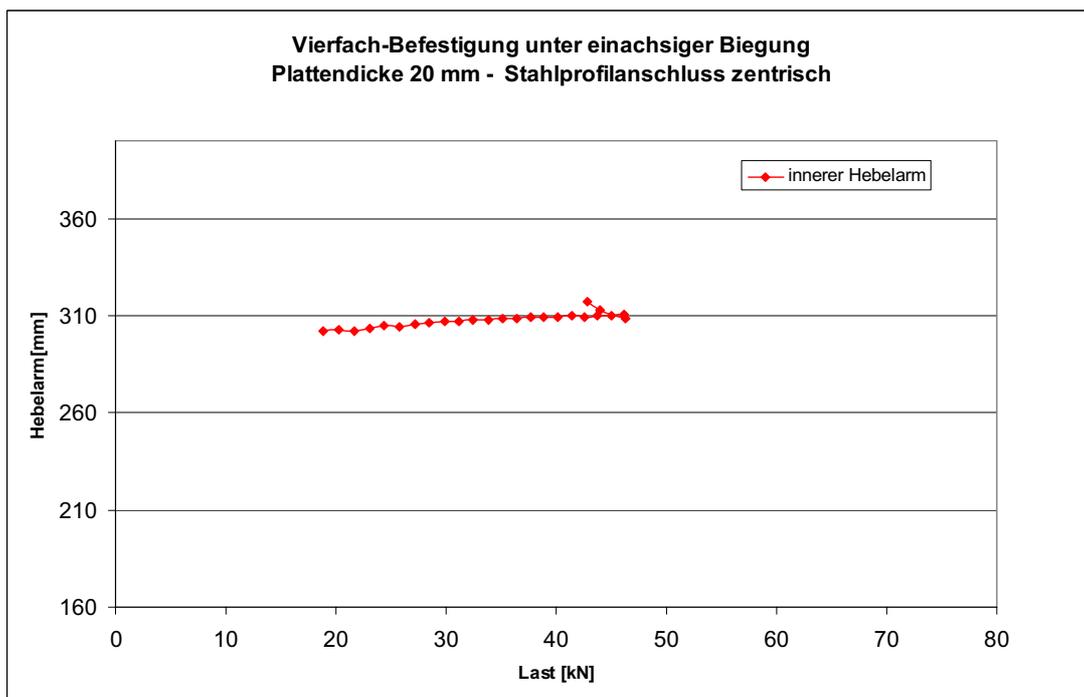


Abb. A-2: Veränderung des inneren Hebelarms

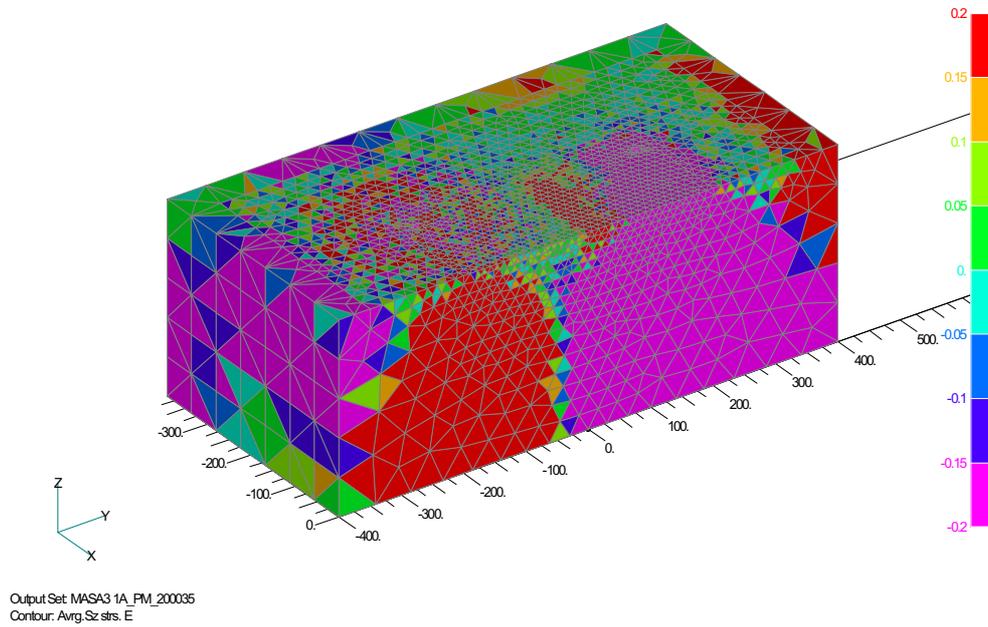


Abb. A-3: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 20\text{mm}$ )

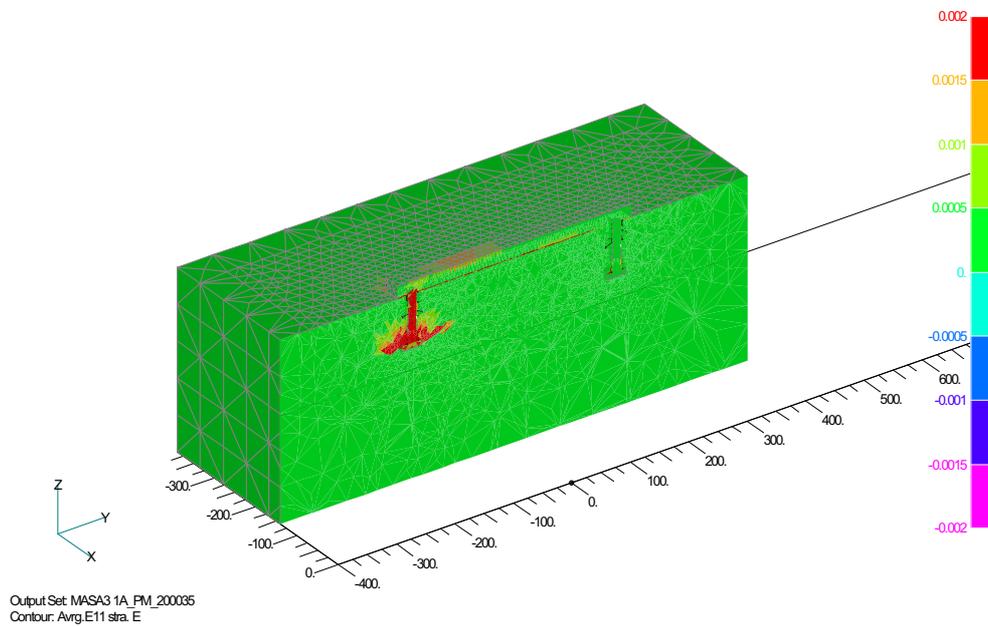


Abb. A-4: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 20\text{mm}$ )

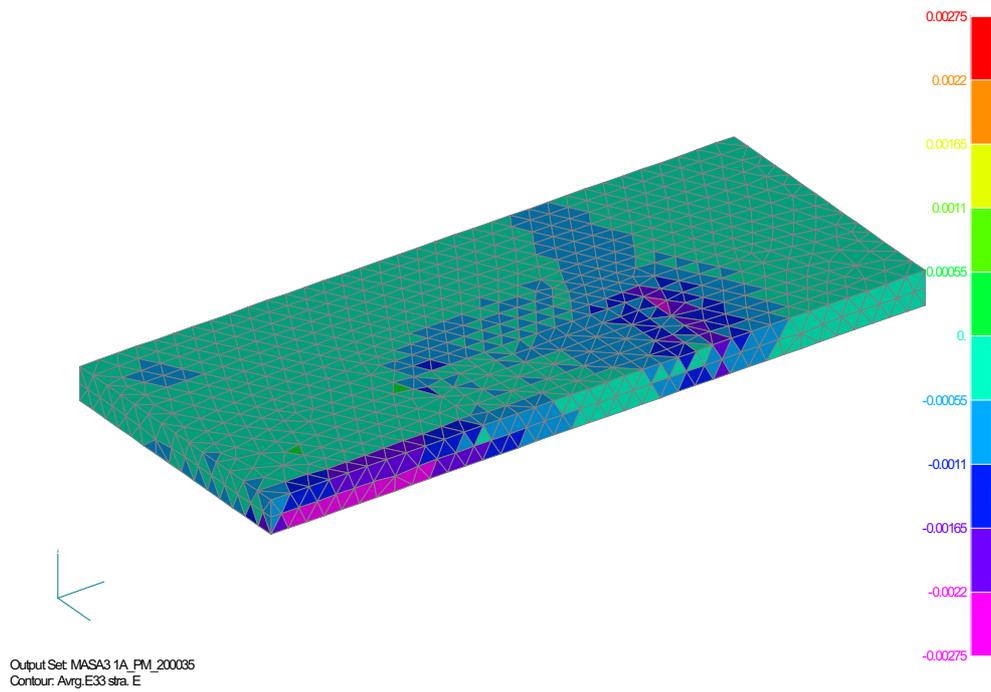


Abb. A-5: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 20\text{mm}$ )

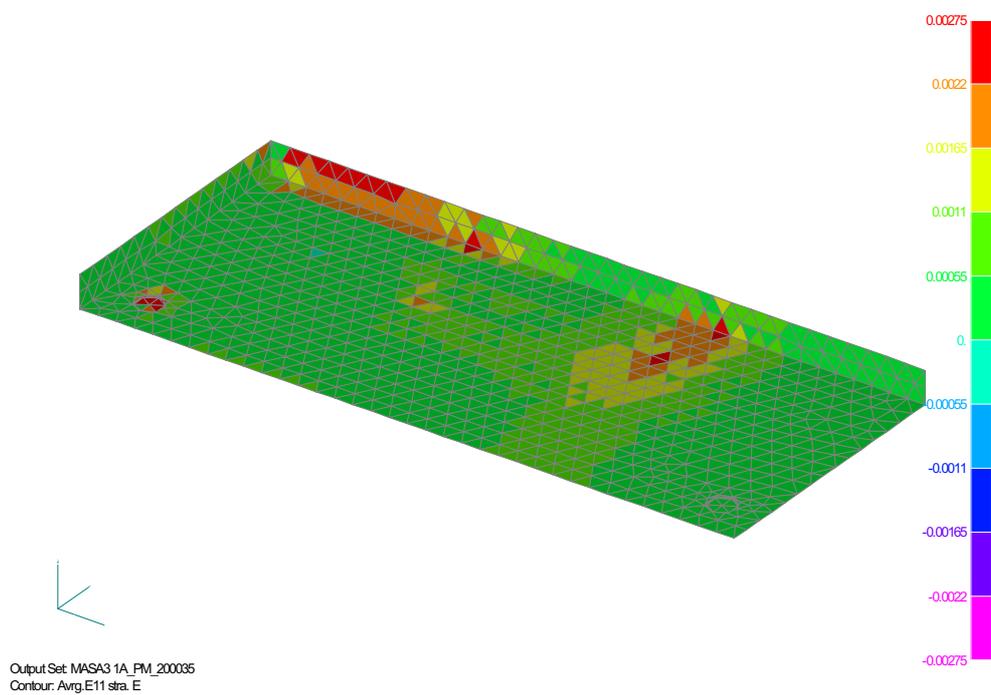


Abb. A-6: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 20\text{mm}$ )

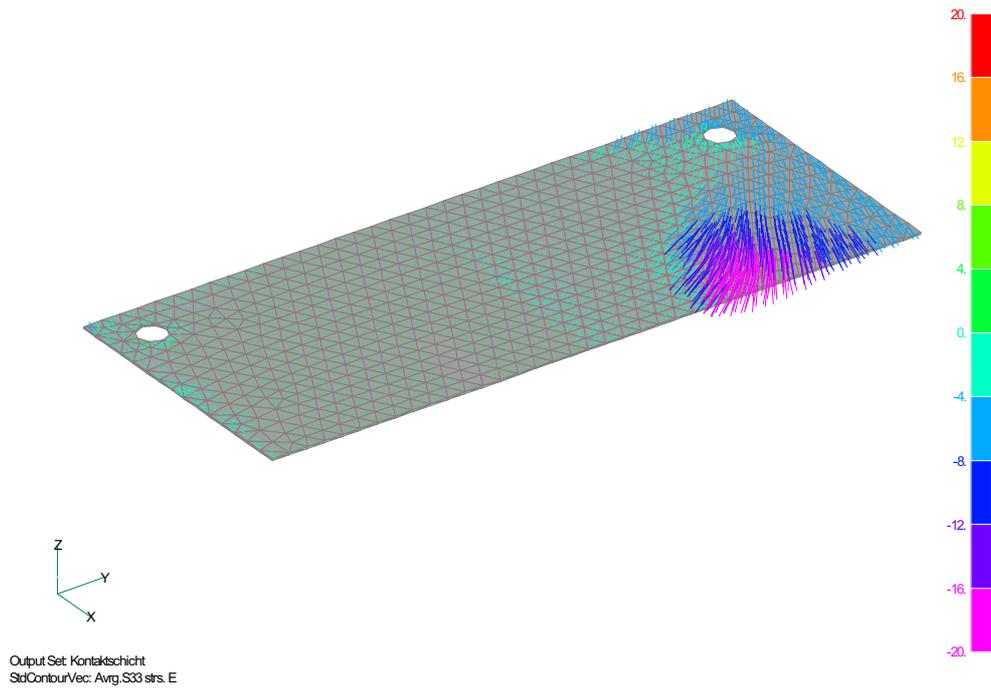


Abb. A-7: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 20\text{mm}$ )

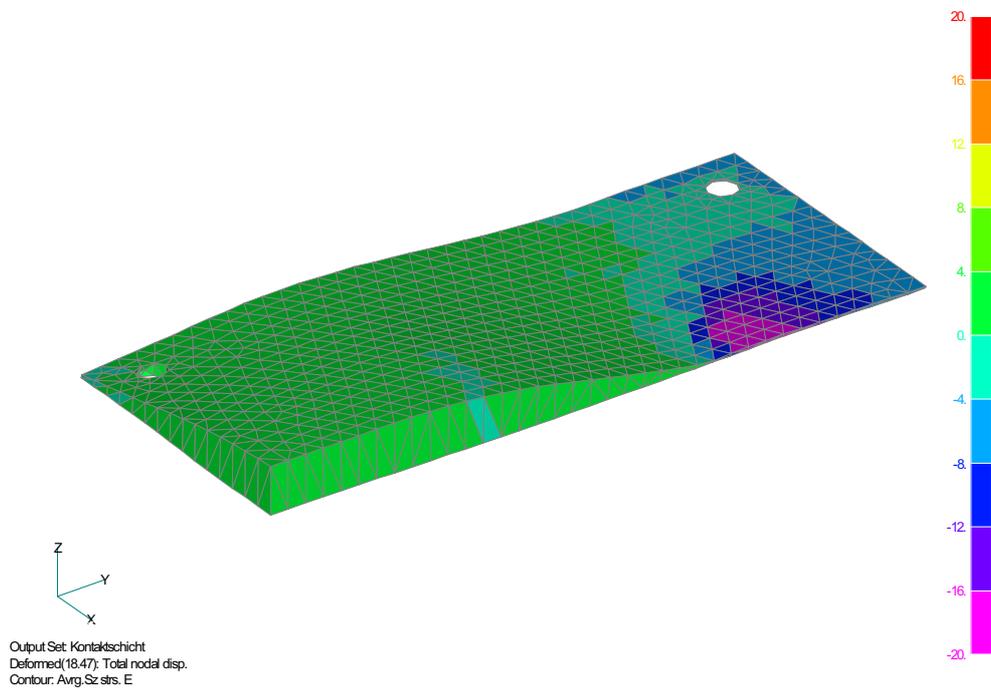


Abb. A-8: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 20\text{mm}$ )

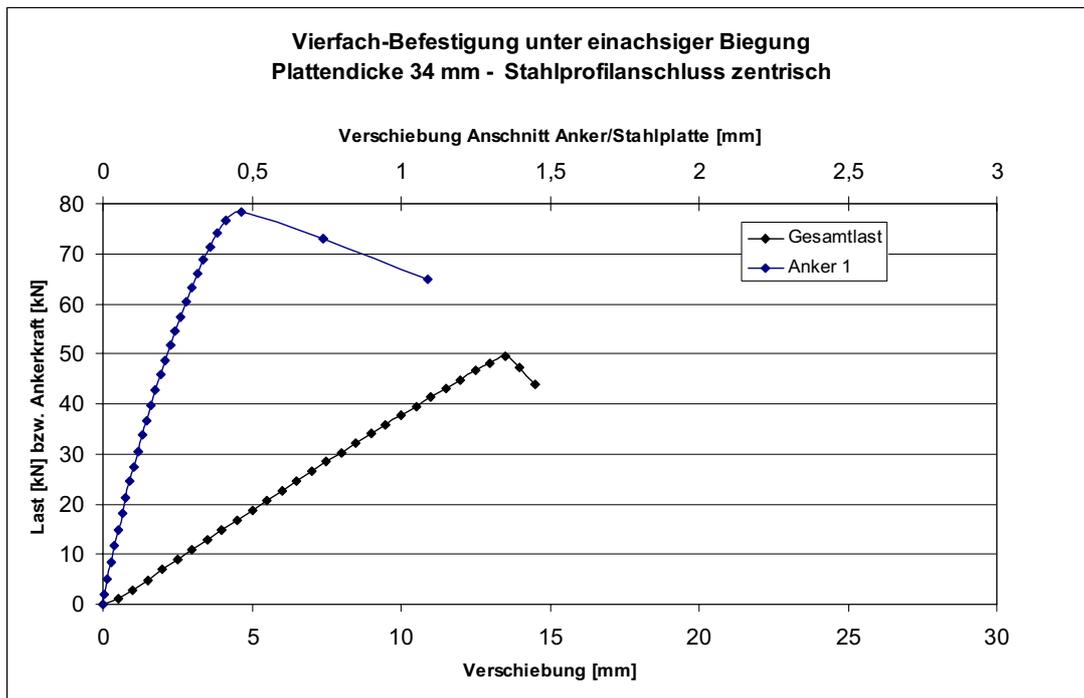


Abb. A-9: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 34 mm Plattendicke

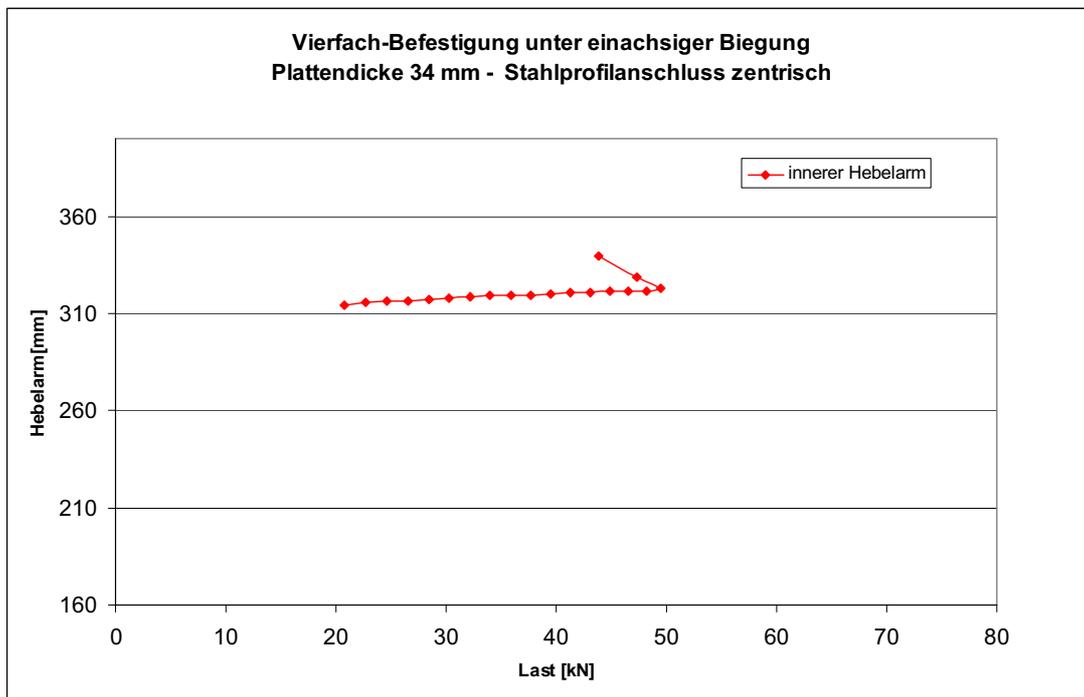


Abb. A-10: Veränderung des inneren Hebelarms

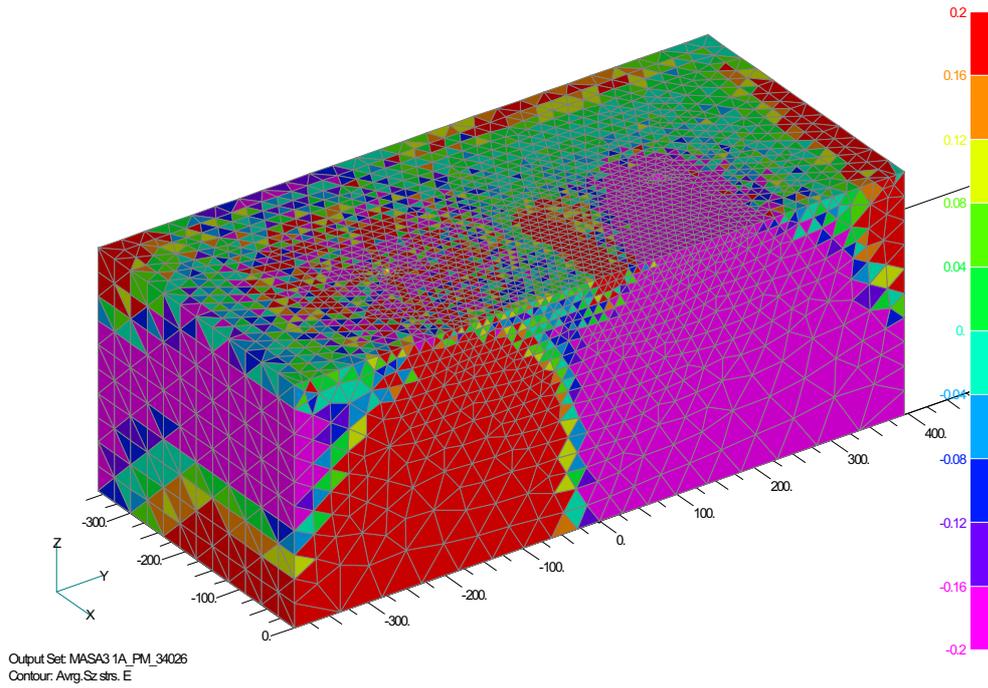


Abb. A-11: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 34\text{mm}$ )

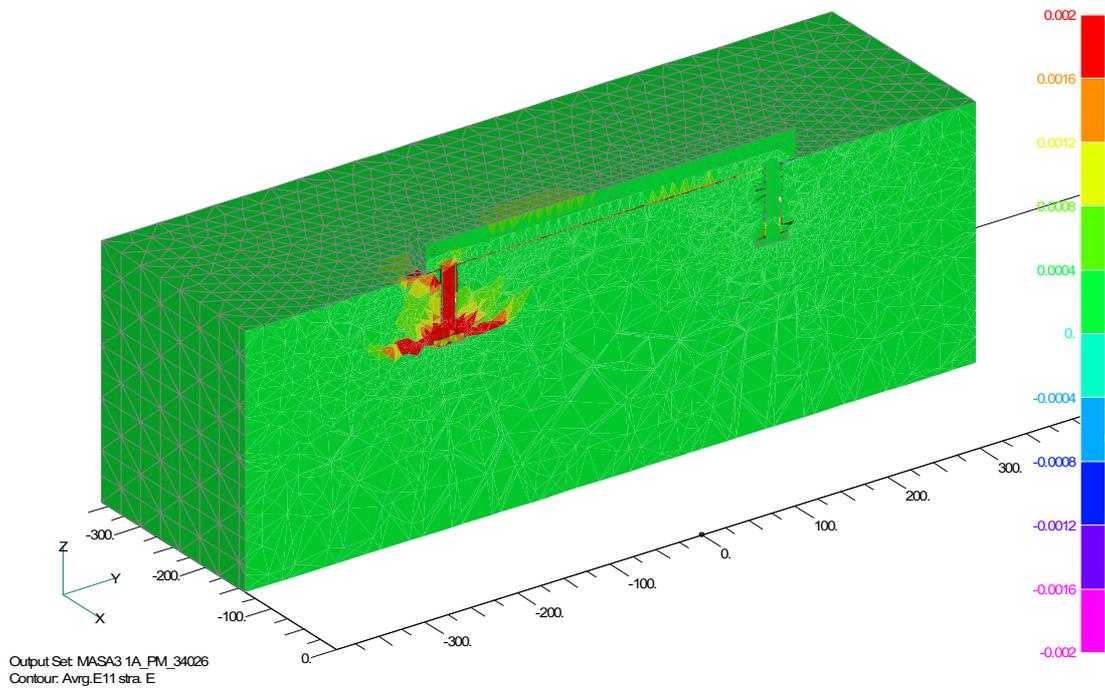


Abb. A-12: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 34\text{mm}$ )

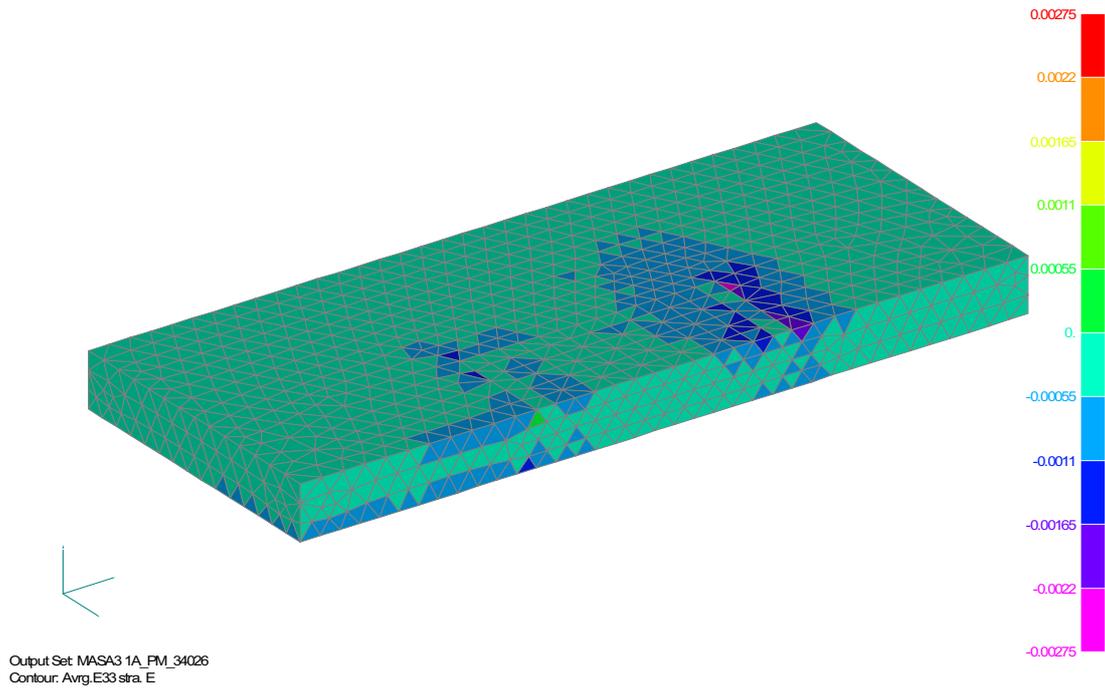


Abb. A-13: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 34\text{mm}$ )

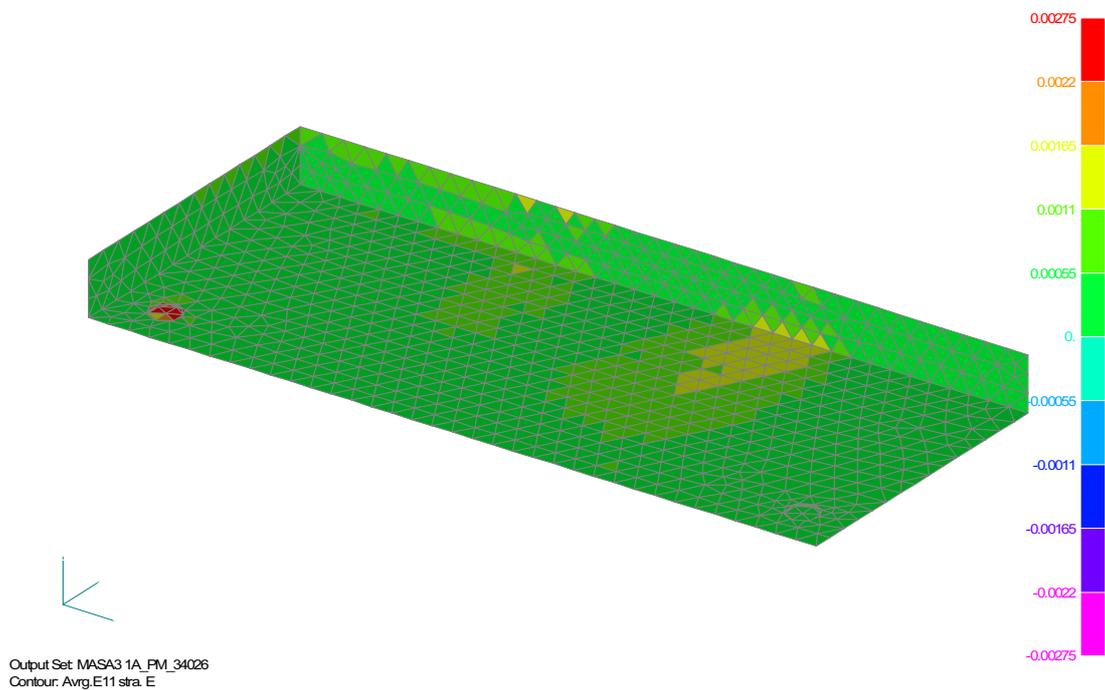


Abb. A-14: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 34\text{mm}$ )

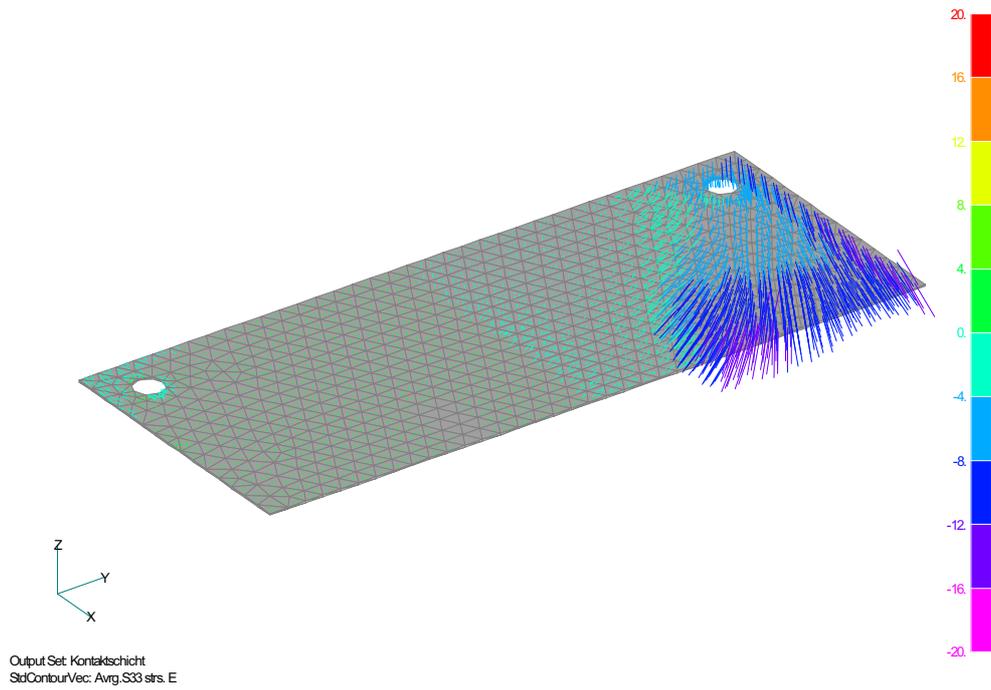


Abb. A-15: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 34\text{mm}$ )

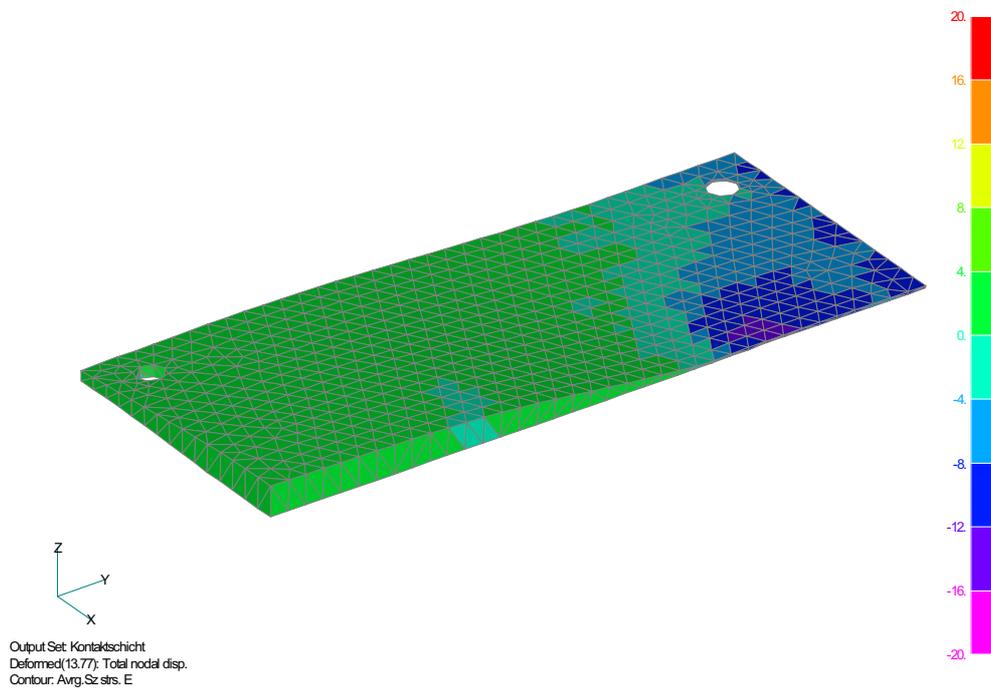


Abb. A-16: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 34\text{mm}$ )

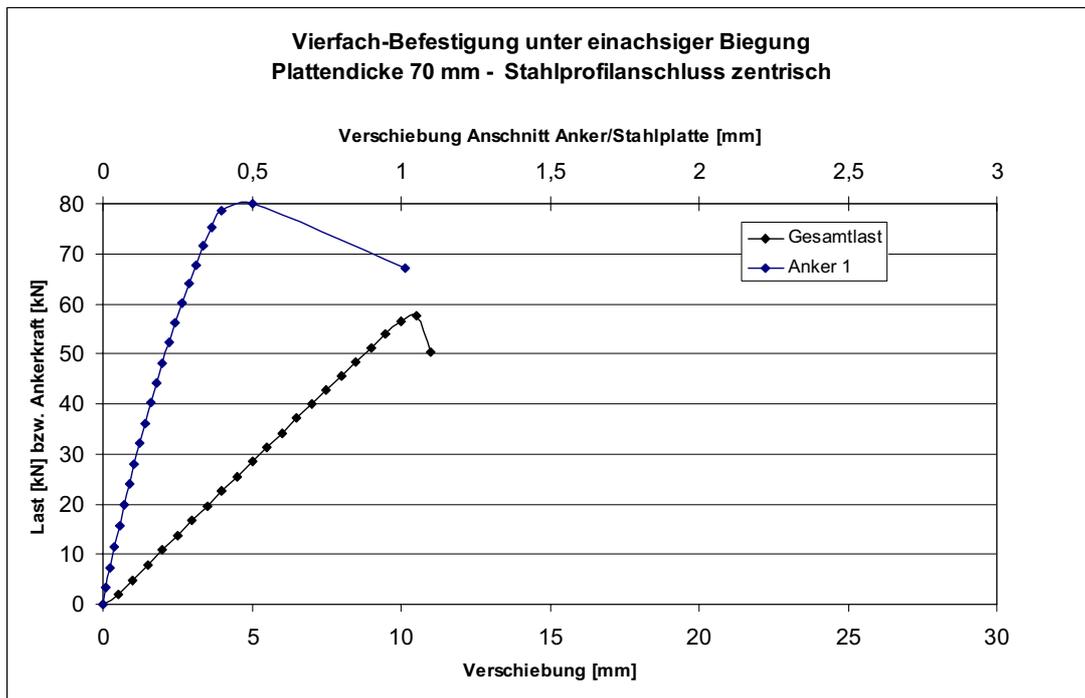


Abb. A-17: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 70 mm Plattendicke

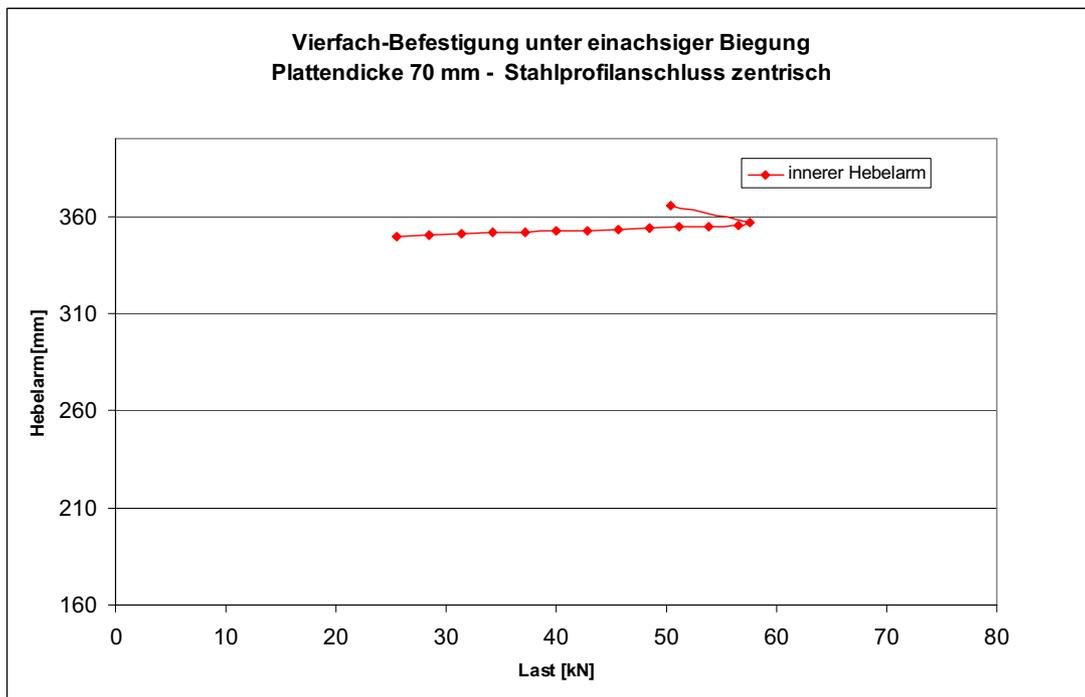


Abb. A-18: Veränderung des inneren Hebelarms

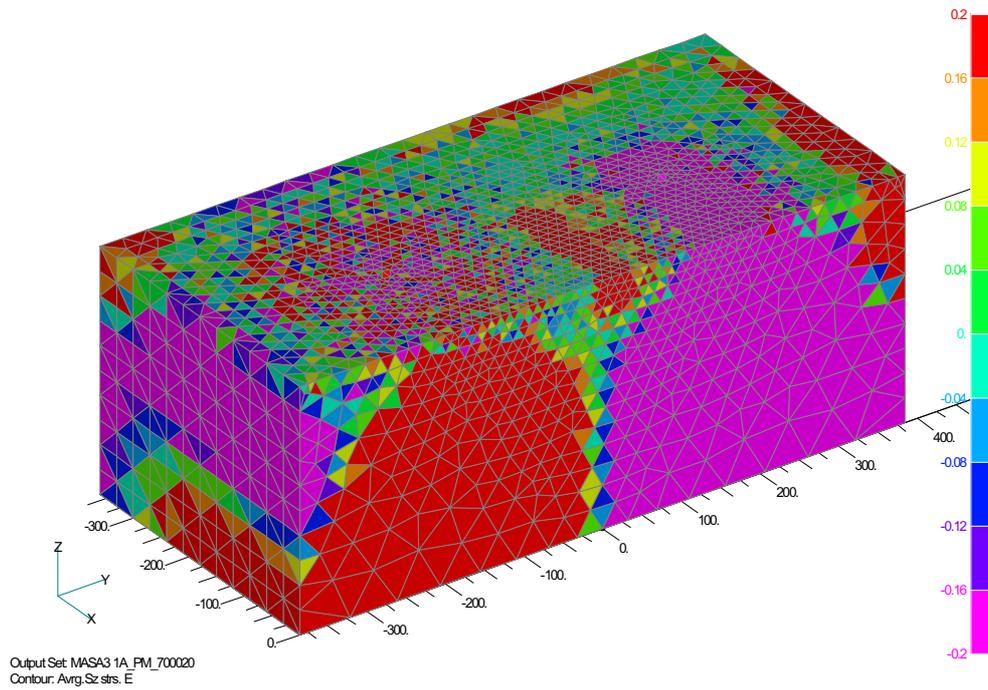


Abb. A-19: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 70\text{mm}$ )

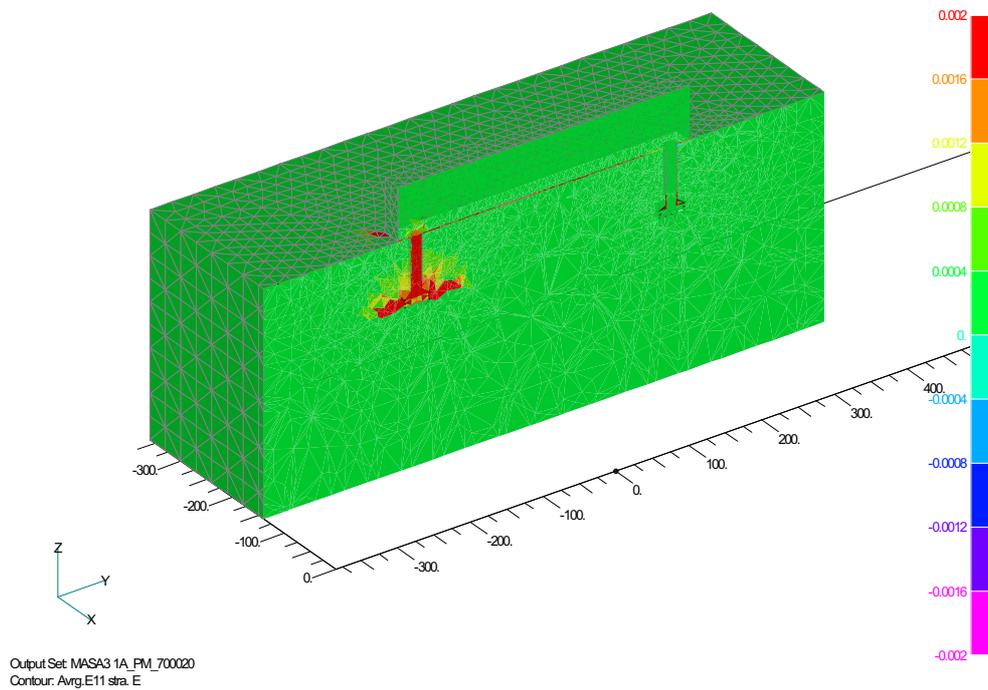


Abb. A-20: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 70\text{mm}$ )

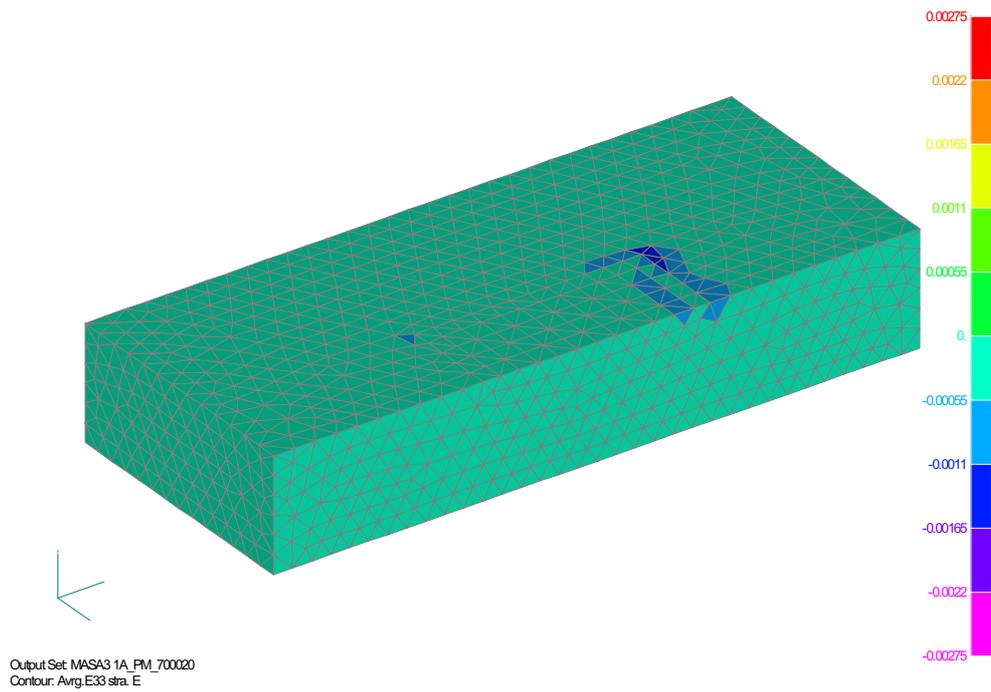


Abb. A-21: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 70\text{mm}$ )

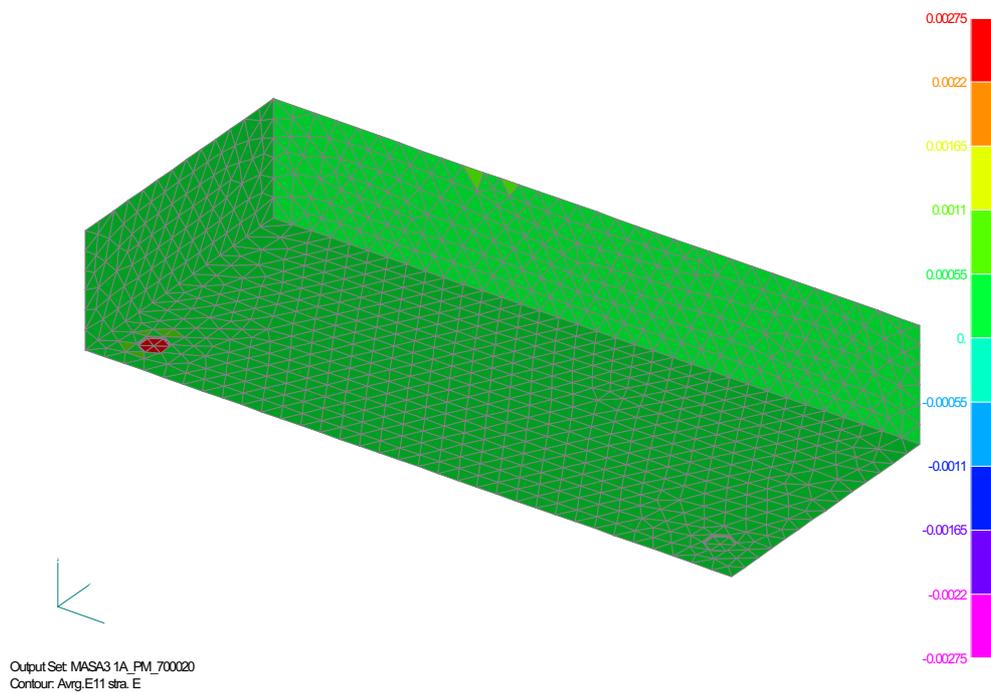


Abb. A-22: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 70\text{mm}$ )

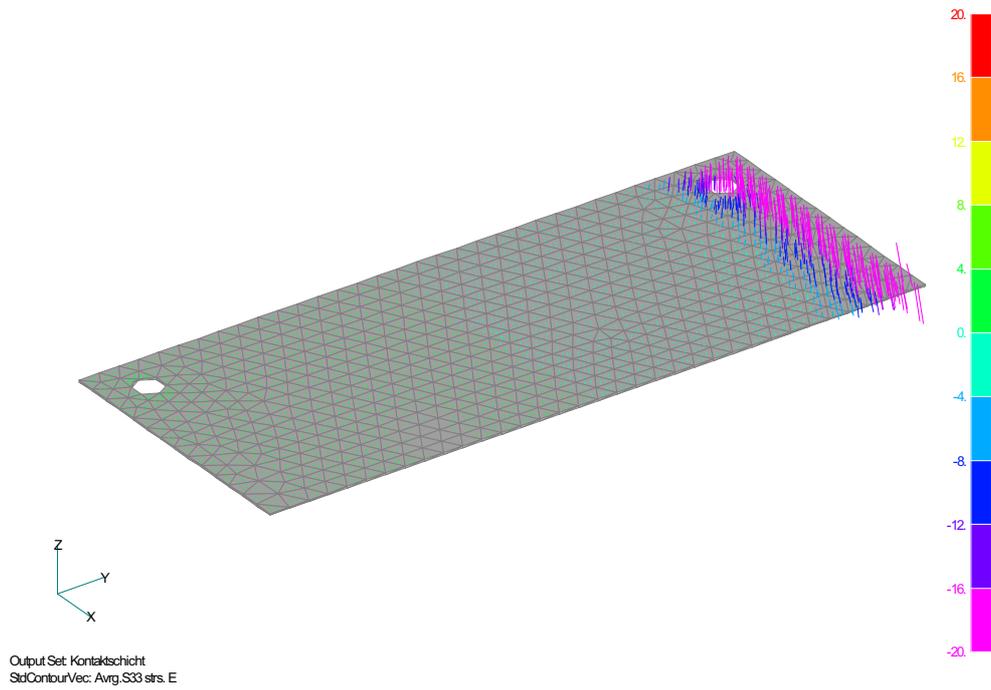


Abb. A-23: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 70\text{mm}$ )

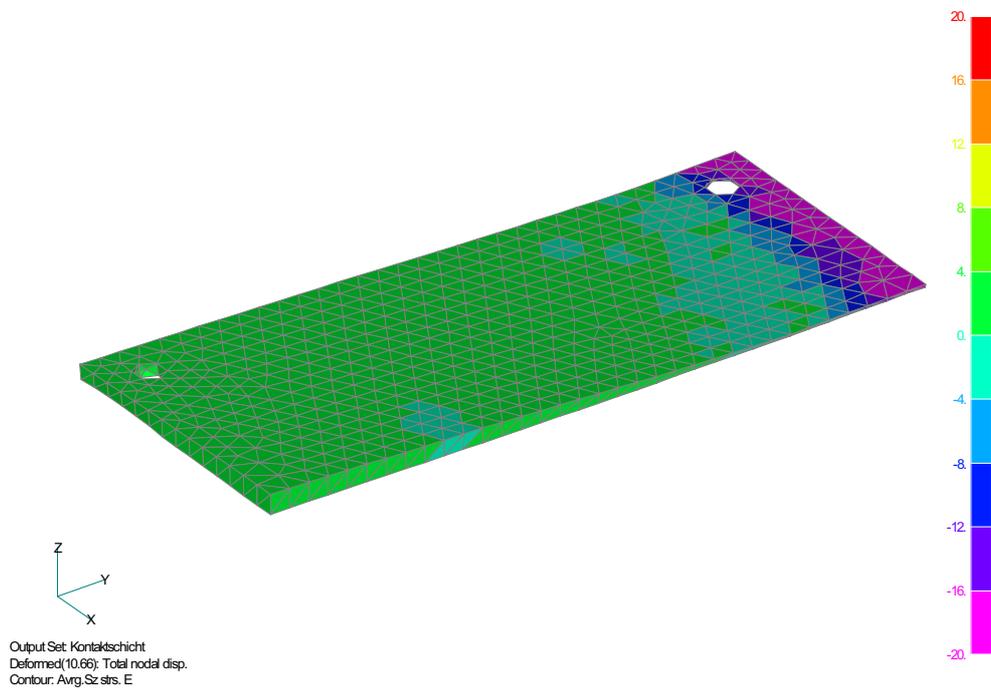


Abb. A-24: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 70\text{mm}$ )



### A.1.2 Exzentrischer Profilschluß

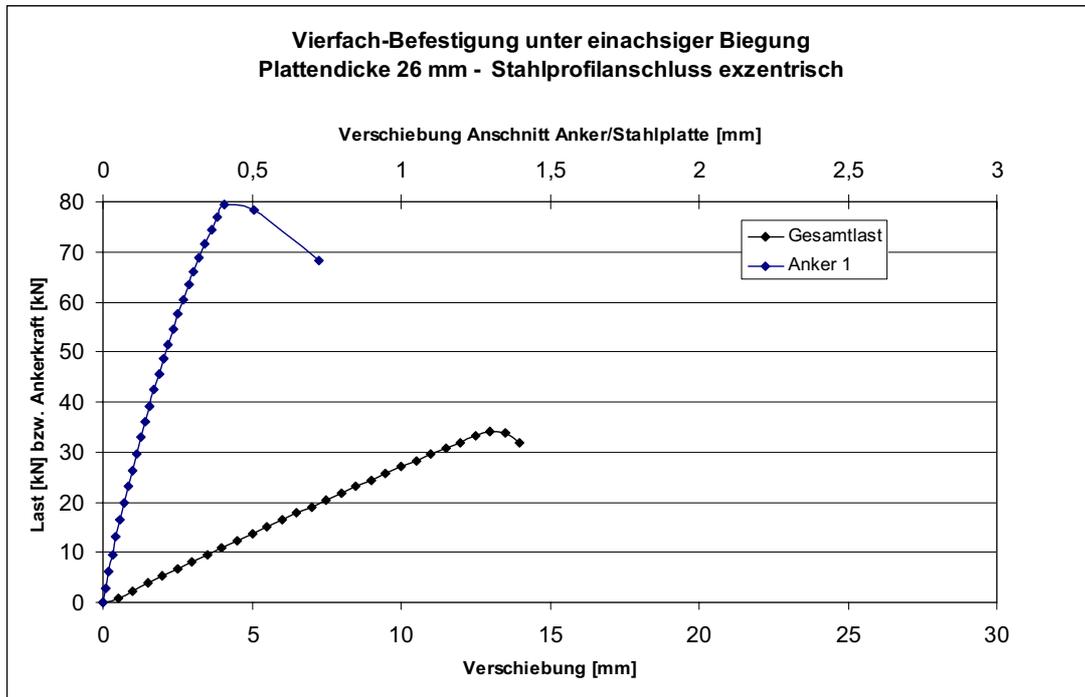


Abb. A-25: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 26 mm Plattendicke

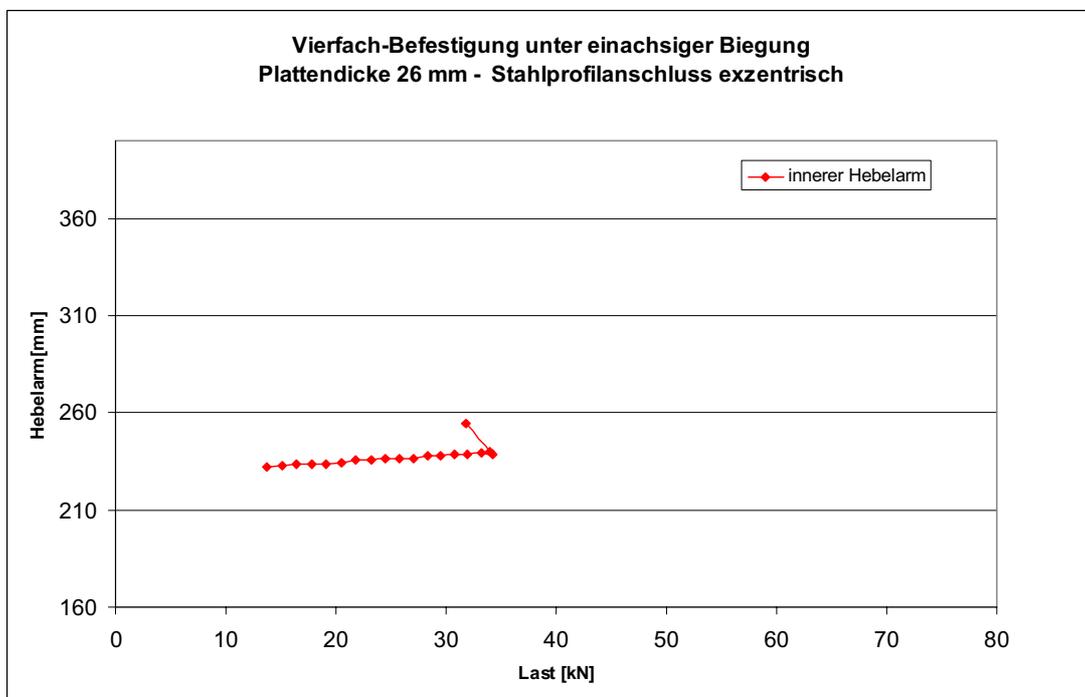


Abb. A-26: Veränderung des inneren Hebelarms

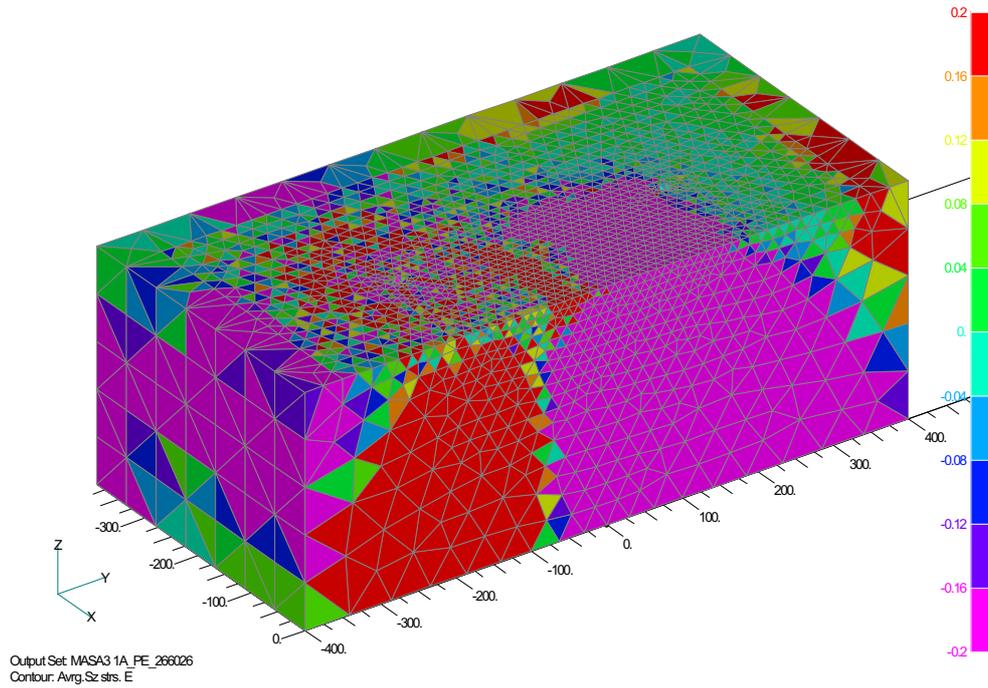


Abb. A-27: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 26\text{mm}$ )

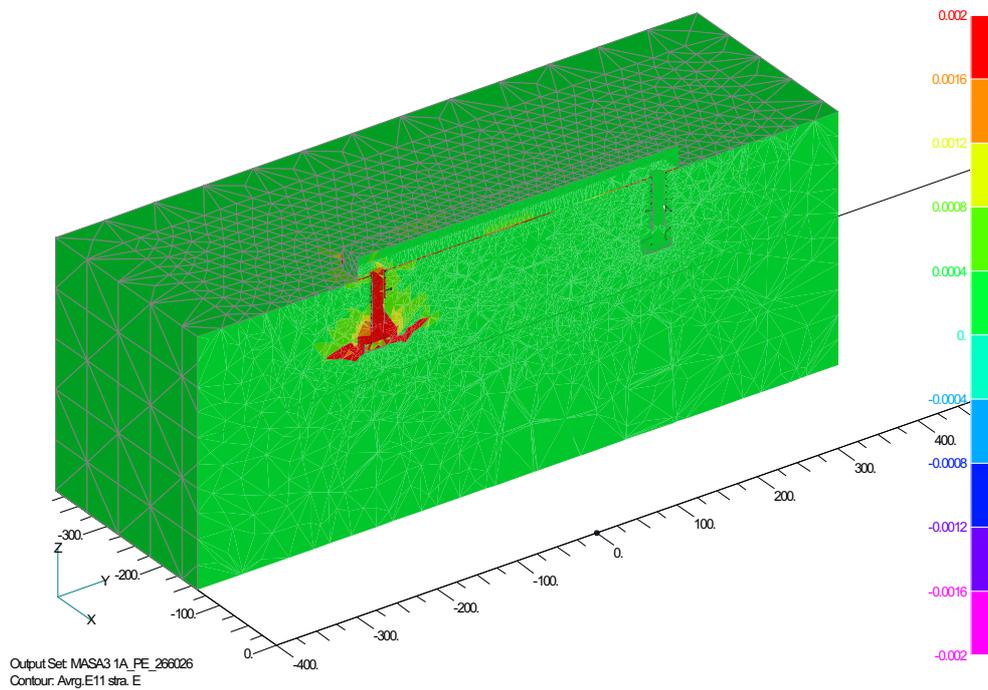


Abb. A-28: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 26\text{mm}$ )

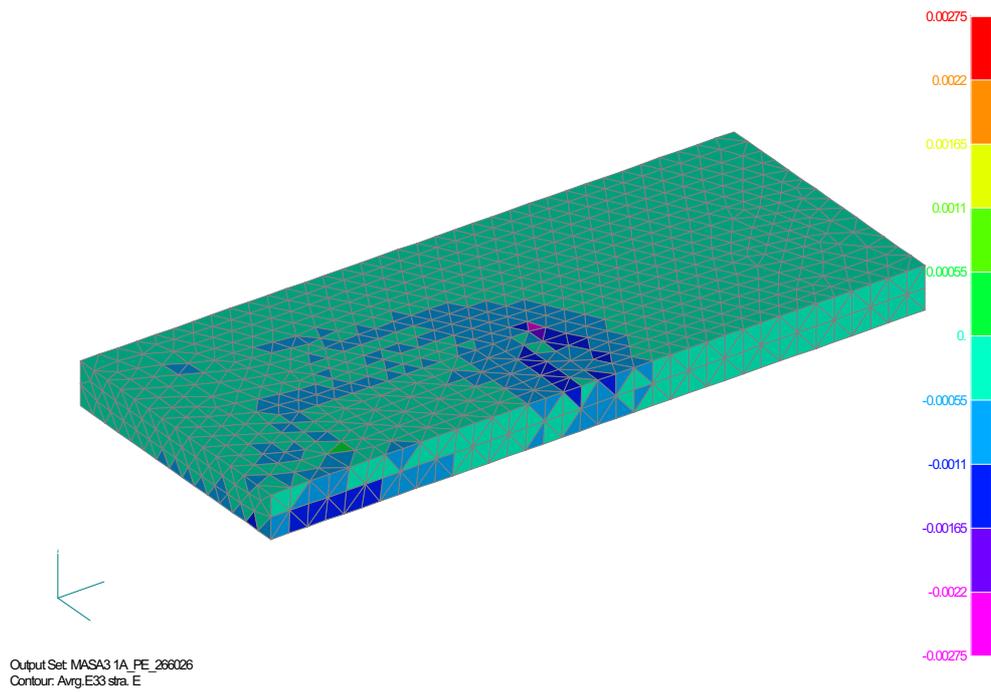


Abb. A-29: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 26\text{mm}$ )

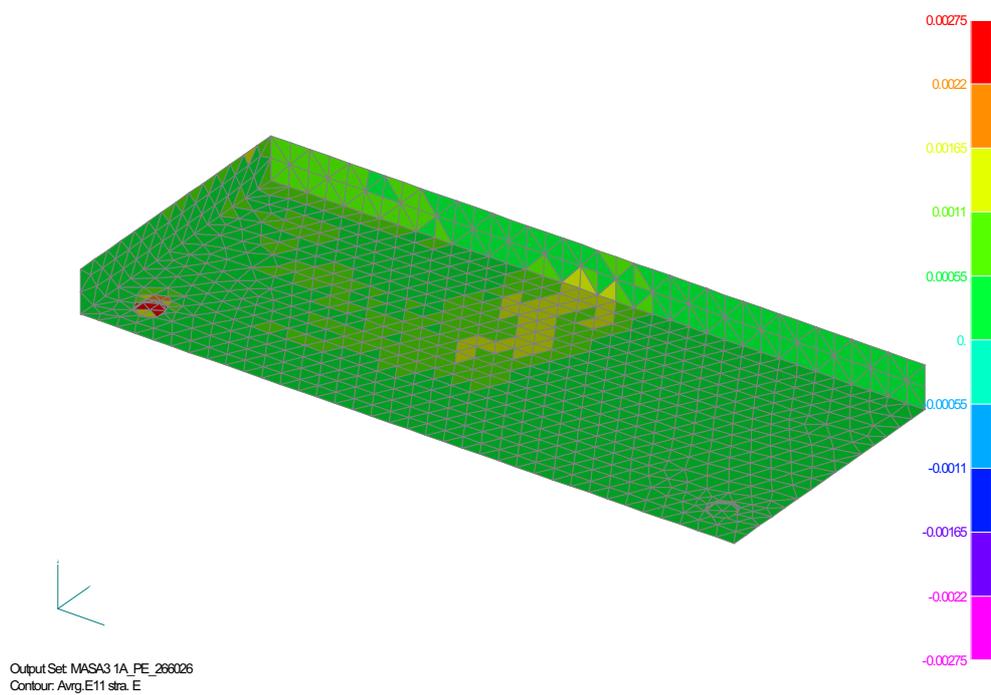


Abb. A-30: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 26\text{mm}$ )

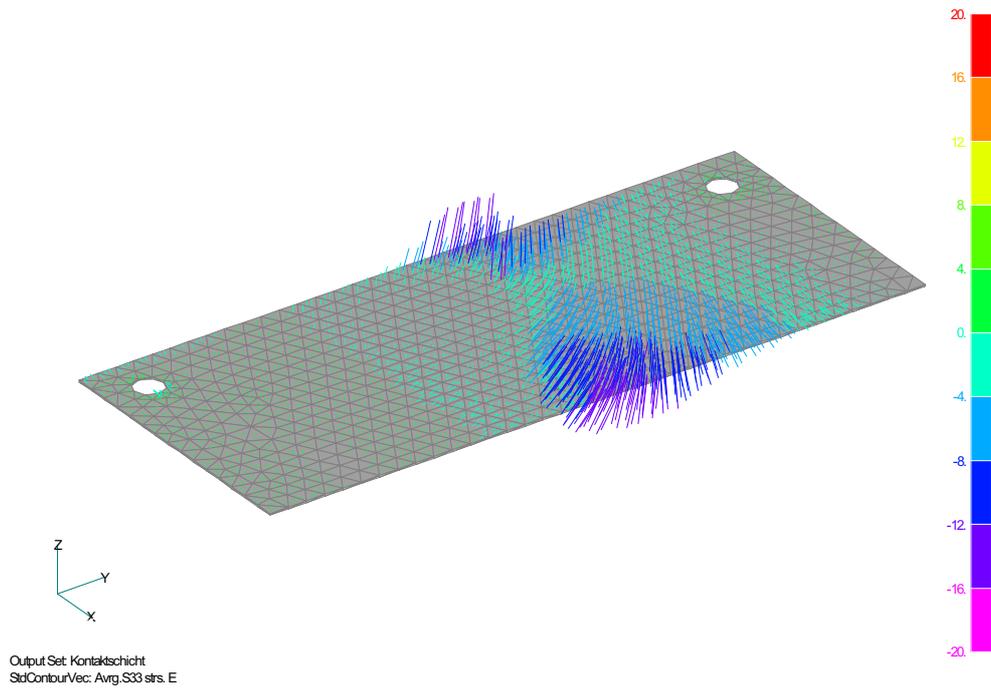


Abb. A-31: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 26\text{mm}$ )

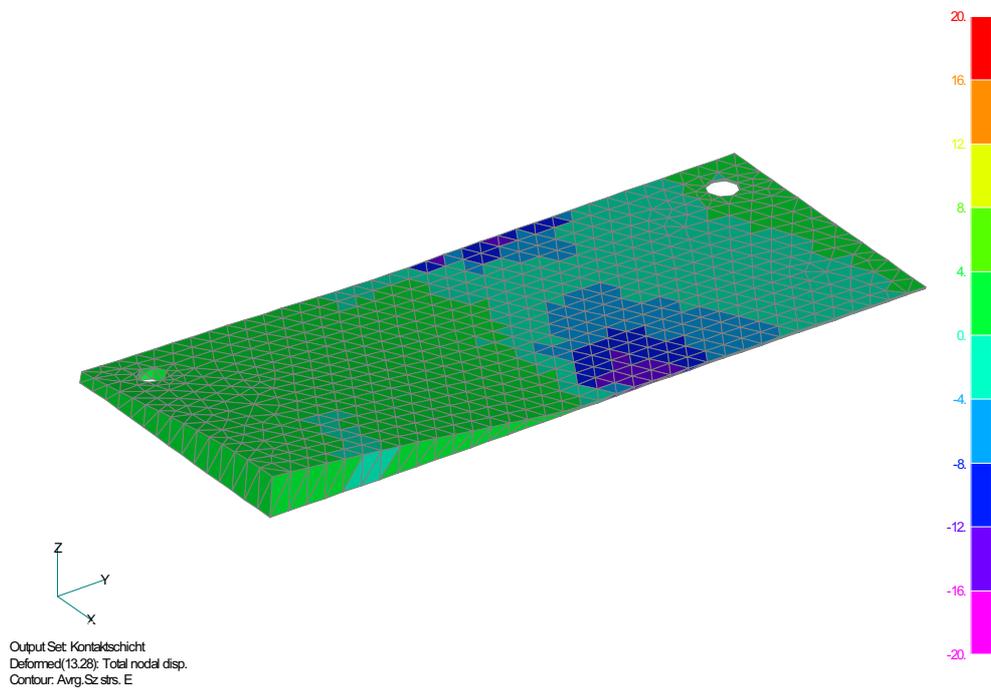


Abb. A-32: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 26\text{mm}$ )

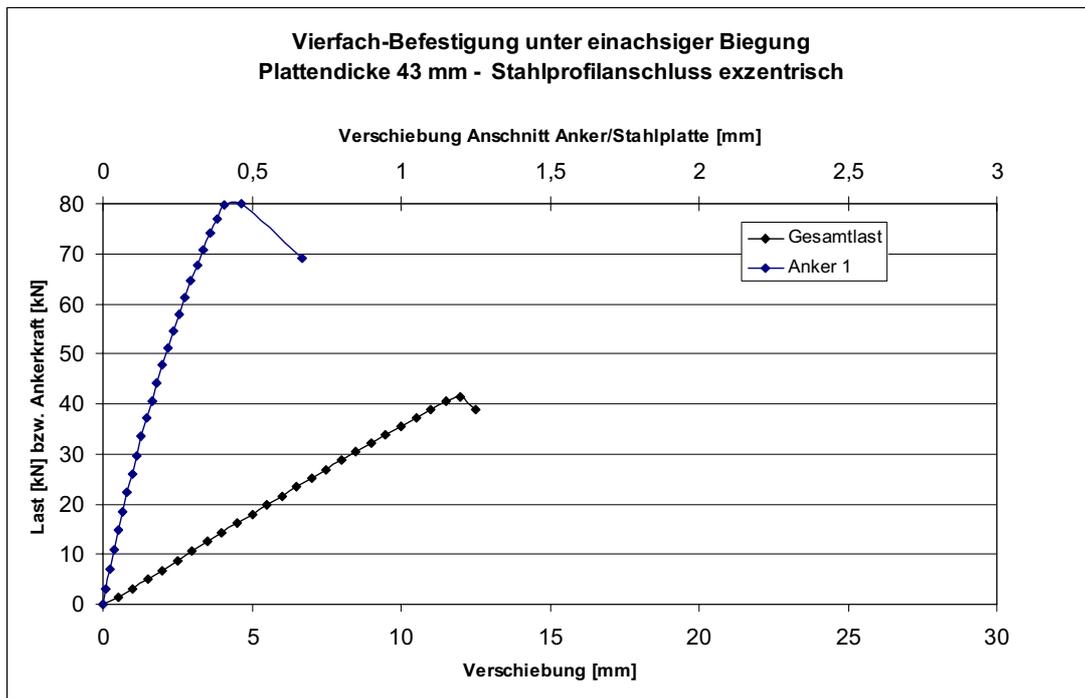


Abb. A-33: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 43 mm Plattendicke

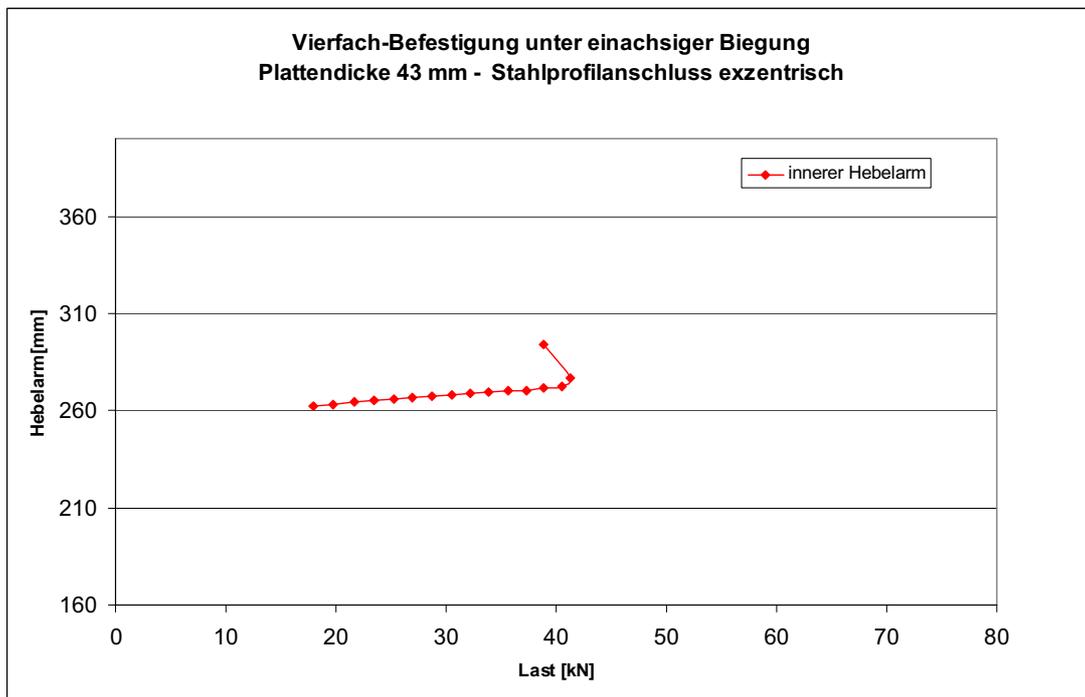


Abb. A-34: Veränderung des inneren Hebelarms

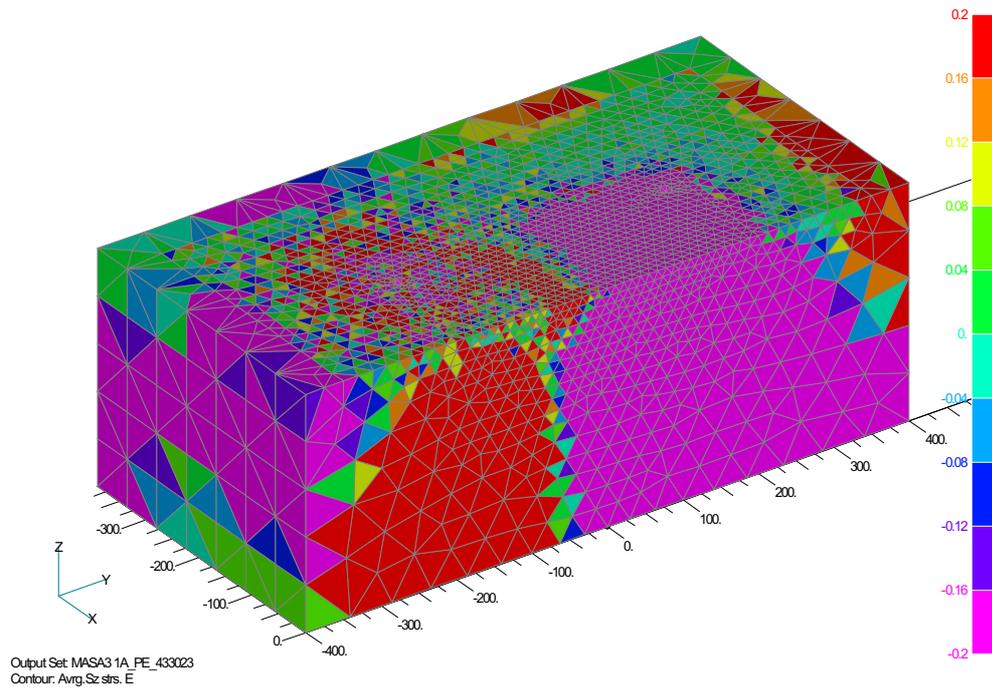


Abb. A-35: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 43\text{mm}$ )

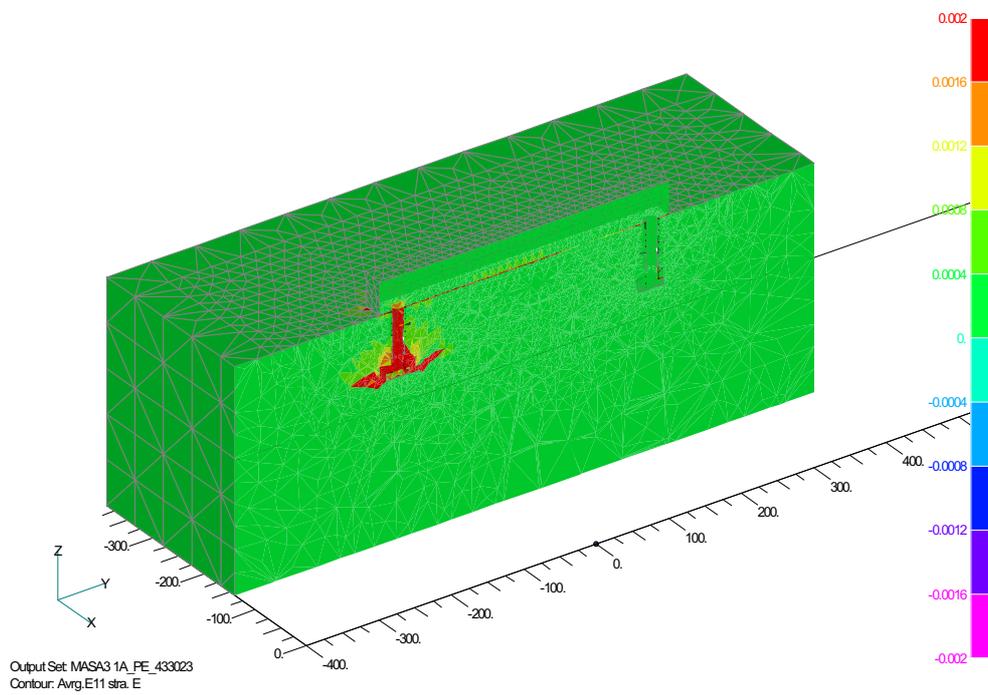


Abb. A-36: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 43\text{mm}$ )

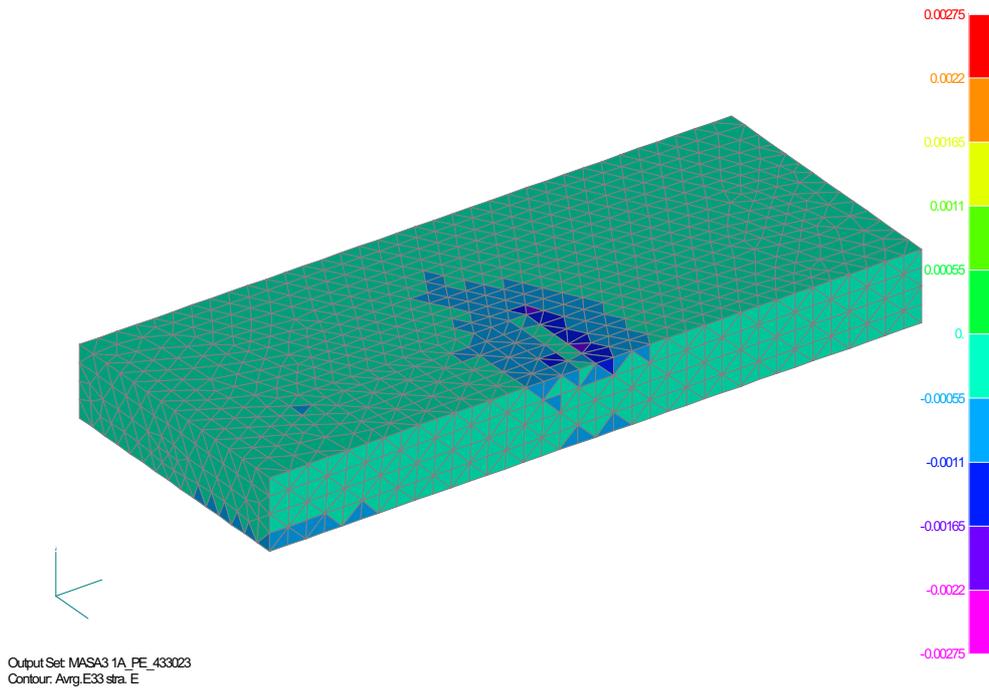


Abb. A-37: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 43\text{mm}$ )

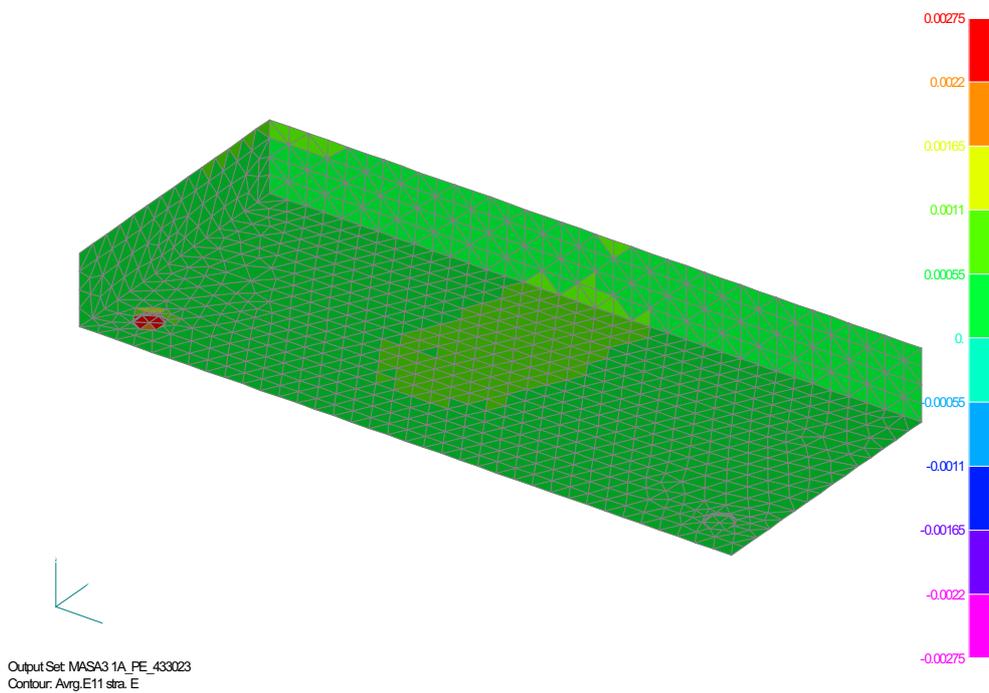


Abb. A-38: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 43\text{mm}$ )

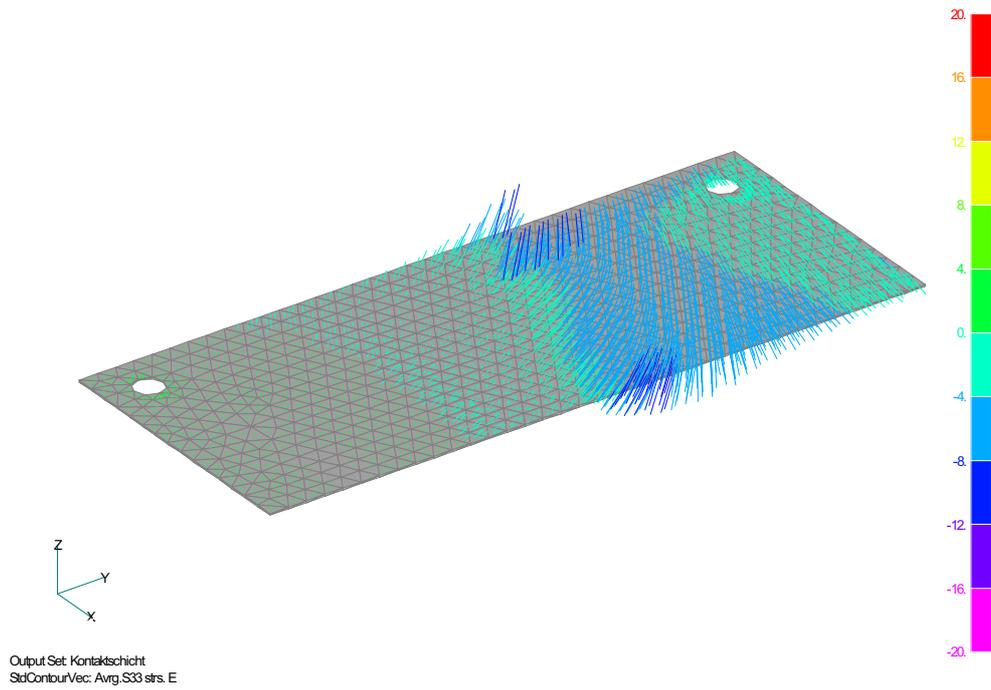


Abb. A-39: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 43\text{mm}$ )

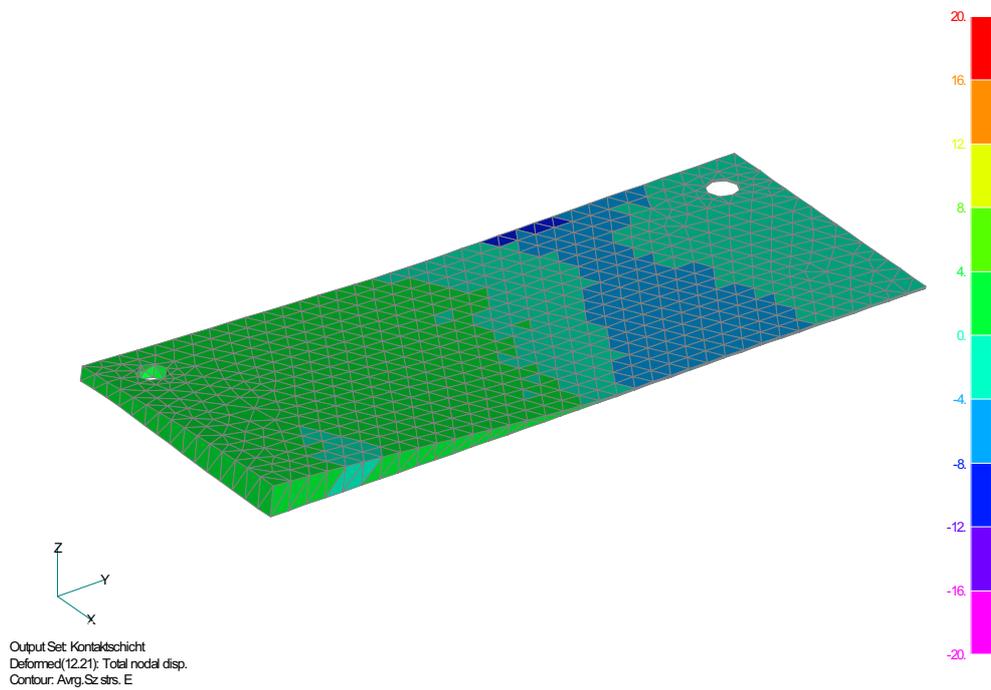


Abb. A-40: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 43\text{mm}$ )

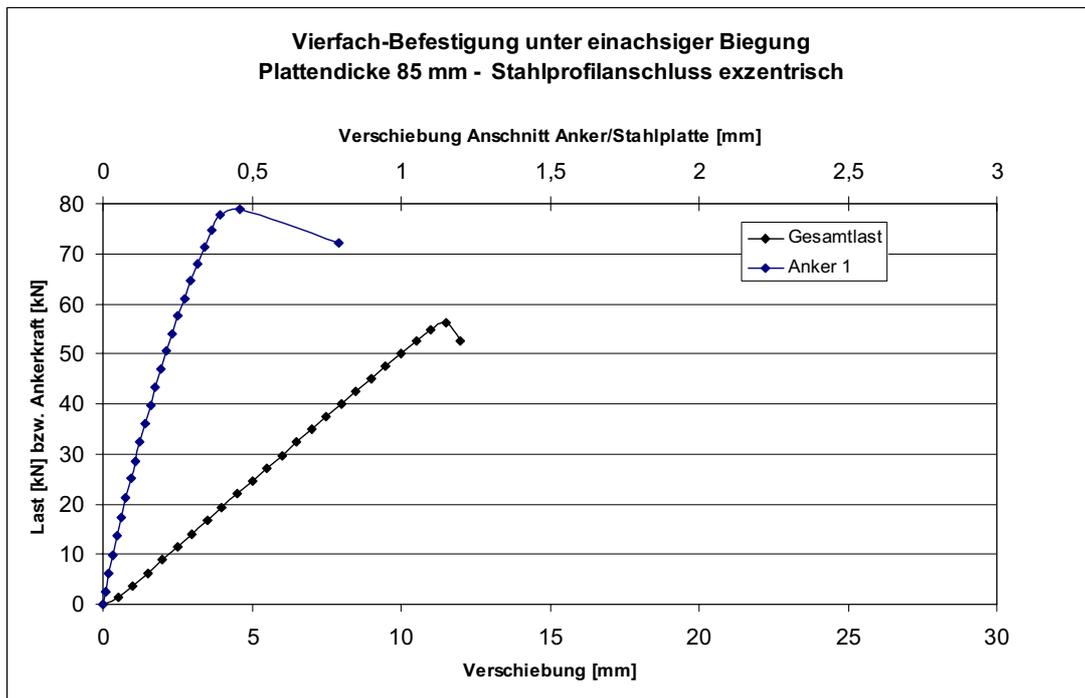


Abb. A-41: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 85 mm Plattendicke

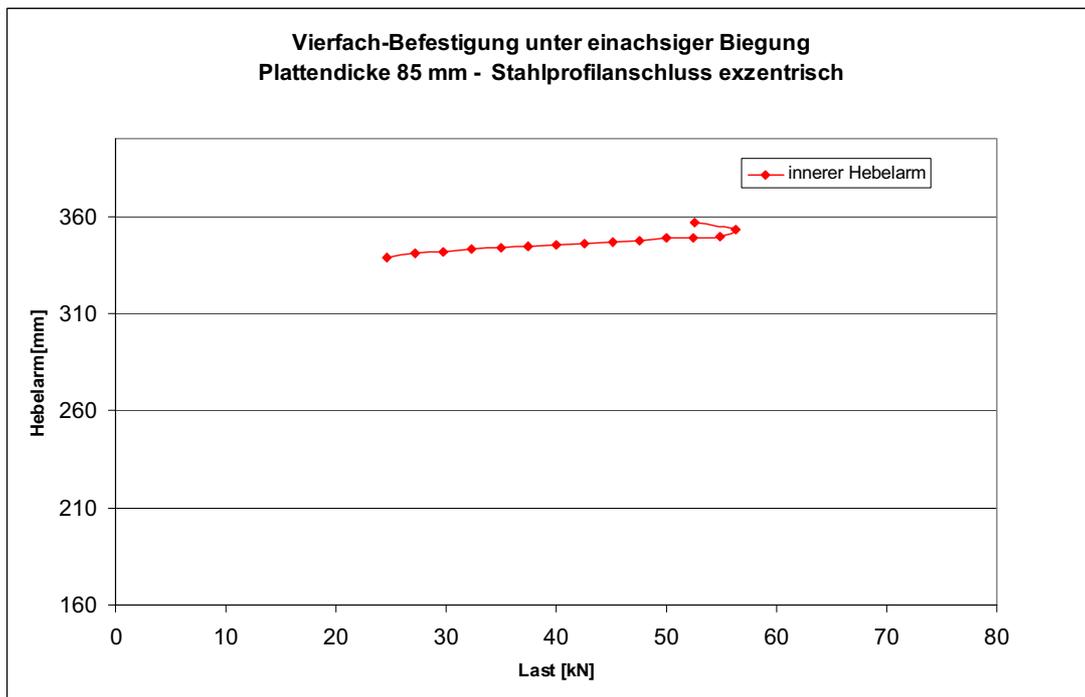


Abb. A-42: Veränderung des inneren Hebelarms

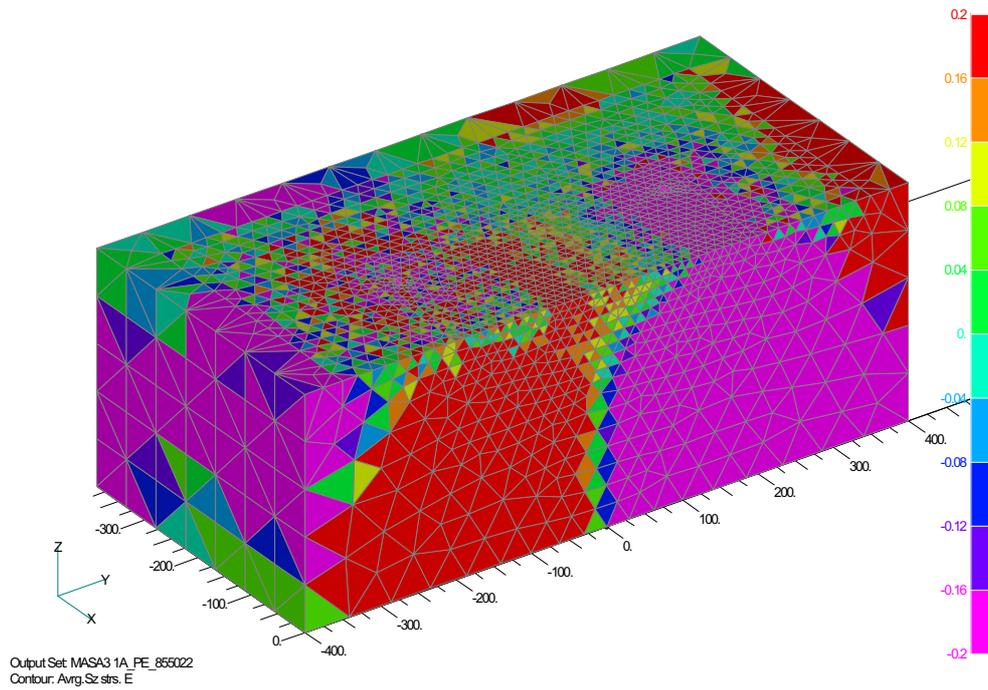


Abb. A-43: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 85\text{mm}$ )

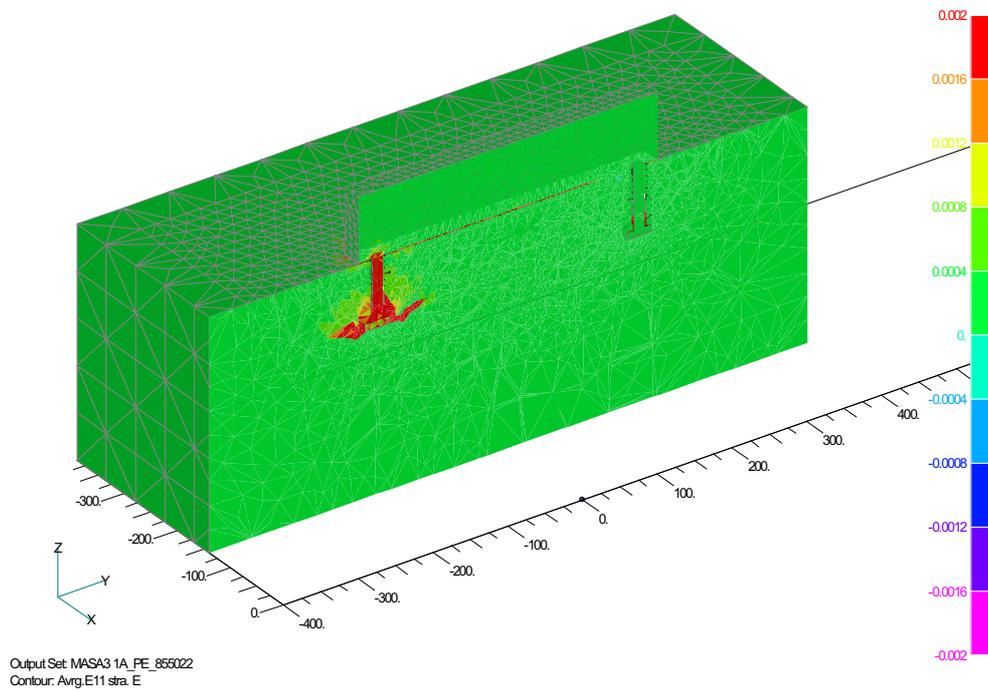


Abb. A-44: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 85\text{mm}$ )

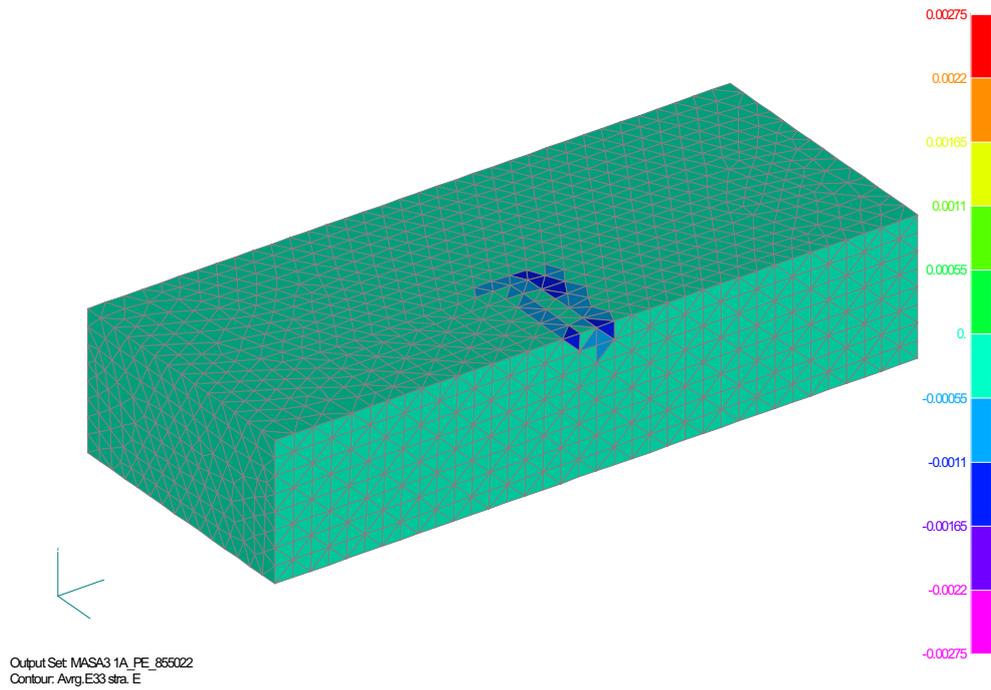


Abb. A-45: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 85\text{mm}$ )

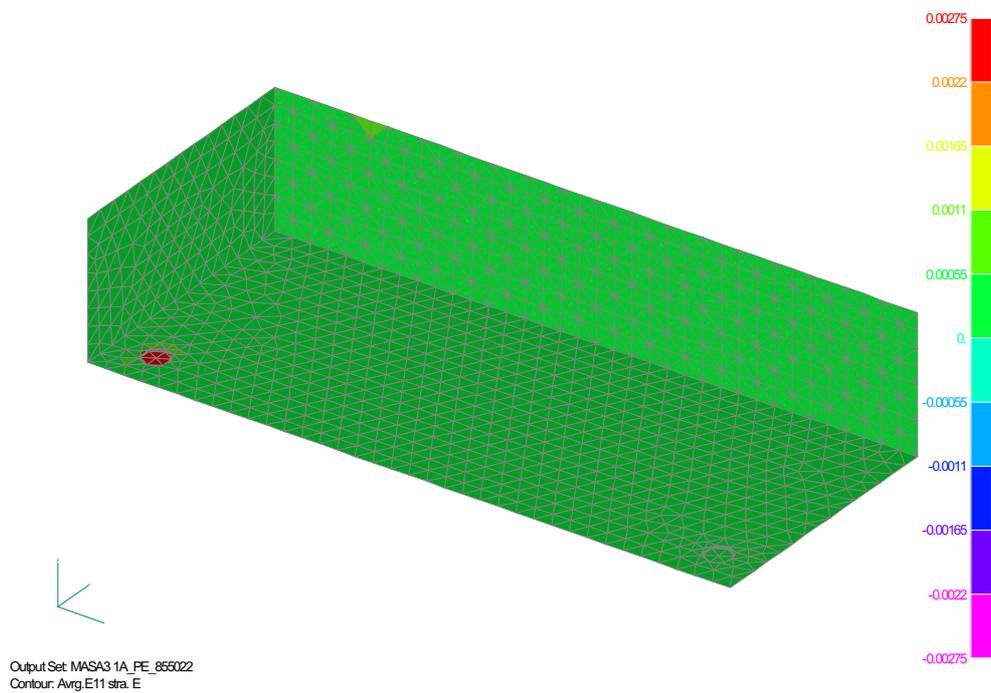


Abb. A-46: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 85\text{mm}$ )

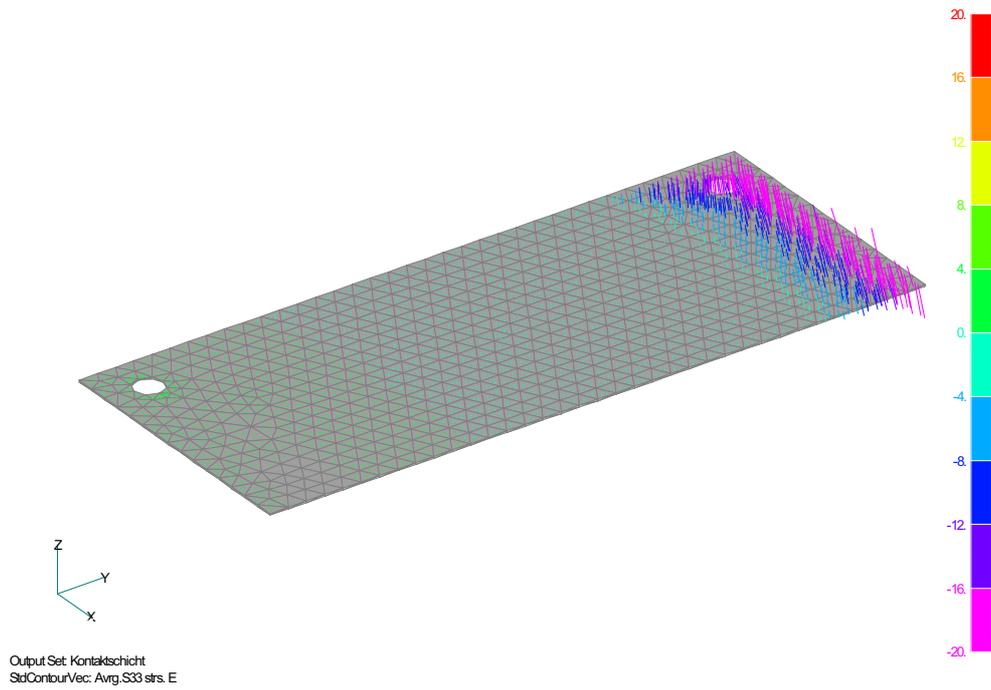


Abb. A-47: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 85\text{mm}$ )

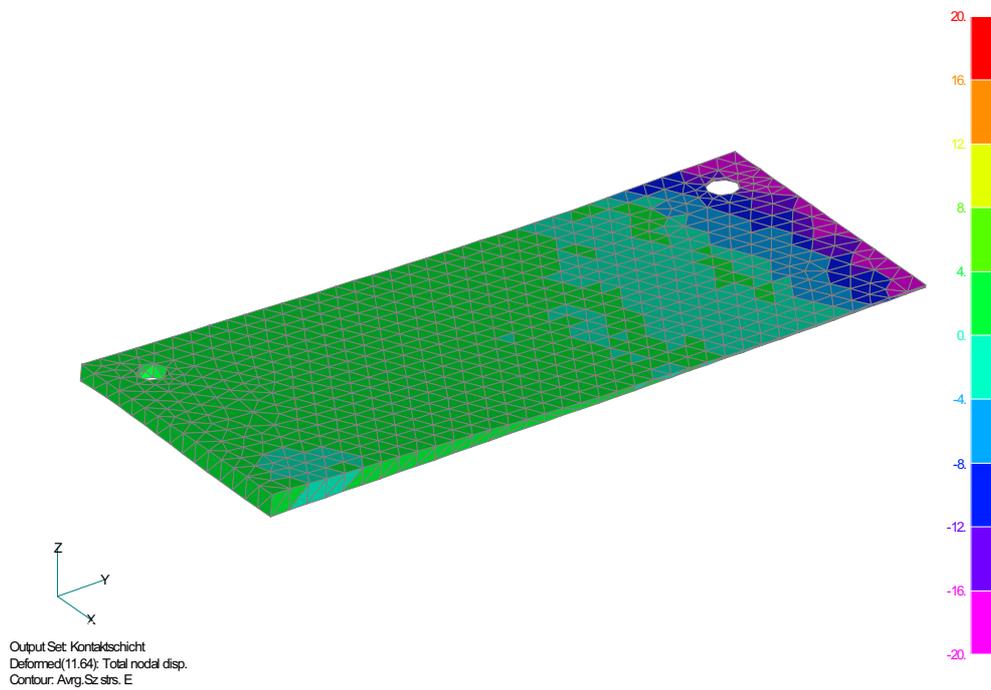


Abb. A-48: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 85\text{mm}$ )



### A.1.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse

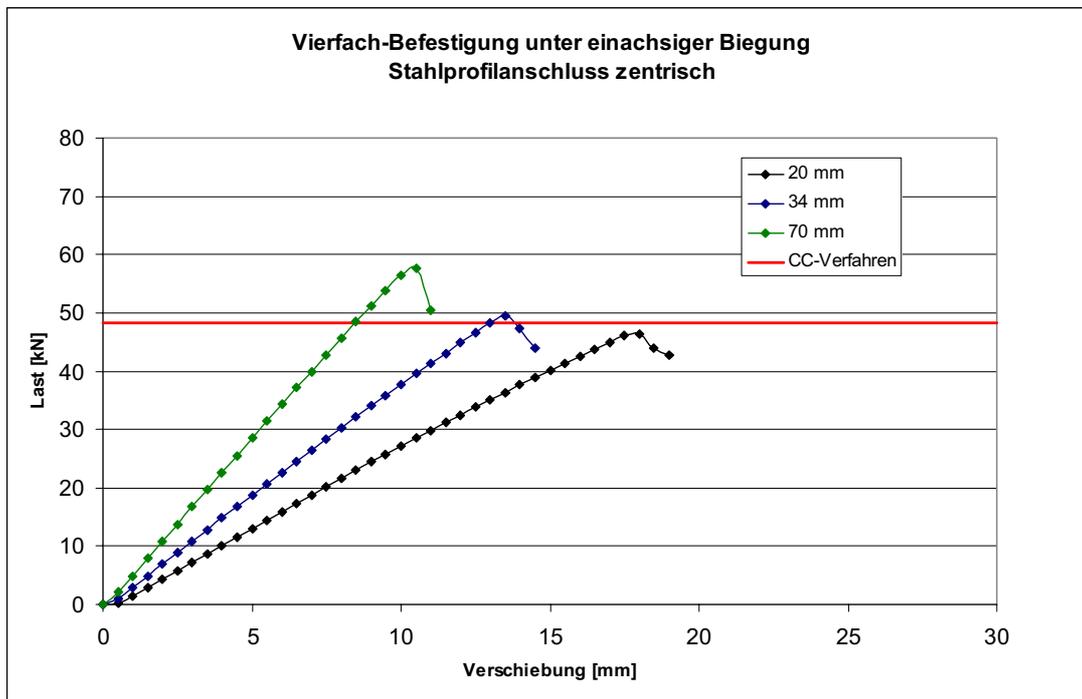


Abb. A-49: Gesamtlast-Verschiebungskurven zentrisches Profil

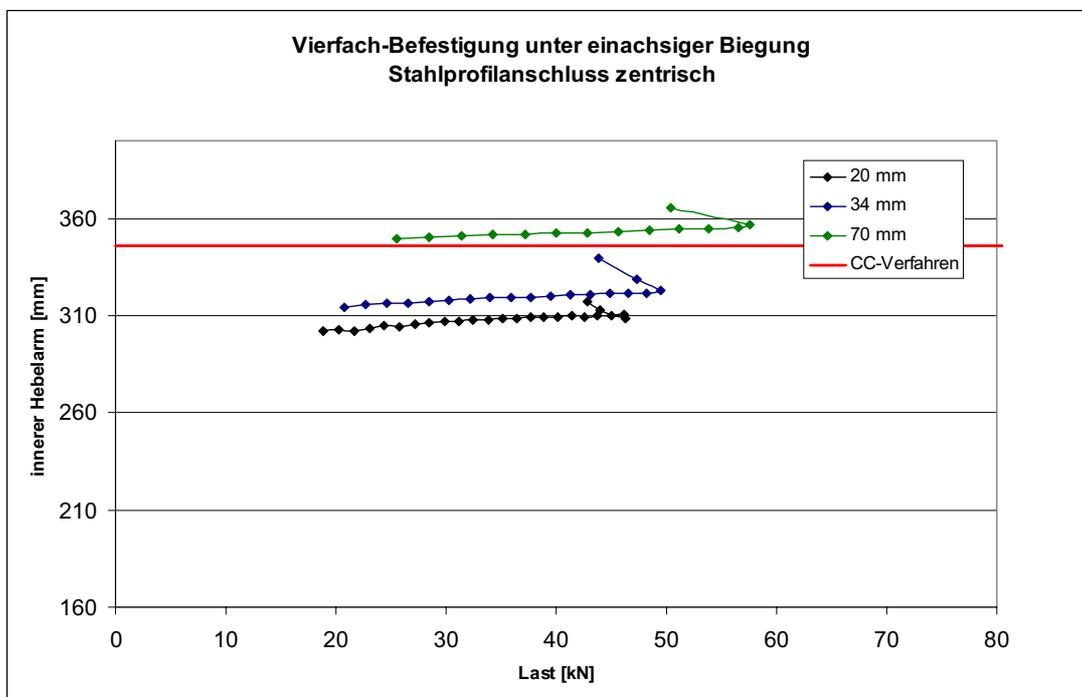


Abb. A-50: Veränderung innerer Hebelarm bei zentrischem Profil

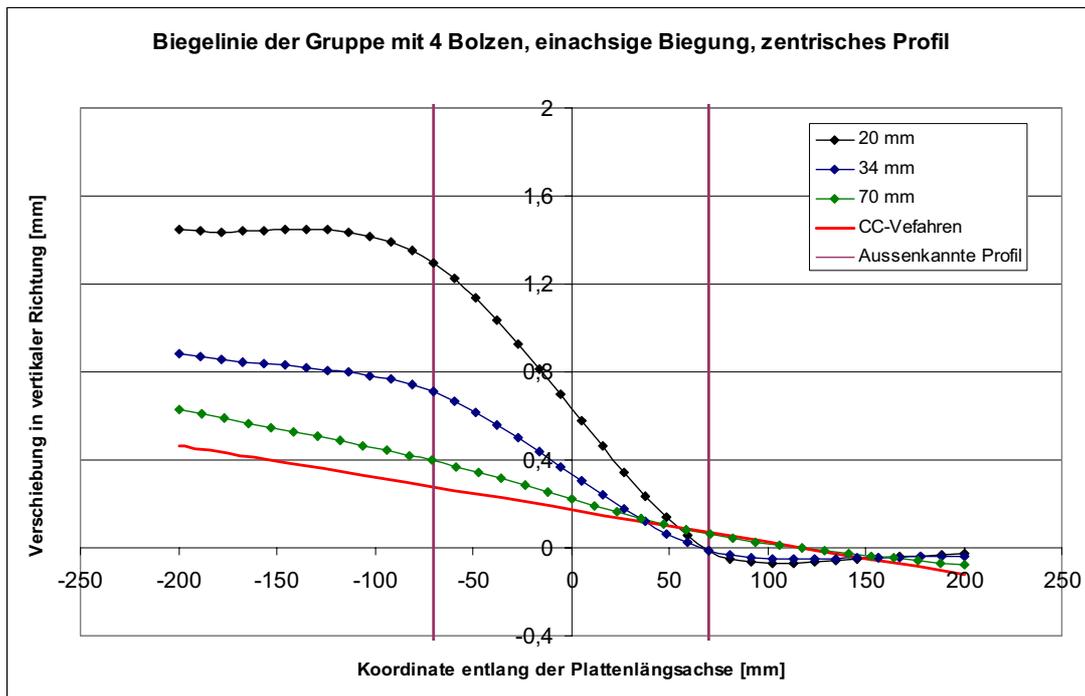


Abb. A-51: Biegelinie der Ankerplatte mit zentrisch angeschlossenen Profil

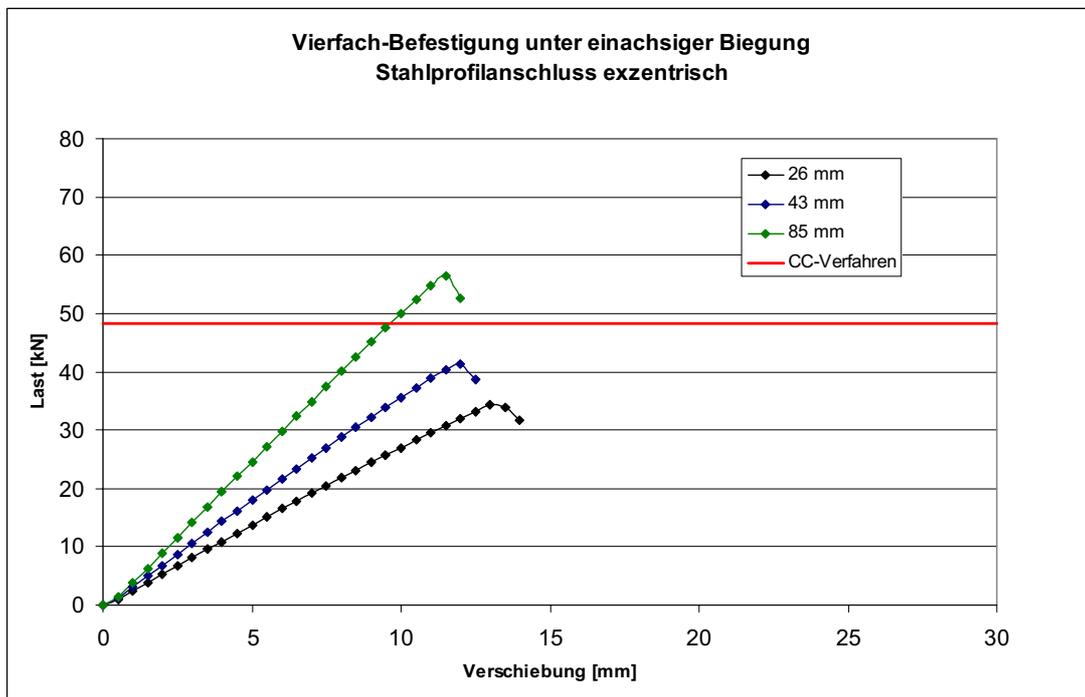


Abb. A-52: Gesamtlast-Verschiebungskurven exzentrisches Profil

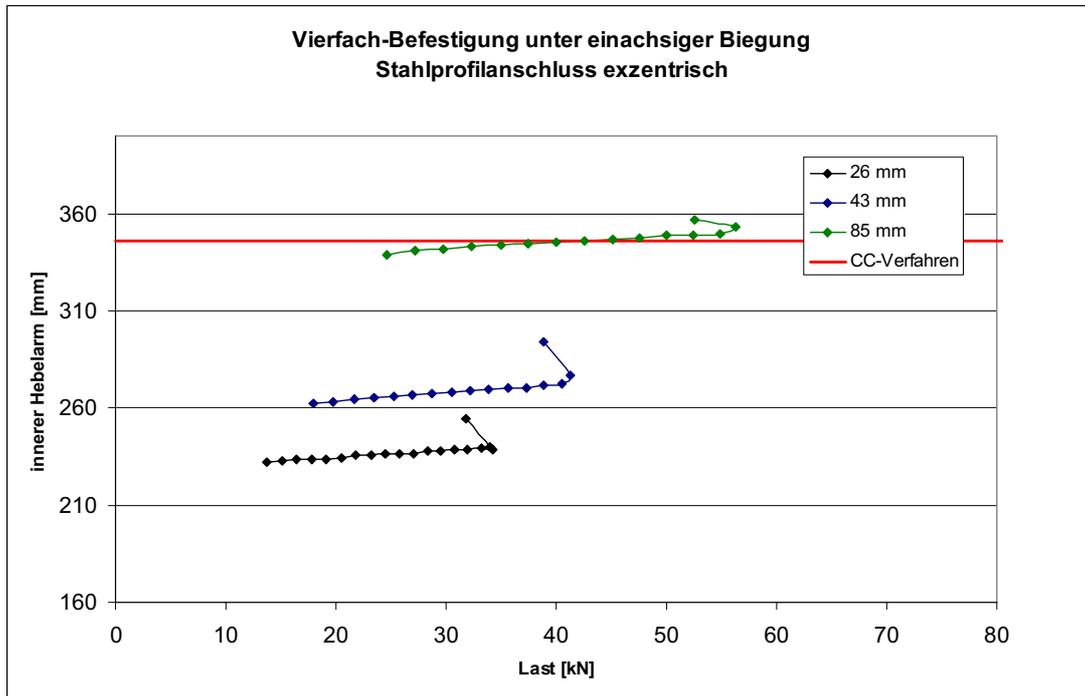


Abb. A-53: Veränderung innerer Hebelarm bei exzentrischem Profil

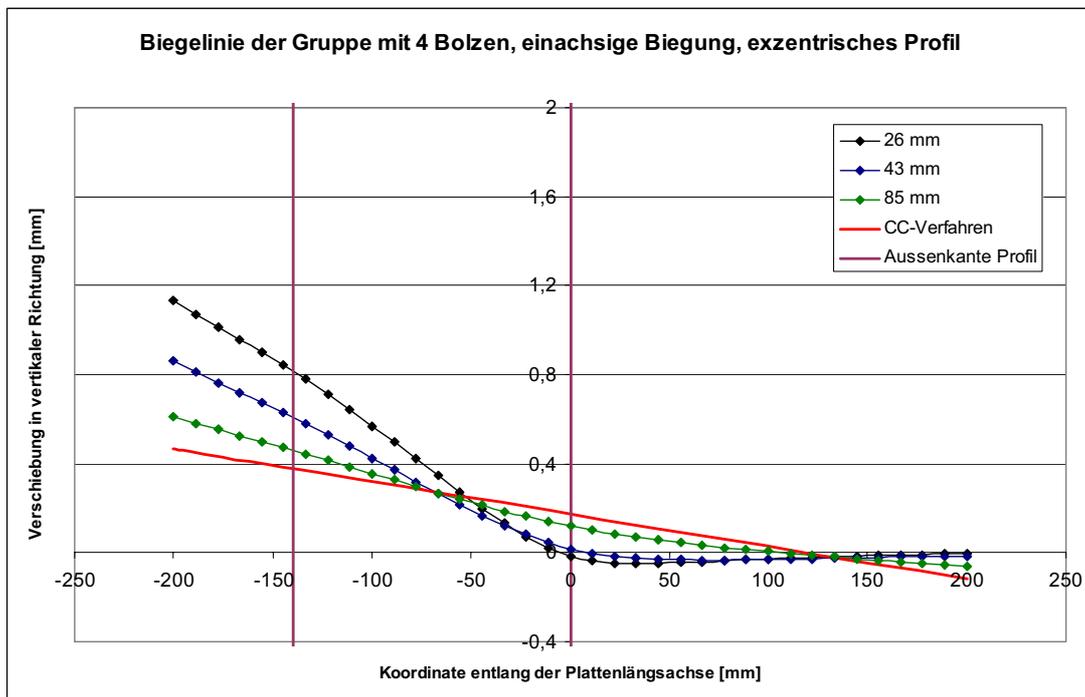


Abb. A-54: Biegelinie der Ankerplatte mit zentrisch angeschlossenen Profil



## A.2 6-fach Befestigung – einachsige Biegung

### A.2.1 Zentrischer Profilanschluß

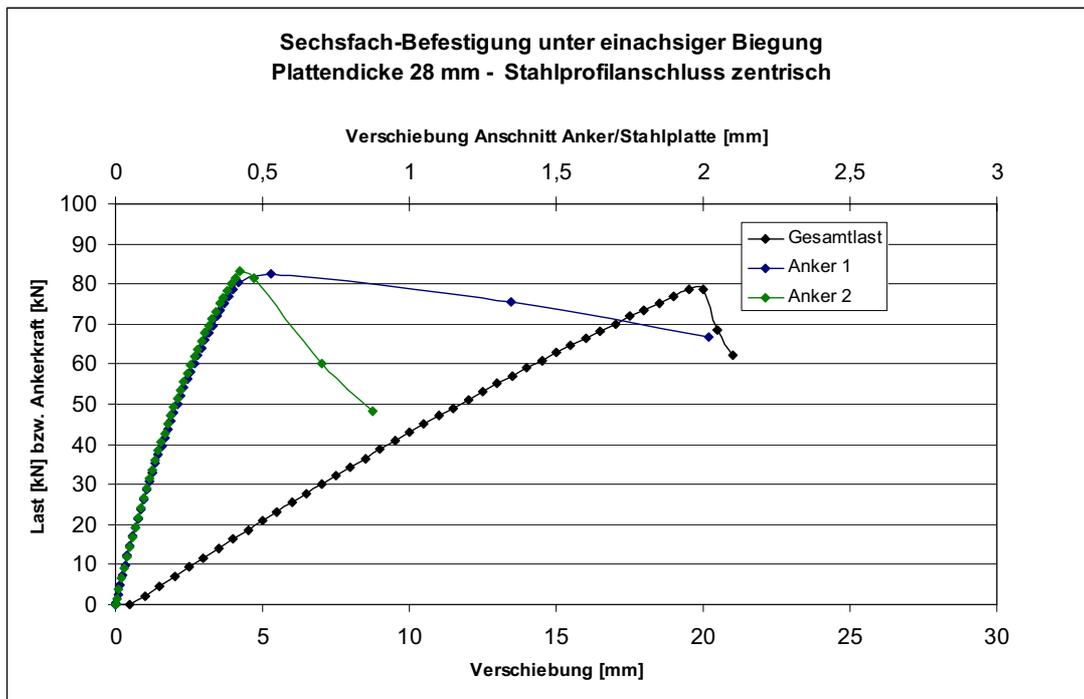


Abb. A-55: Last-Verschiebungskurve 6-fach Befestigung, 28 mm Plattendicke

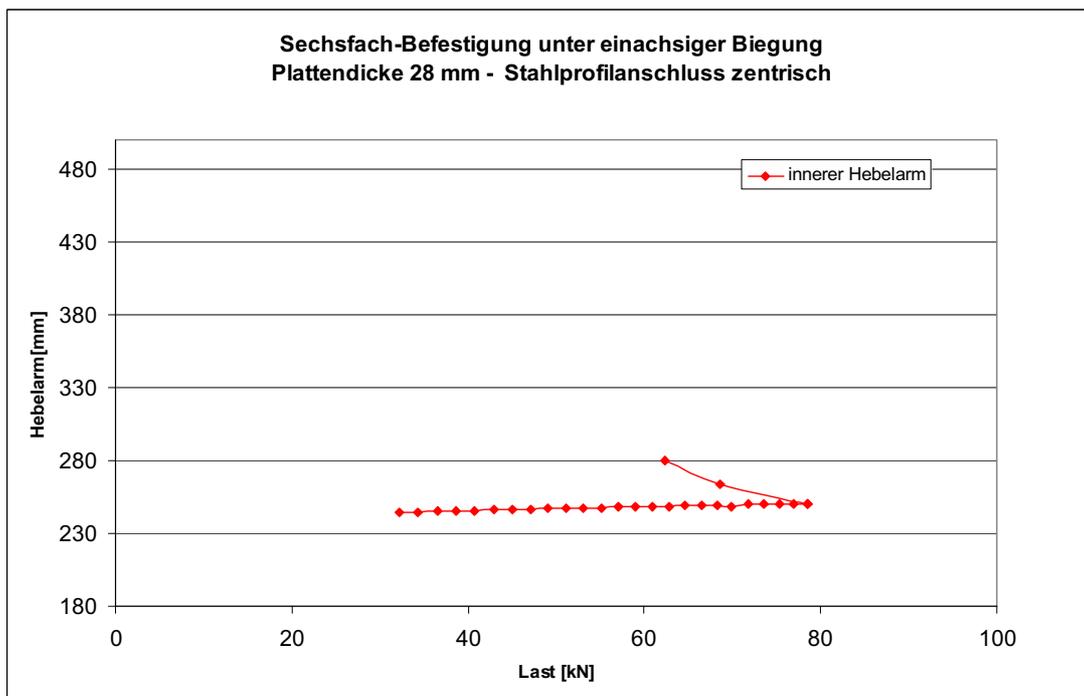


Abb. A-56: Veränderung des inneren Hebelarms

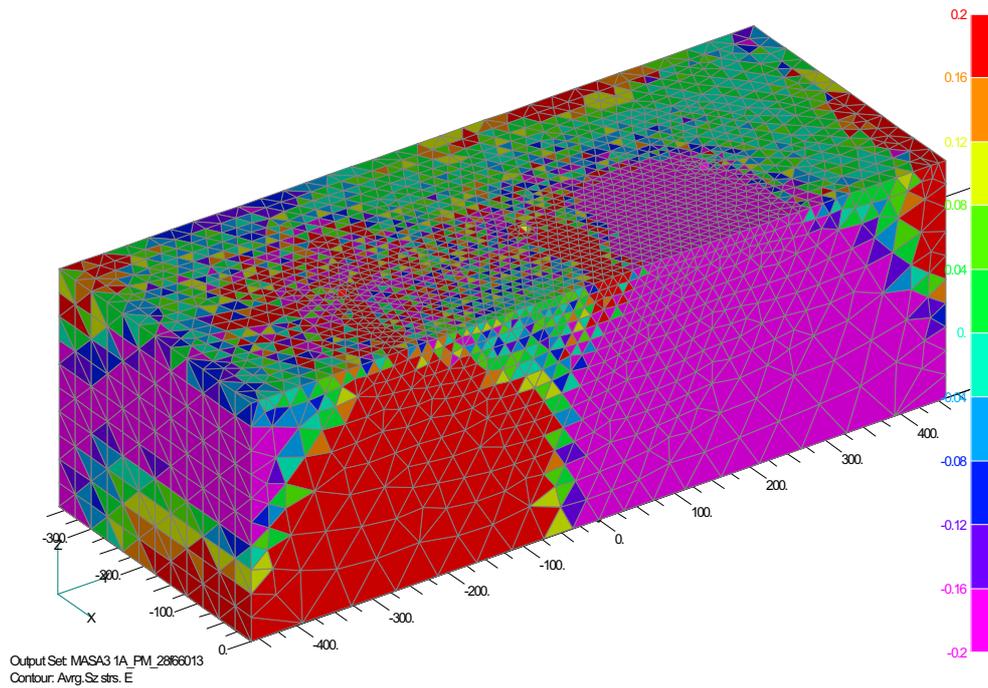


Abb. A-57: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 28\text{mm}$ )

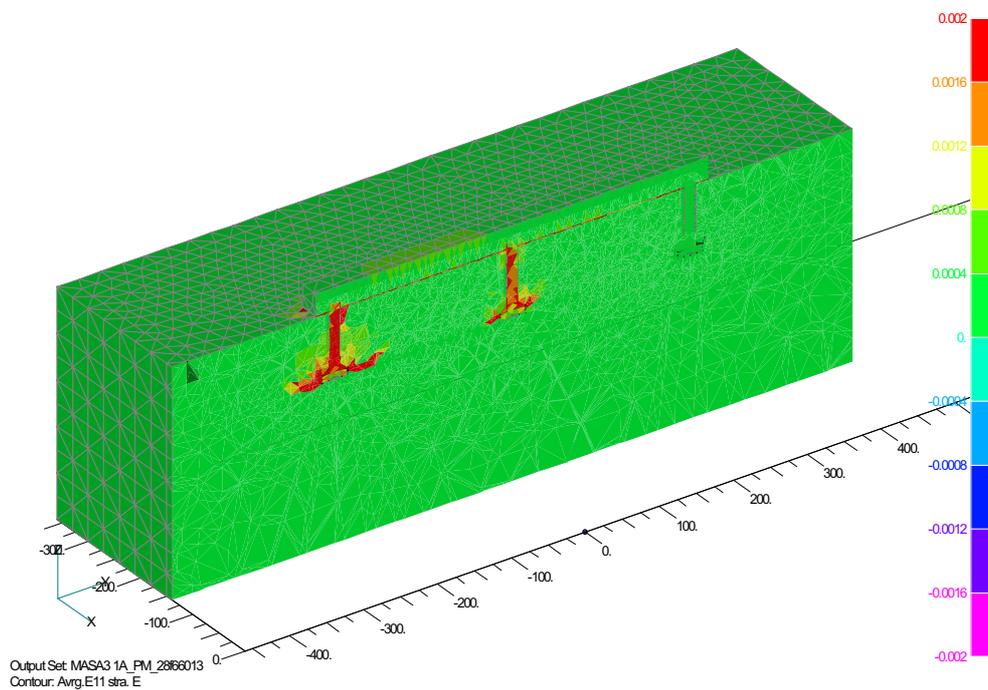


Abb. A-58: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 28\text{mm}$ )

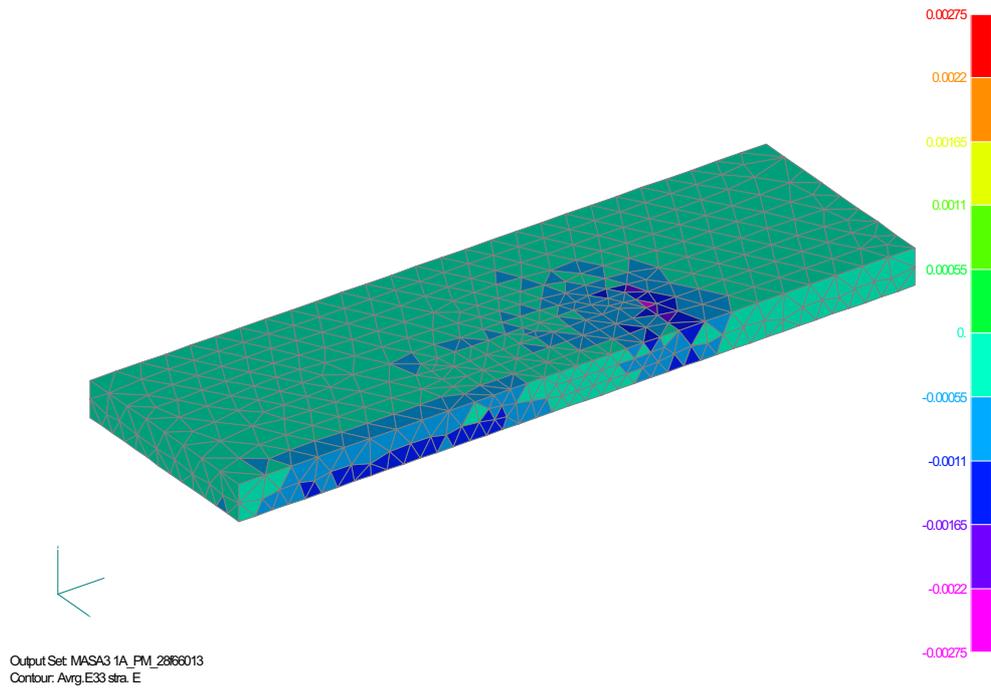


Abb. A-59: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 28\text{mm}$ )

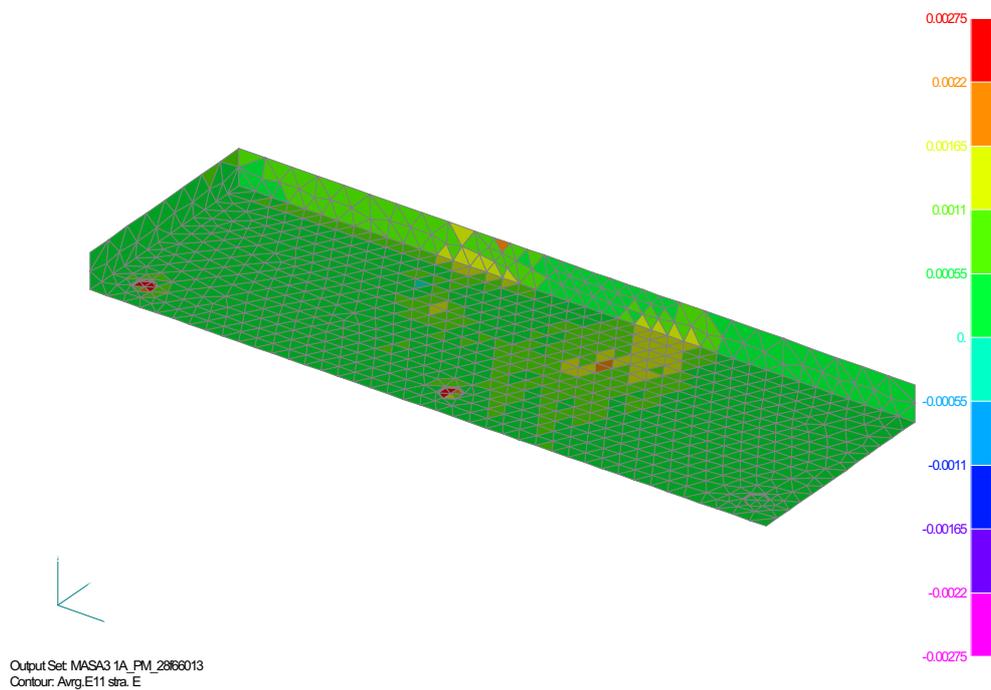


Abb. A-60: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 28\text{mm}$ )

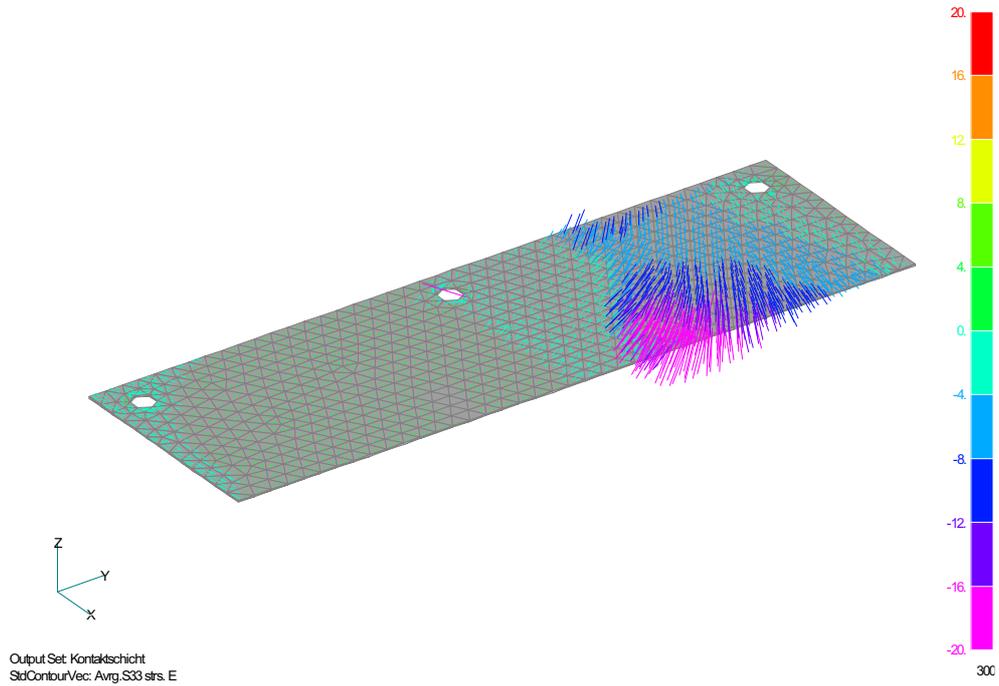


Abb. A-61: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 28\text{mm}$ )

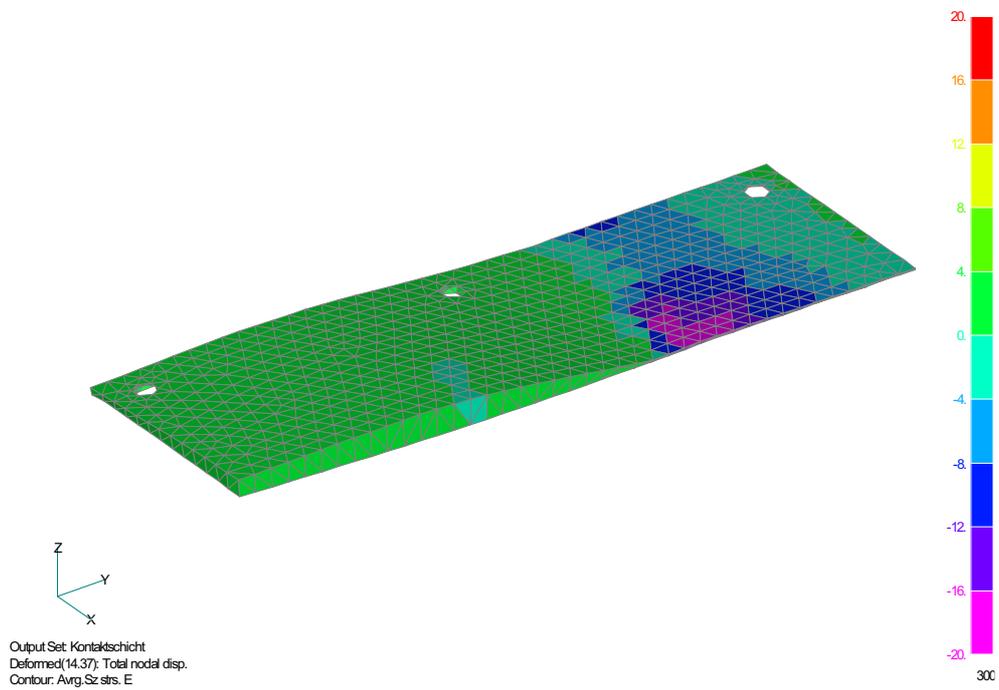


Abb. A-62: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 28\text{mm}$ )

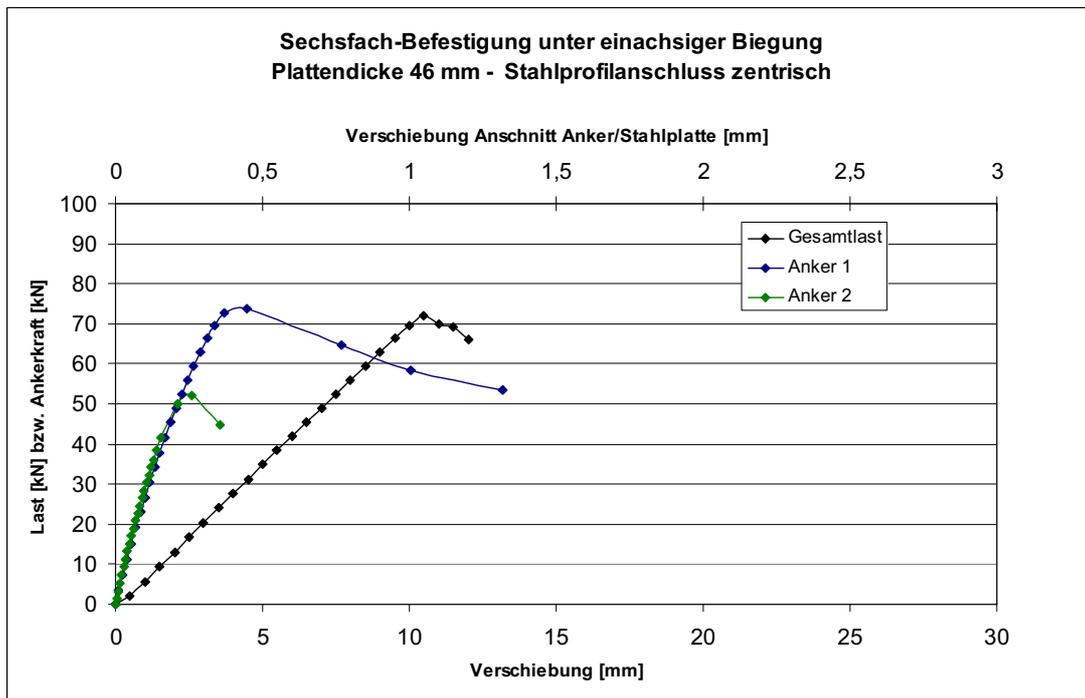


Abb. A-63: Last-Verschiebungskurve 6-fach Befestigung, 46 mm Plattendicke

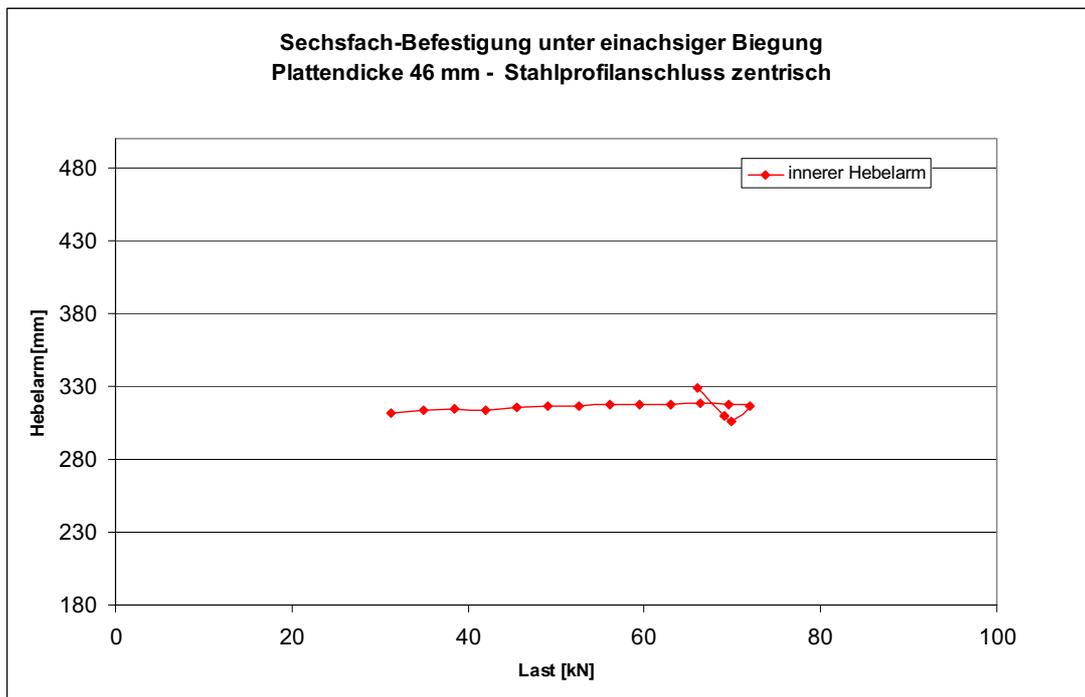


Abb. A-64: Veränderung des inneren Hebelarms

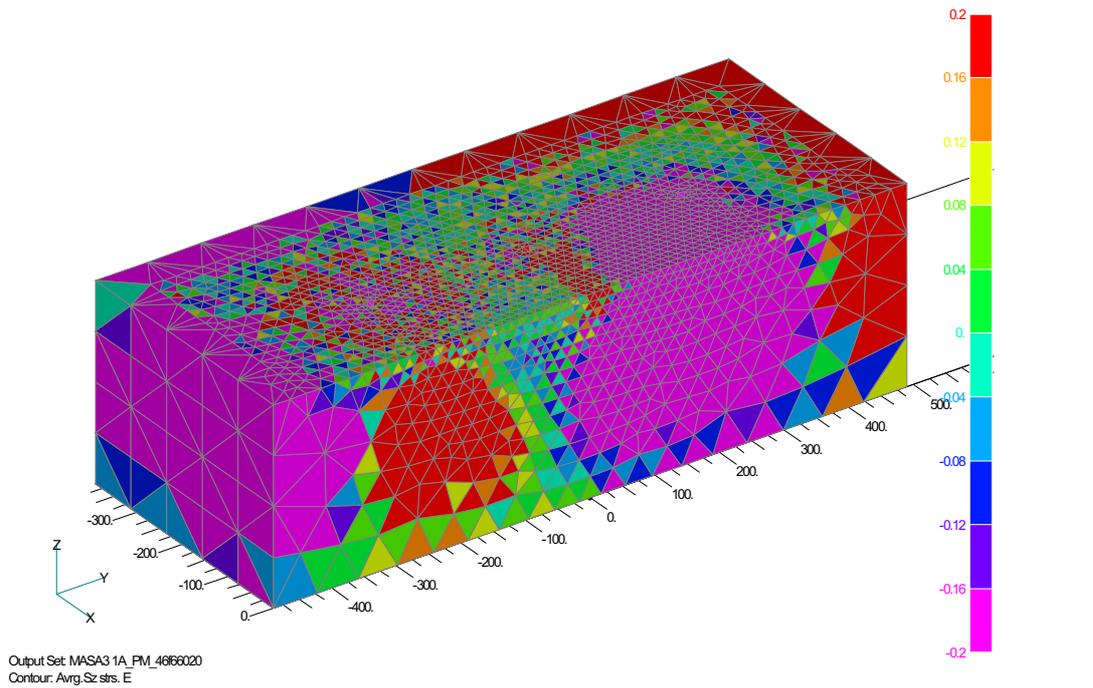


Abb. A-65: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 46\text{mm}$ )

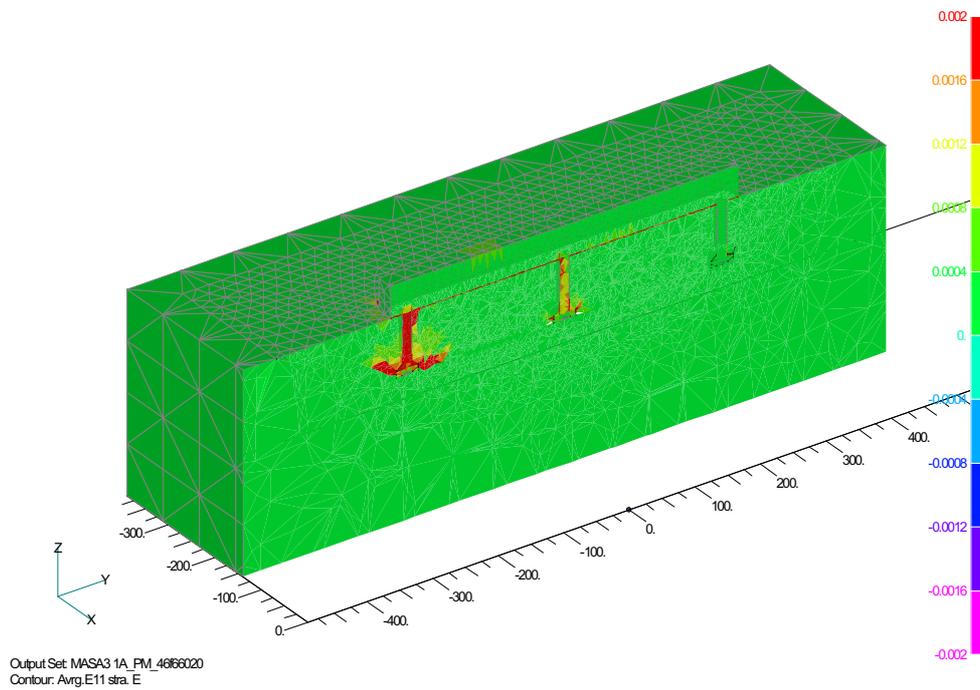


Abb. A-66: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 46\text{mm}$ )

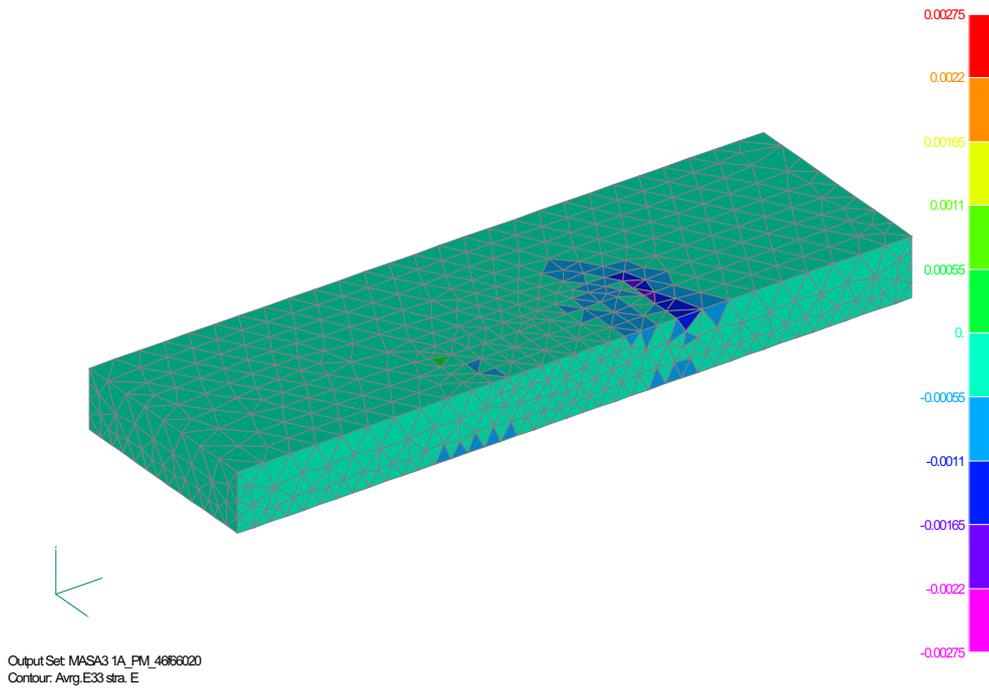


Abb. A-67: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 46\text{mm}$ )

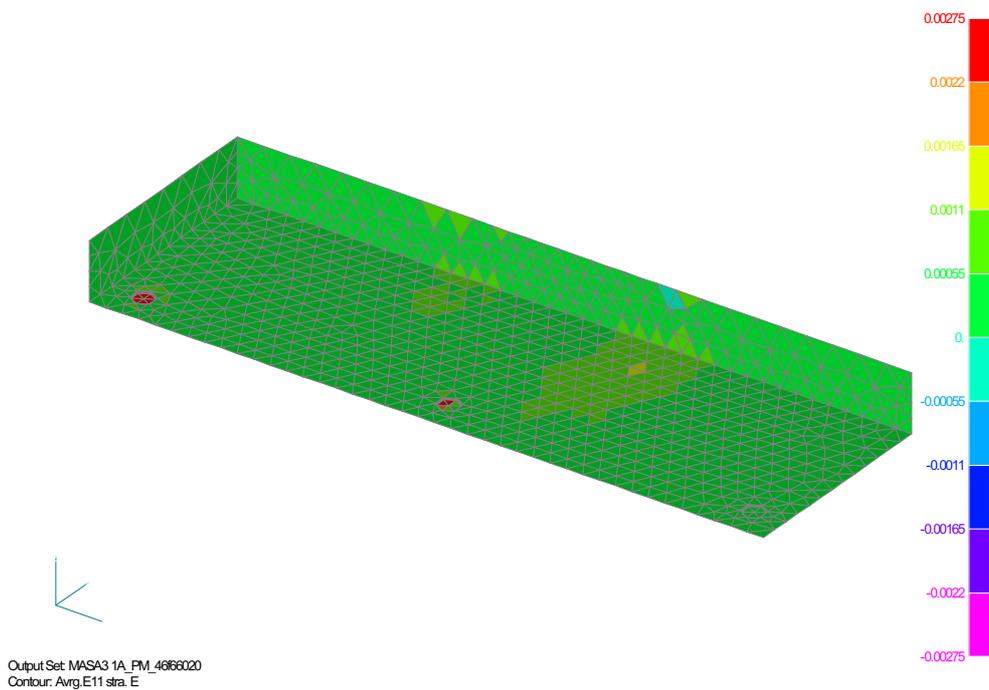


Abb. A-68: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 46\text{mm}$ )

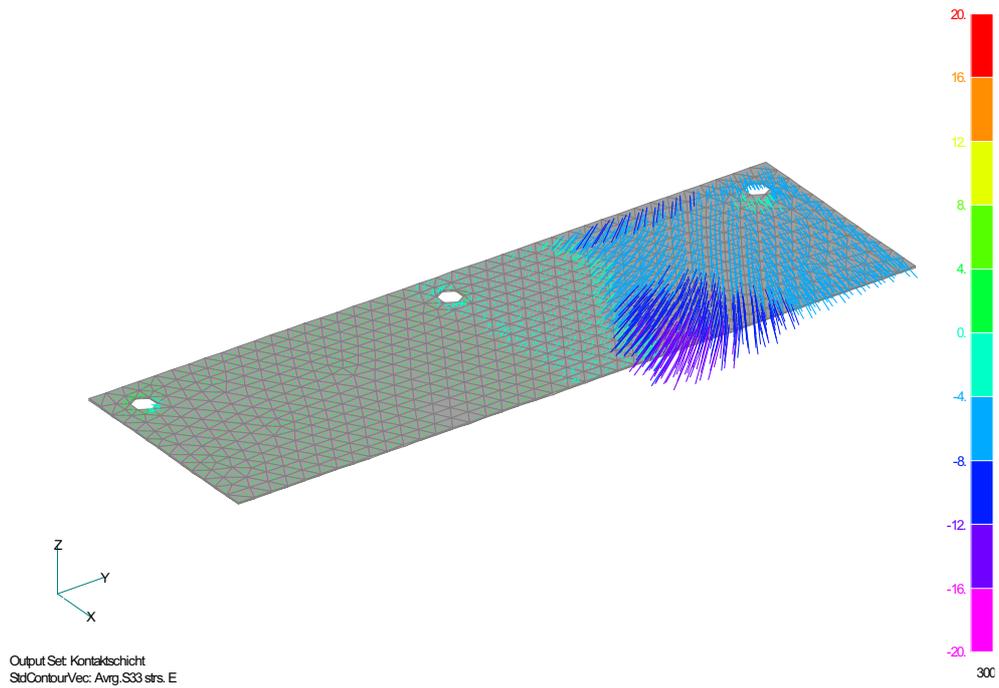


Abb. A-69: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 46\text{mm}$ )

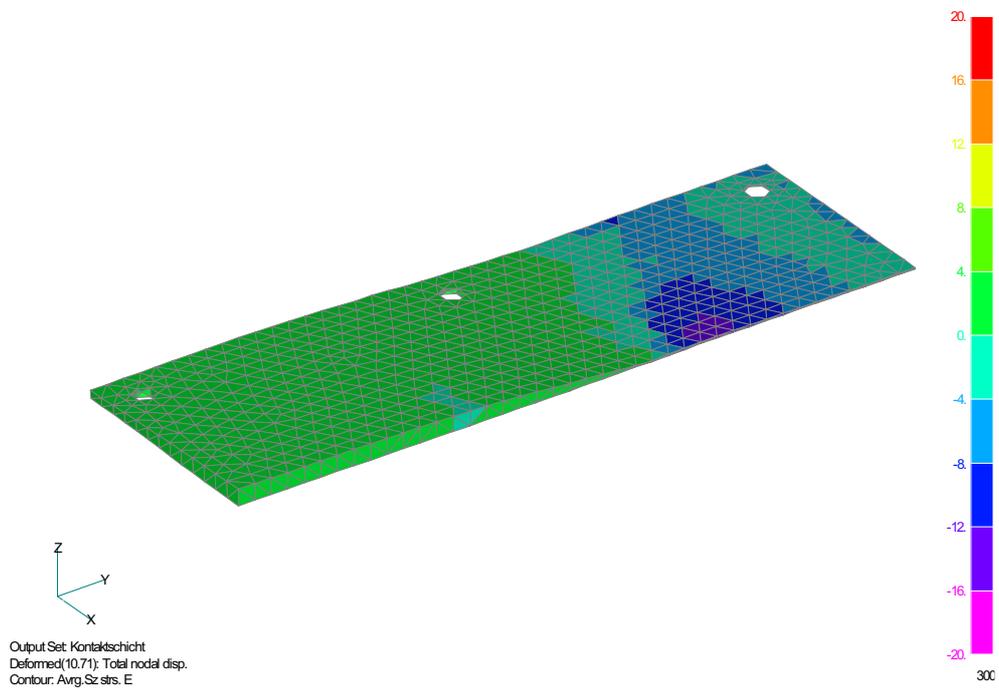


Abb. A-70: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 46\text{mm}$ )

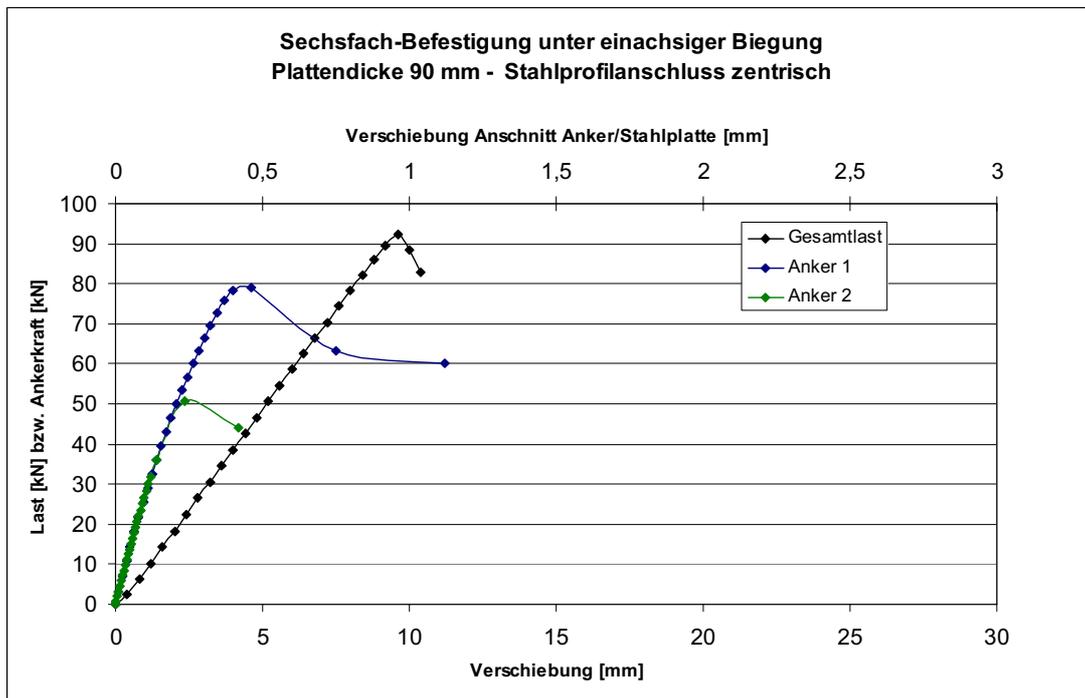


Abb. A-71: Last-Verschiebungskurve 6-fach Befestigung, 90 mm Plattendicke

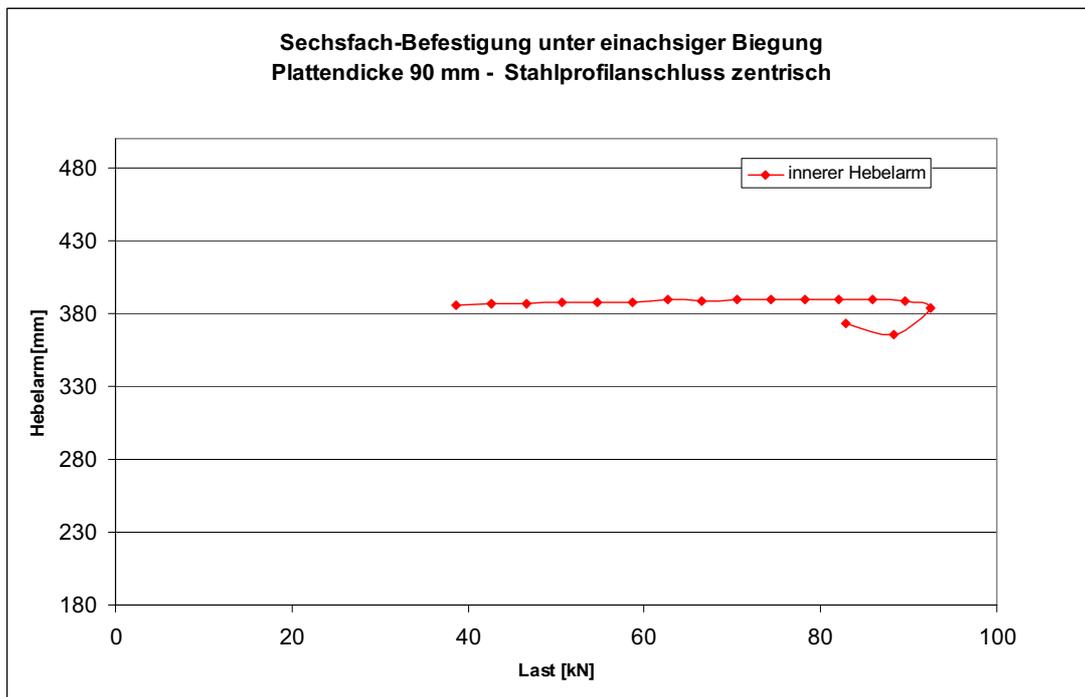


Abb. A-72: Veränderung des inneren Hebelarms

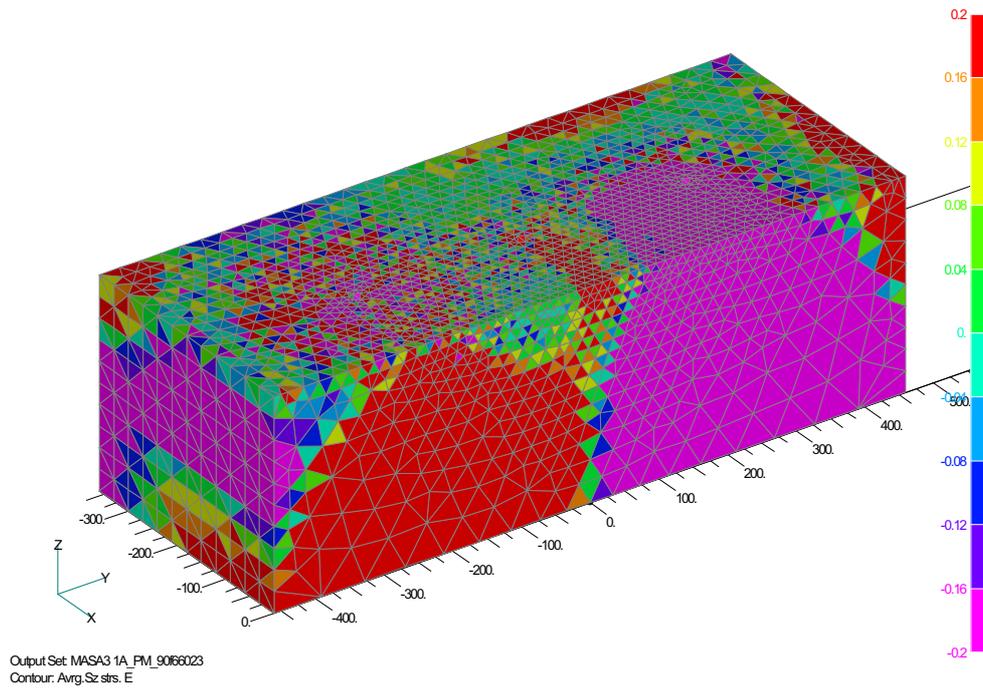


Abb. A-73: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 90\text{mm}$ )

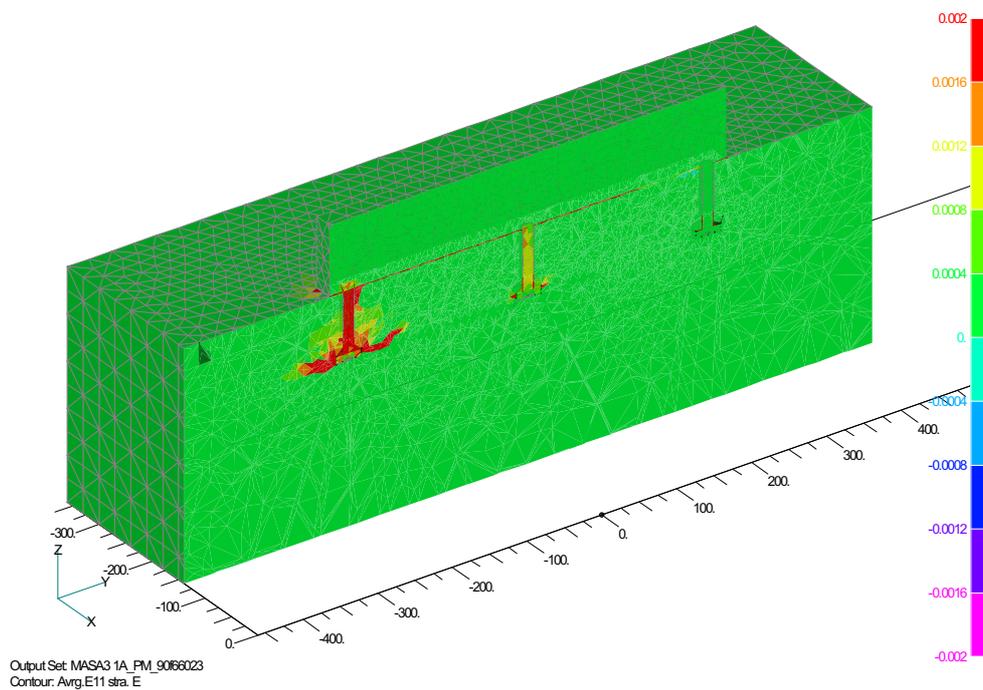


Abb. A-74: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 90\text{mm}$ )

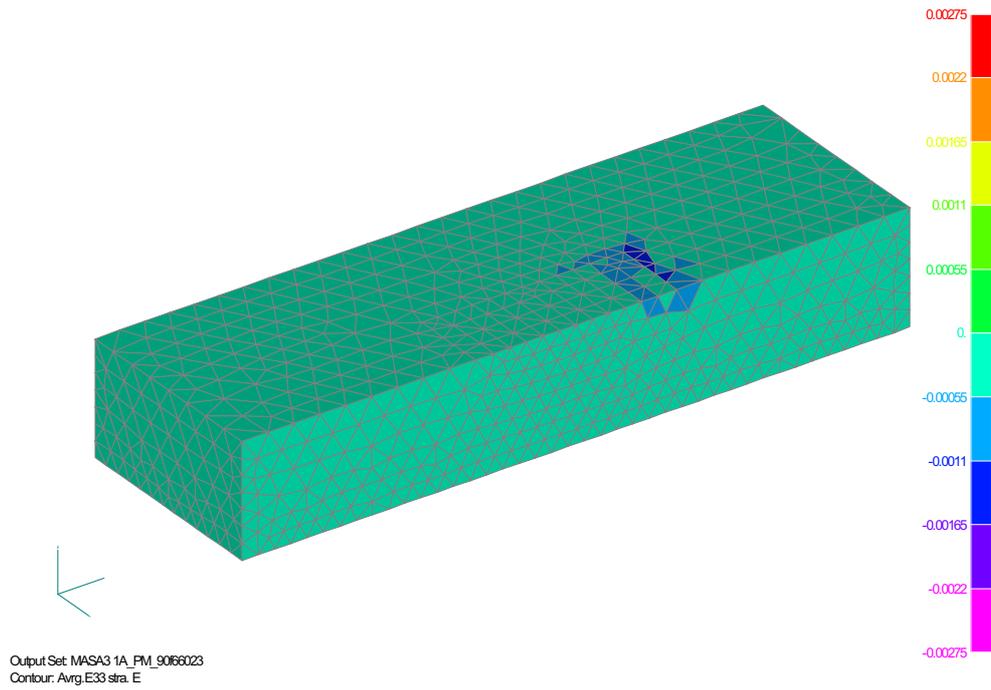


Abb. A-75: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 90\text{mm}$ )

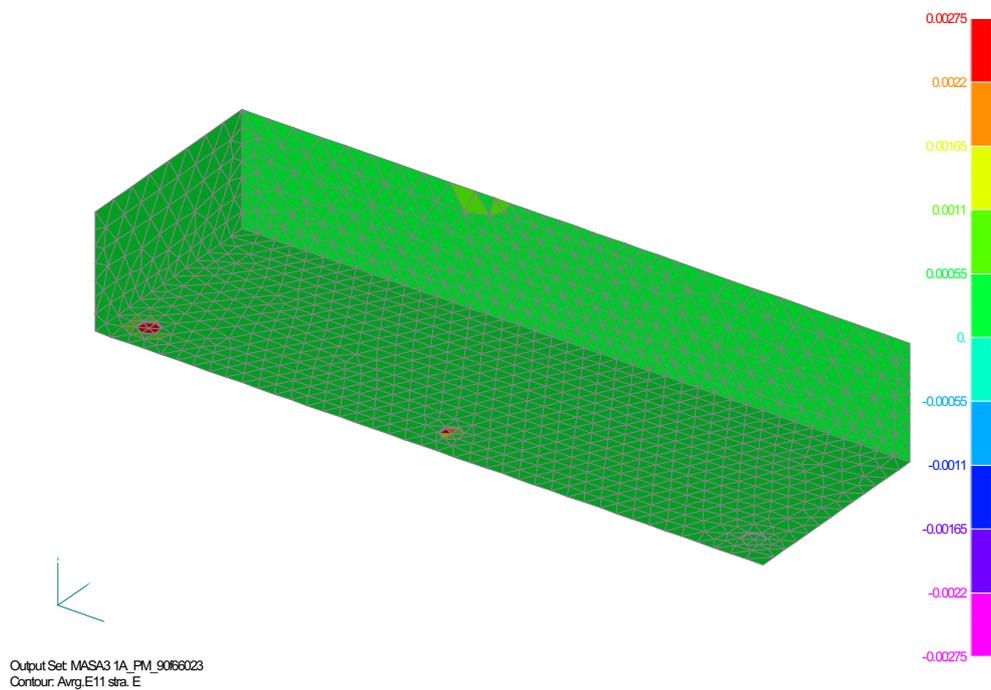


Abb. A-76: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 90\text{mm}$ )

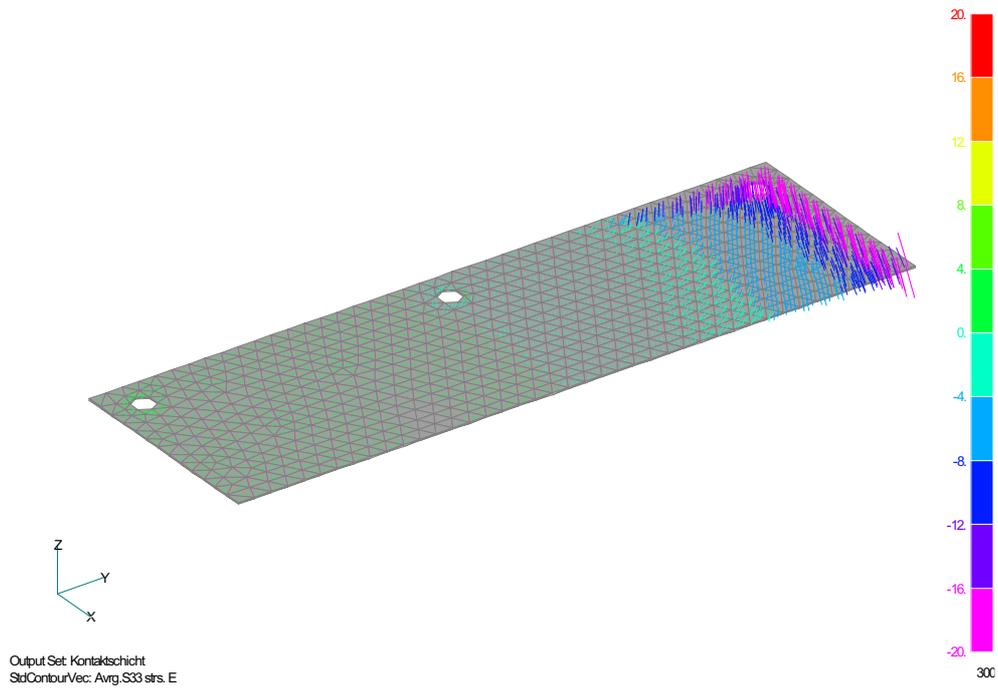


Abb. A-77: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 90\text{mm}$ )

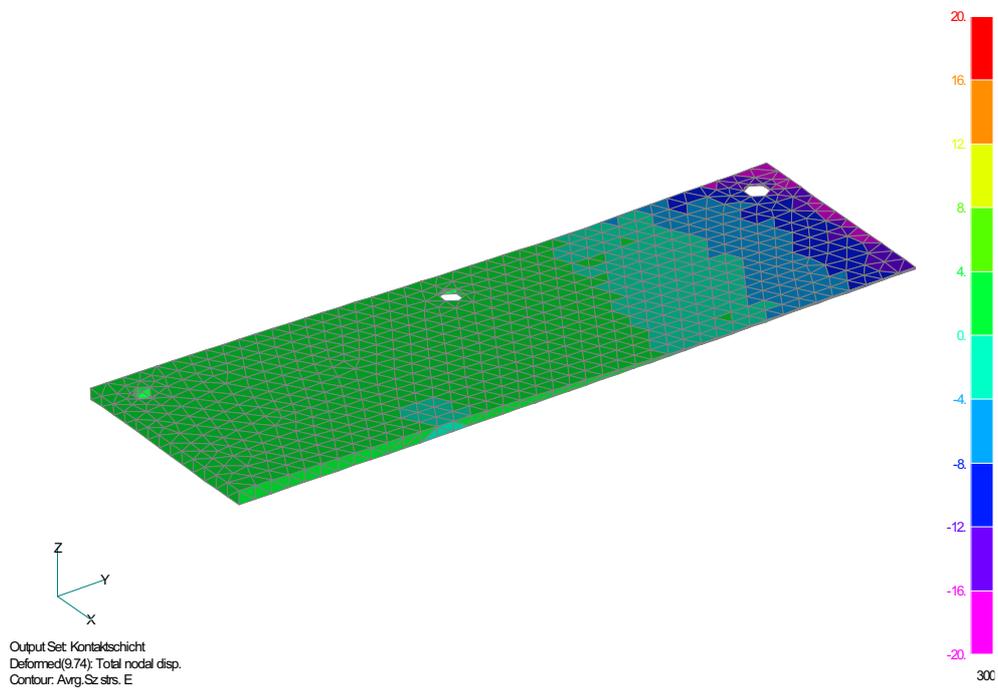


Abb. A-78: Spannung in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 90\text{mm}$ )



### A.2.2 Exzentrischer Profilschluß

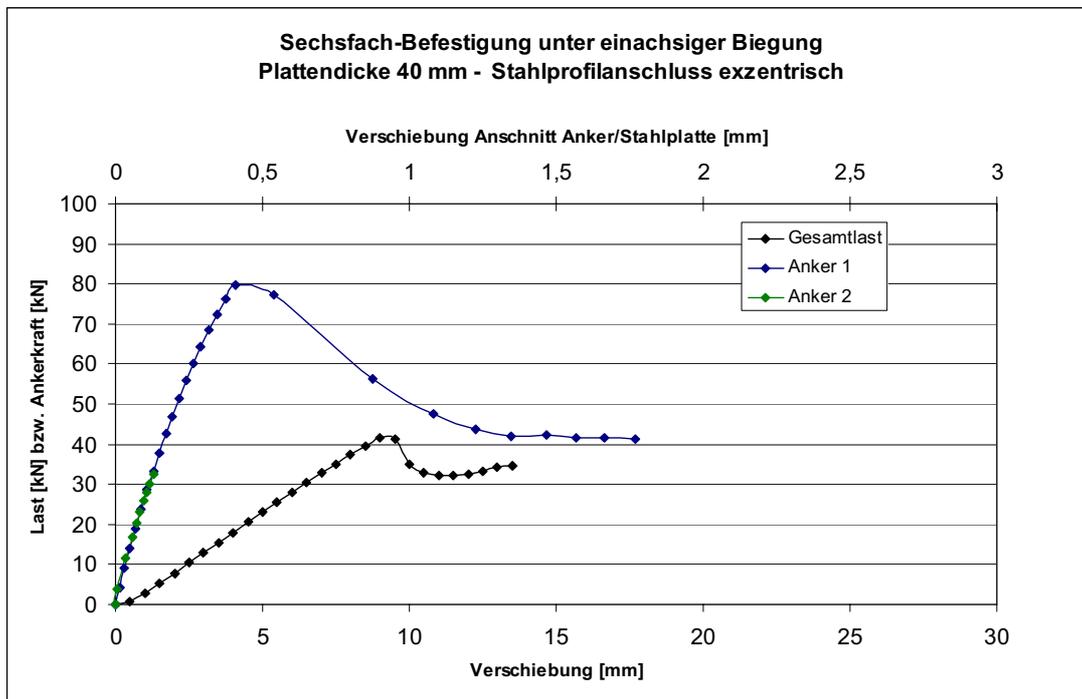


Abb. A-79: Last-Verschiebungskurve 6-fach Befestigung, 40 mm Plattendicke

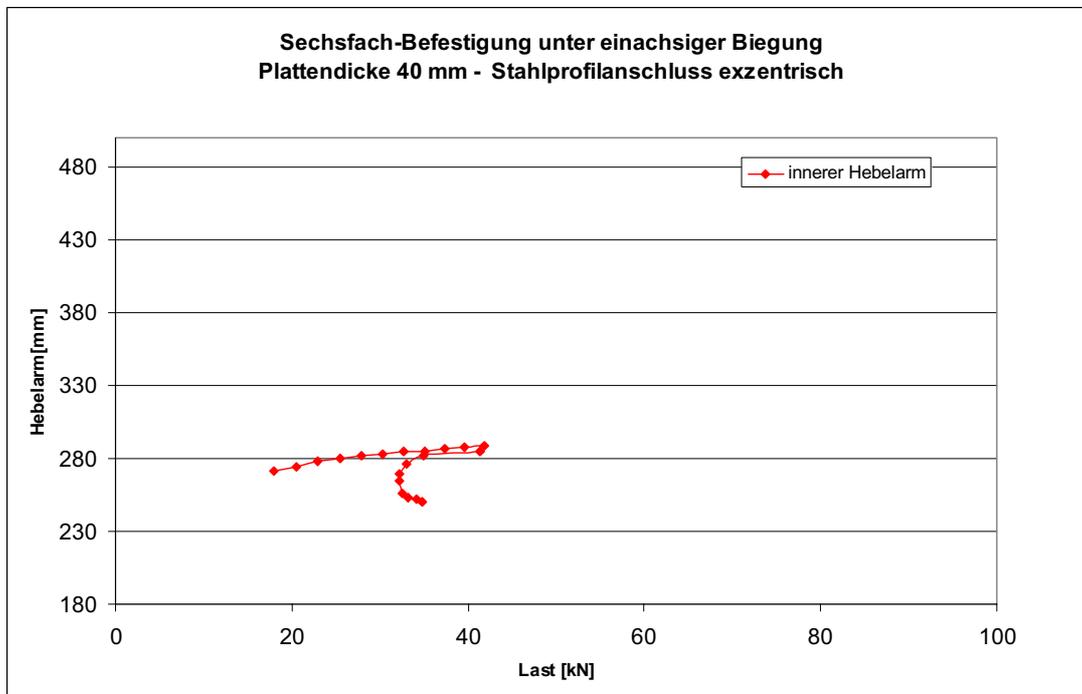


Abb. A-80: Veränderung des inneren Hebelarms

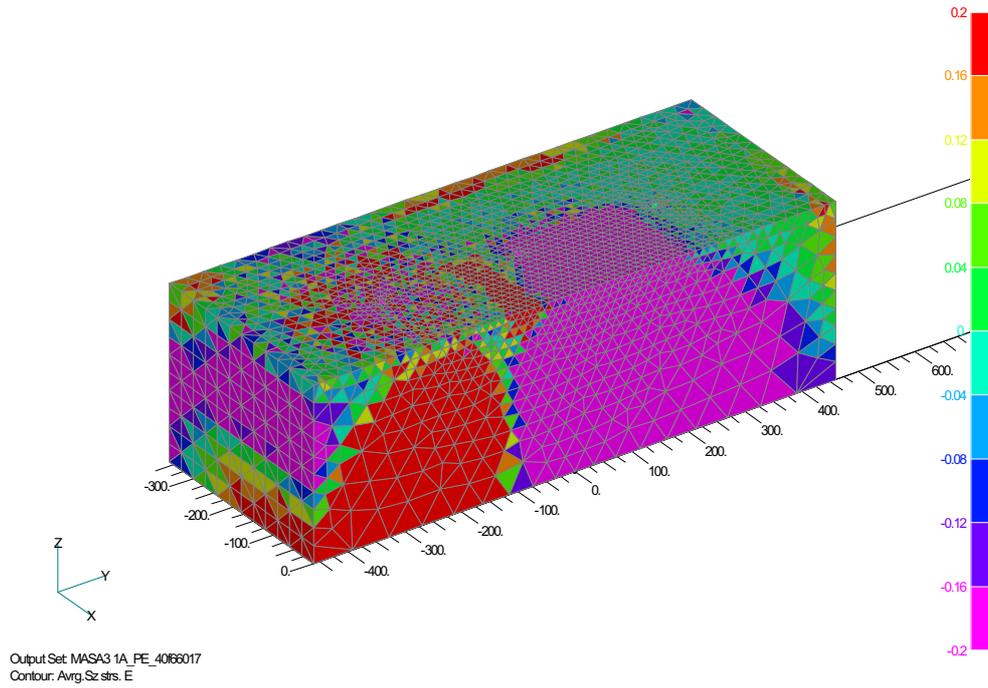


Abb. A-81: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 40\text{mm}$ )

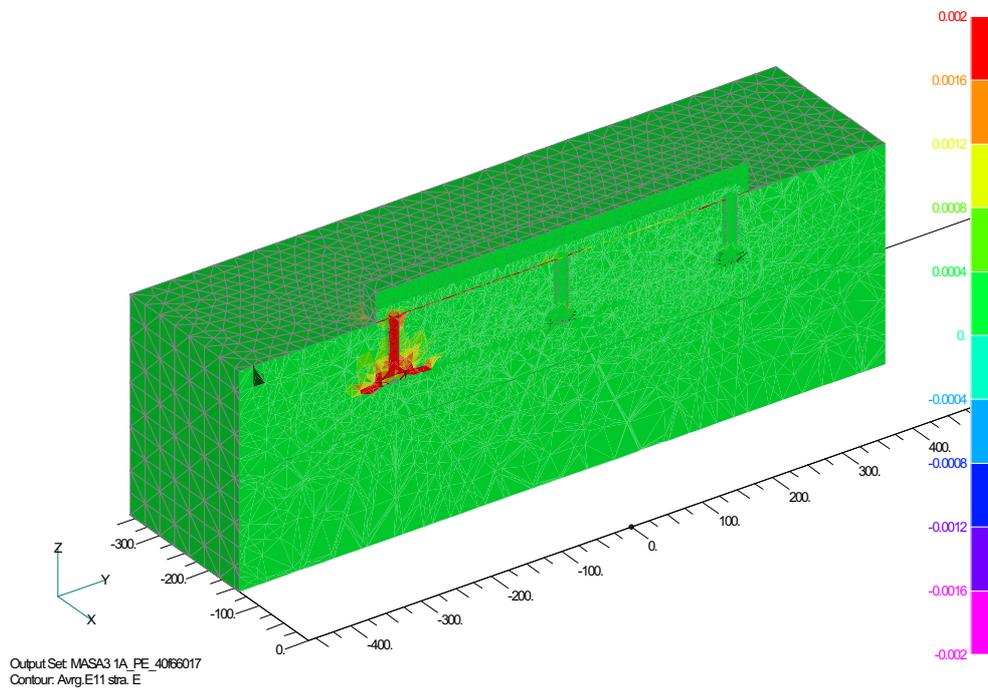


Abb. A-82: Hauptdehnungen (Druck) im Betonkörper ( $t_p = 40\text{mm}$ )

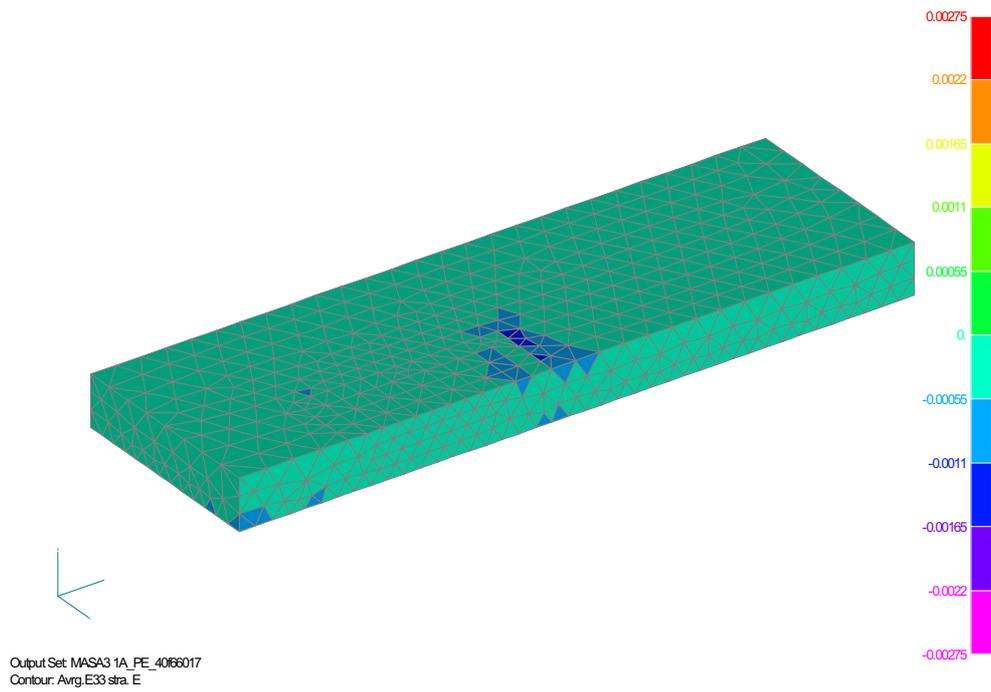


Abb. A-83: Hauptdehnungen (Zug) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 40\text{mm}$ )

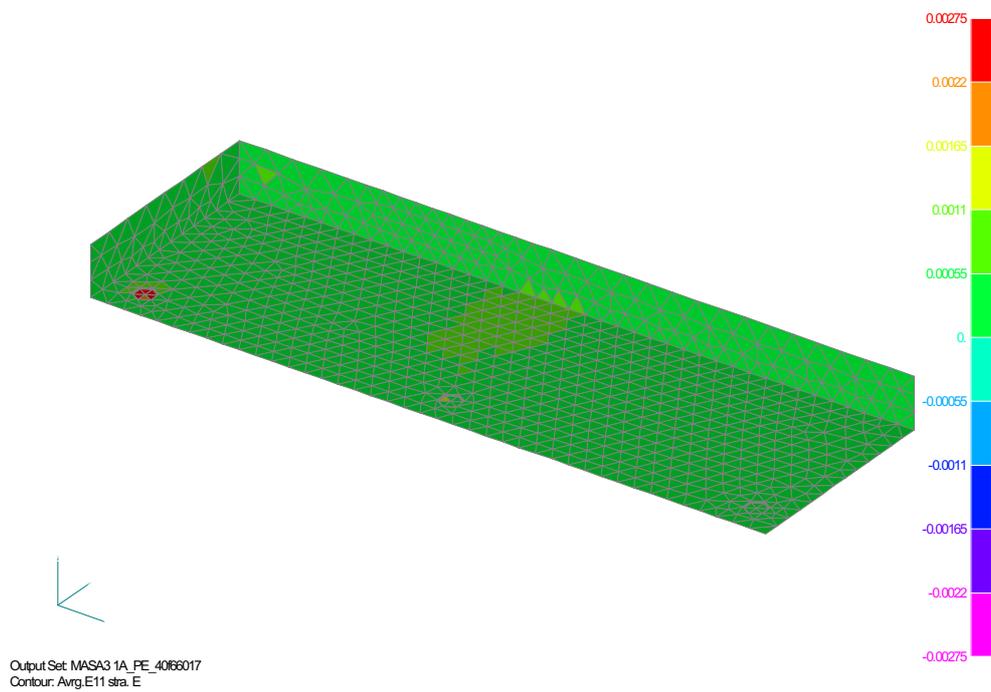


Abb. A-84: Hauptzugdehnungen Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 40\text{mm}$ )

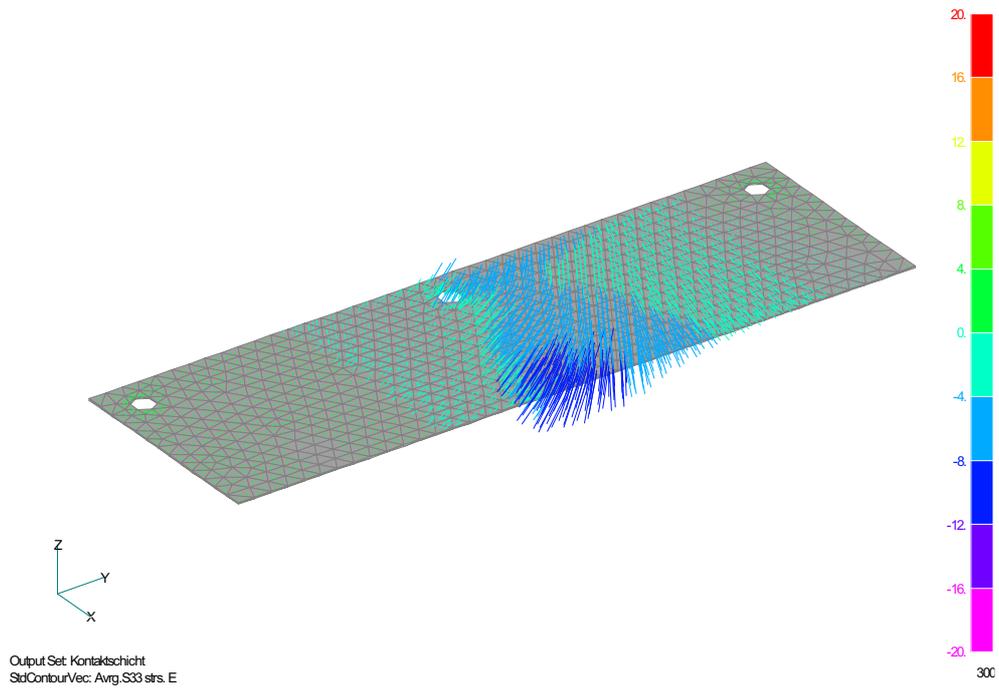


Abb. A-85: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 40\text{mm}$ )

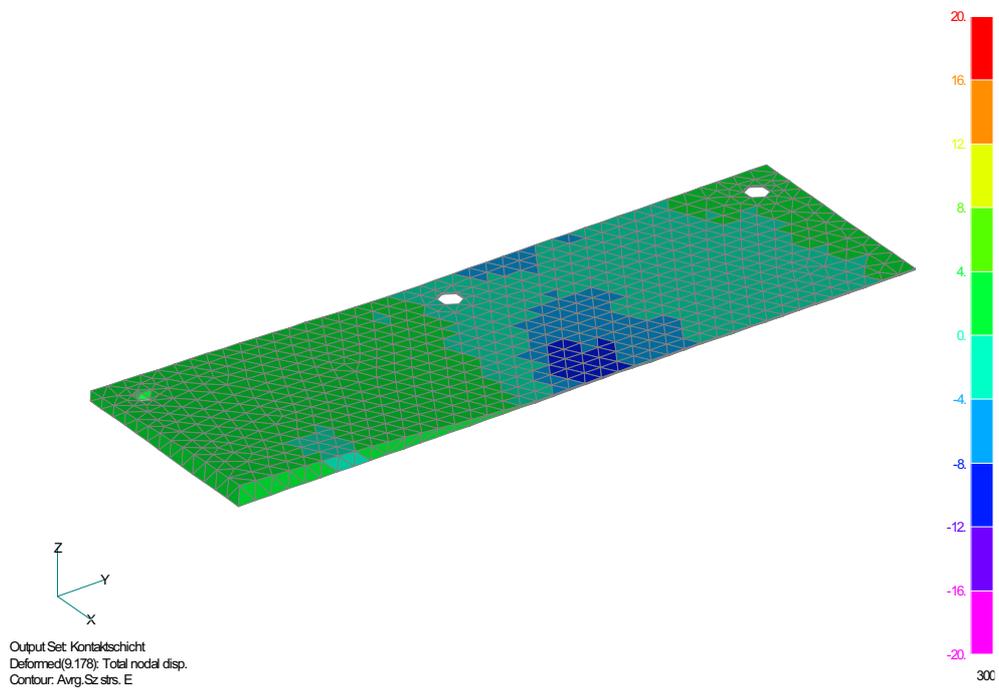


Abb. A-86: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 40\text{mm}$ )

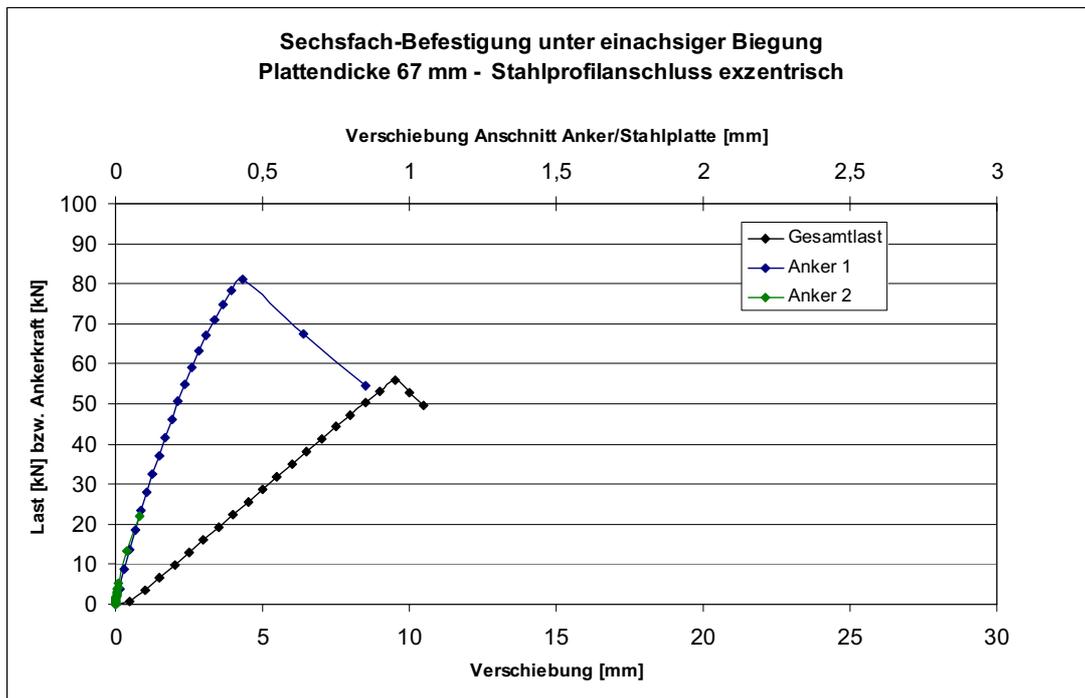


Abb. A-87: Last-Verschiebungskurve 6-fach Befestigung, 67 mm Plattendicke

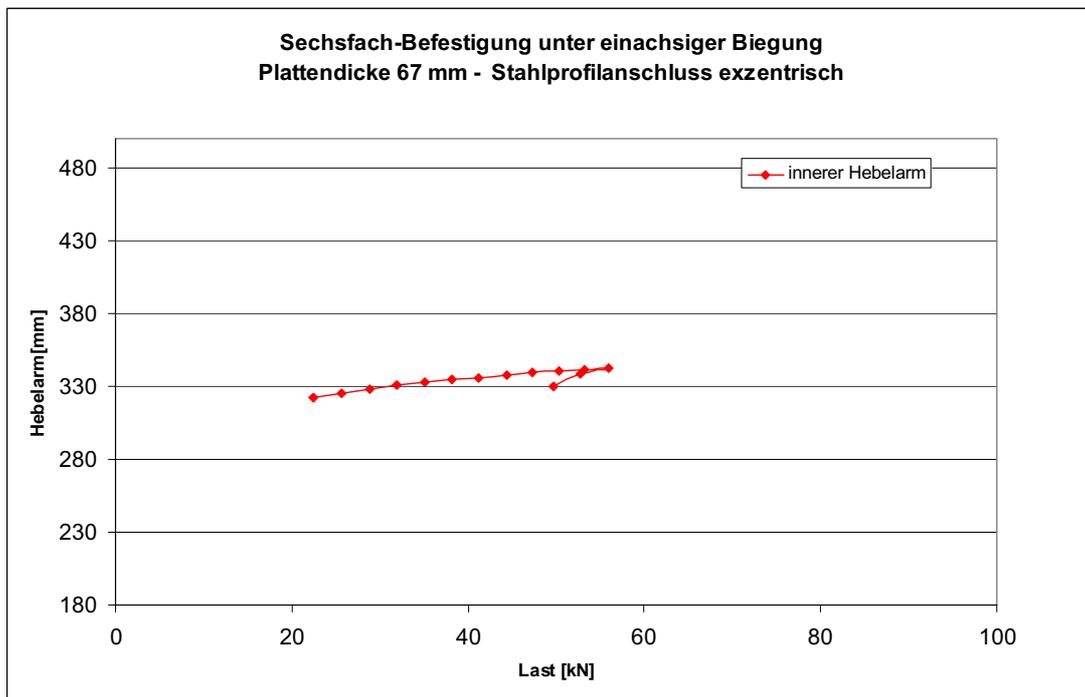


Abb. A-88: Veränderung des inneren Hebelarms

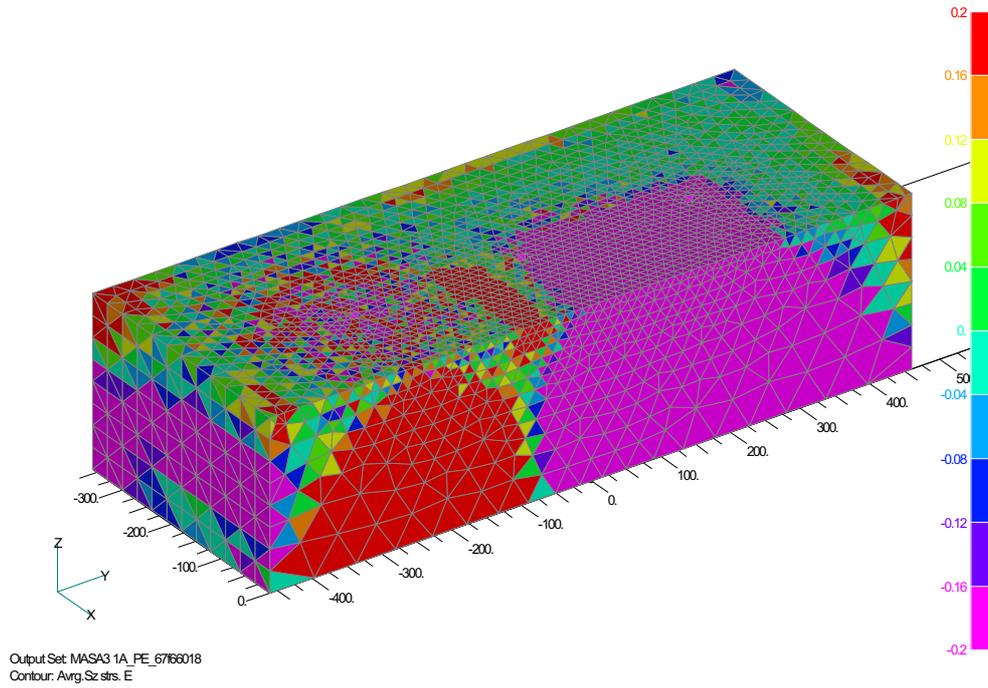


Abb. A-89: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 67\text{mm}$ )

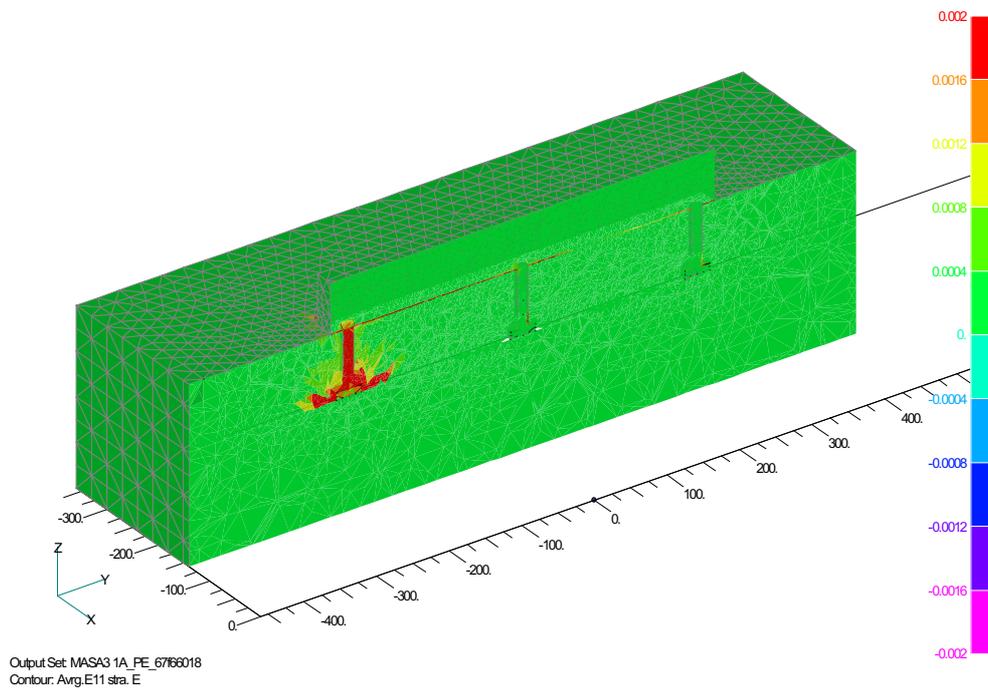


Abb. A-90: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 67\text{mm}$ )

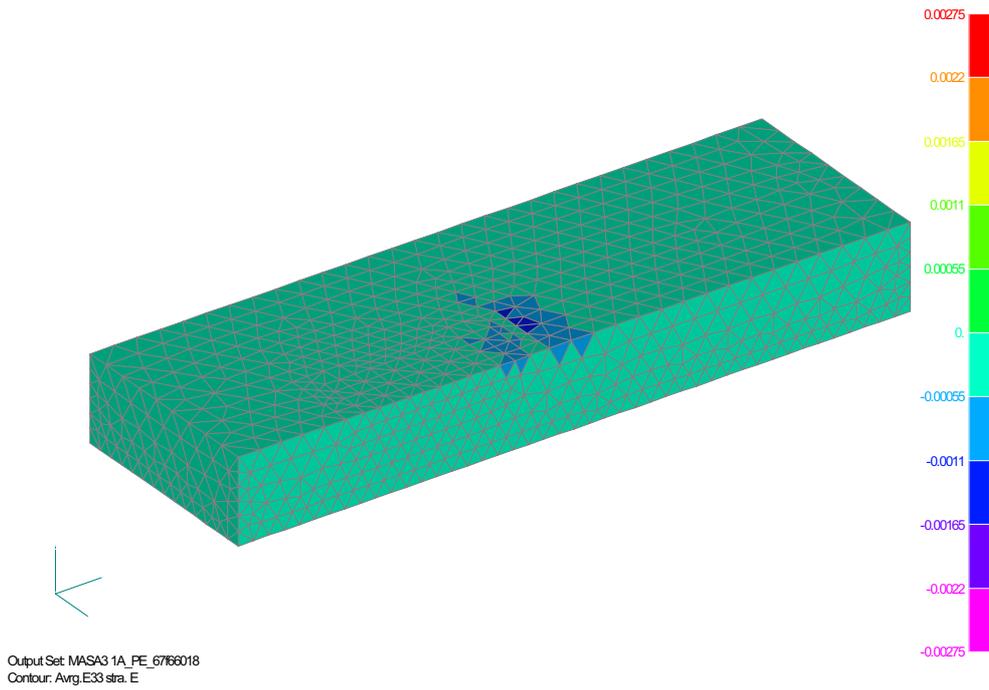


Abb. A-91: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 67\text{mm}$ )

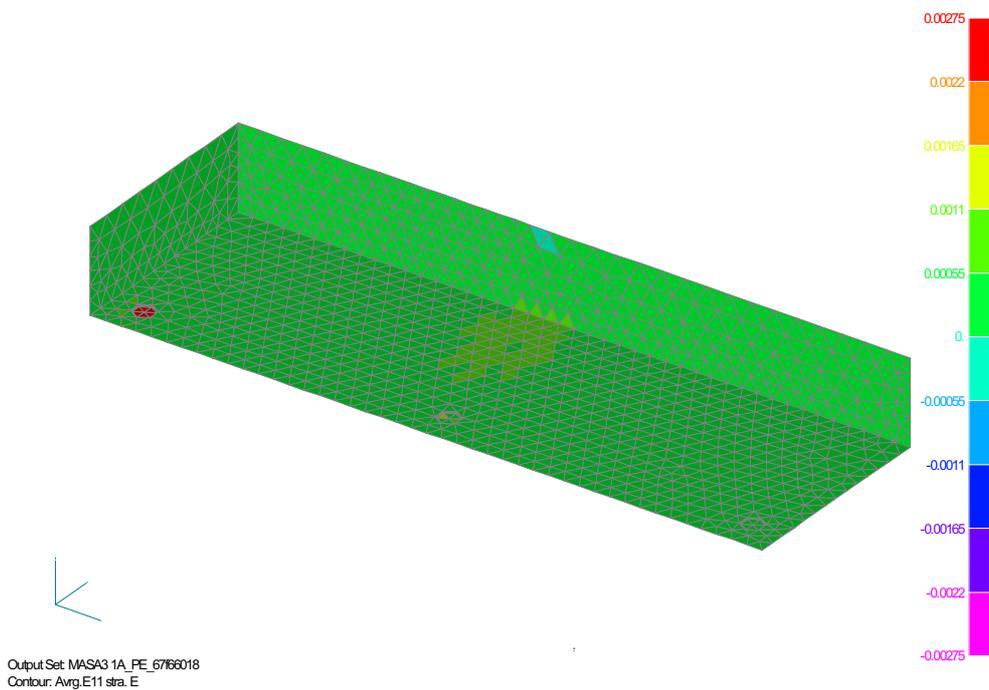


Abb. A-92: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 67\text{mm}$ )

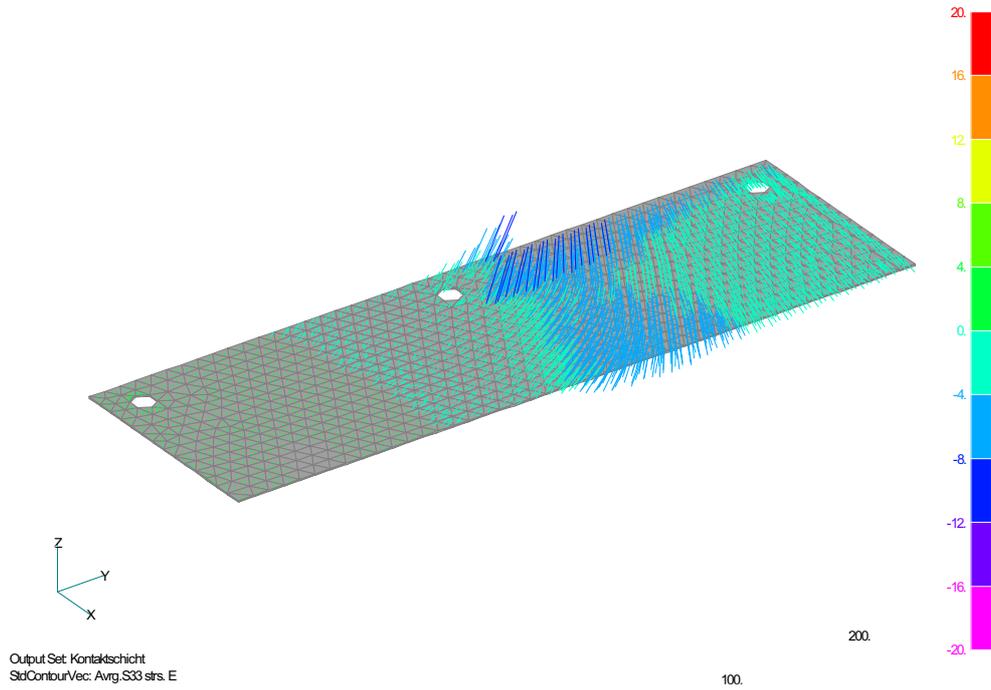


Abb. A-93: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 67\text{mm}$ )

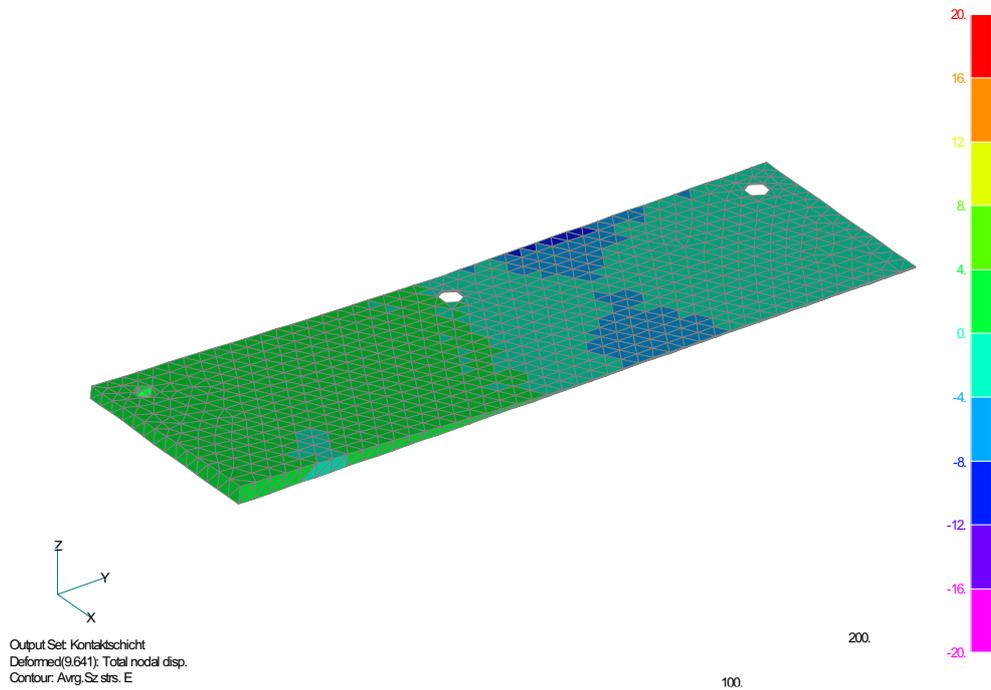


Abb. A-94: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 67\text{mm}$ )

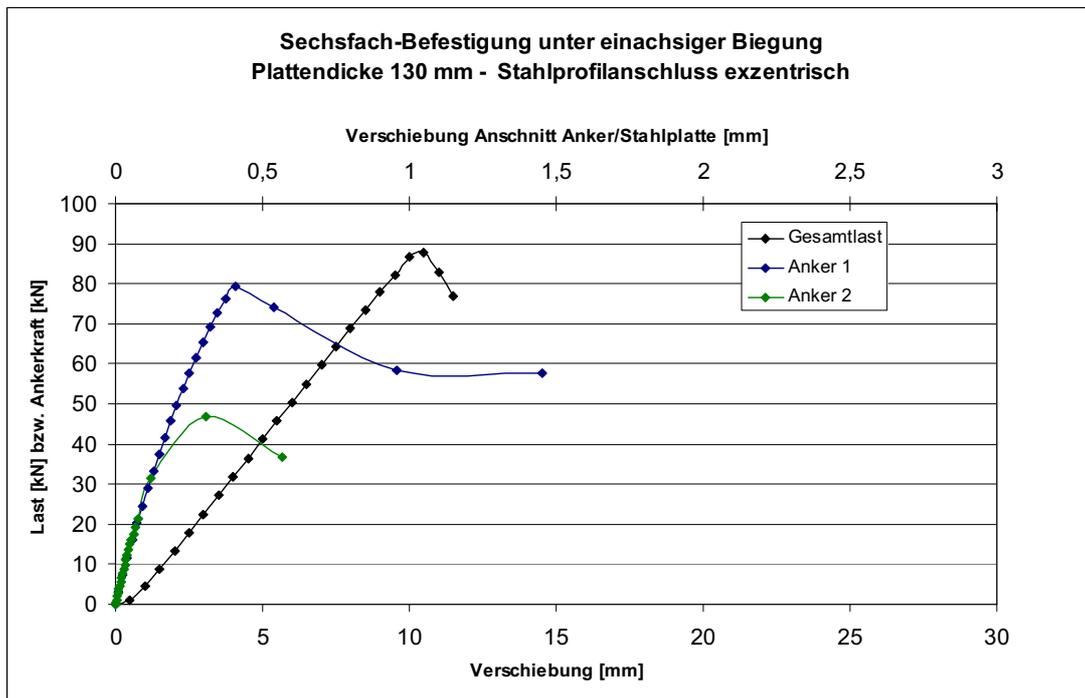


Abb. A-95: Last-Verschiebungskurve 6-fach Befestigung, 130 mm Plattendicke

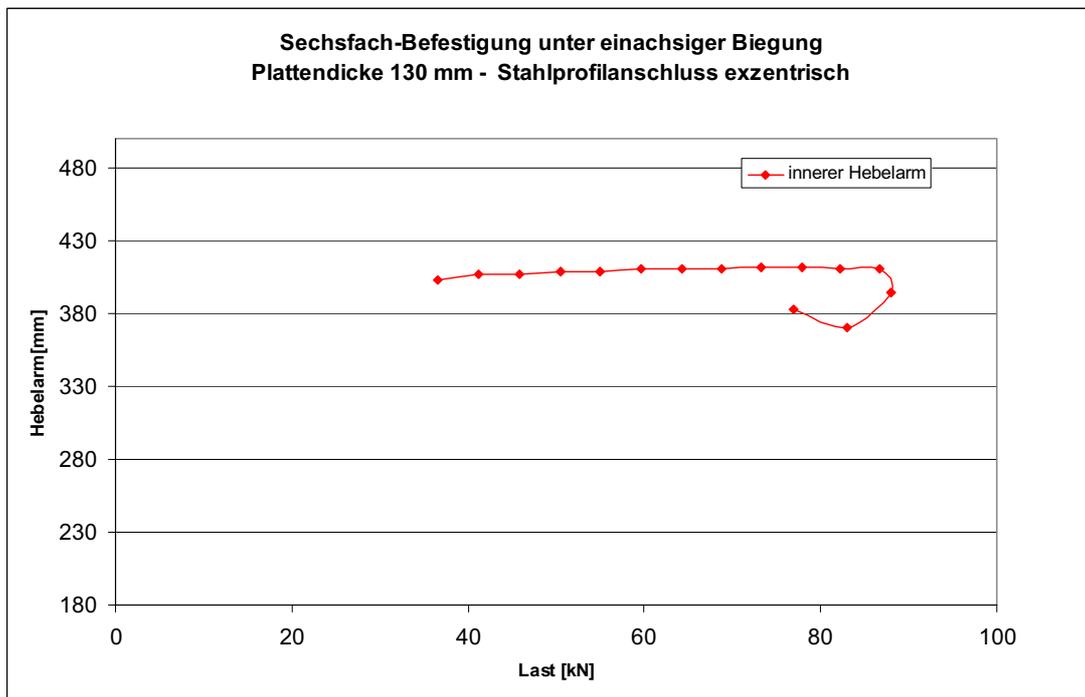


Abb. A-96: Veränderung des inneren Hebelarms

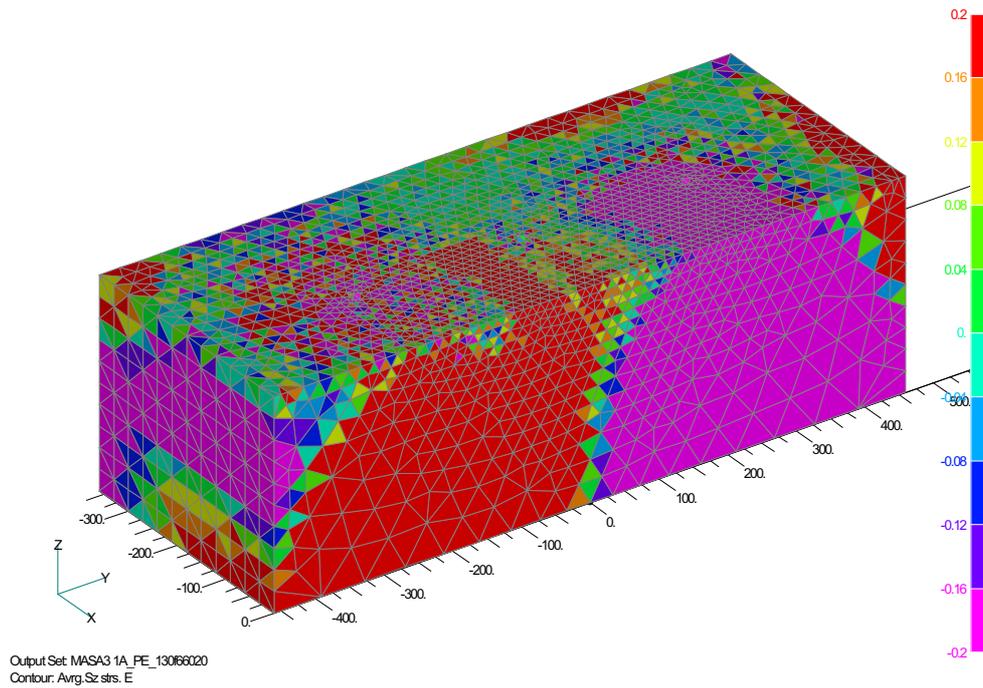


Abb. A-97: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 130\text{mm}$ )

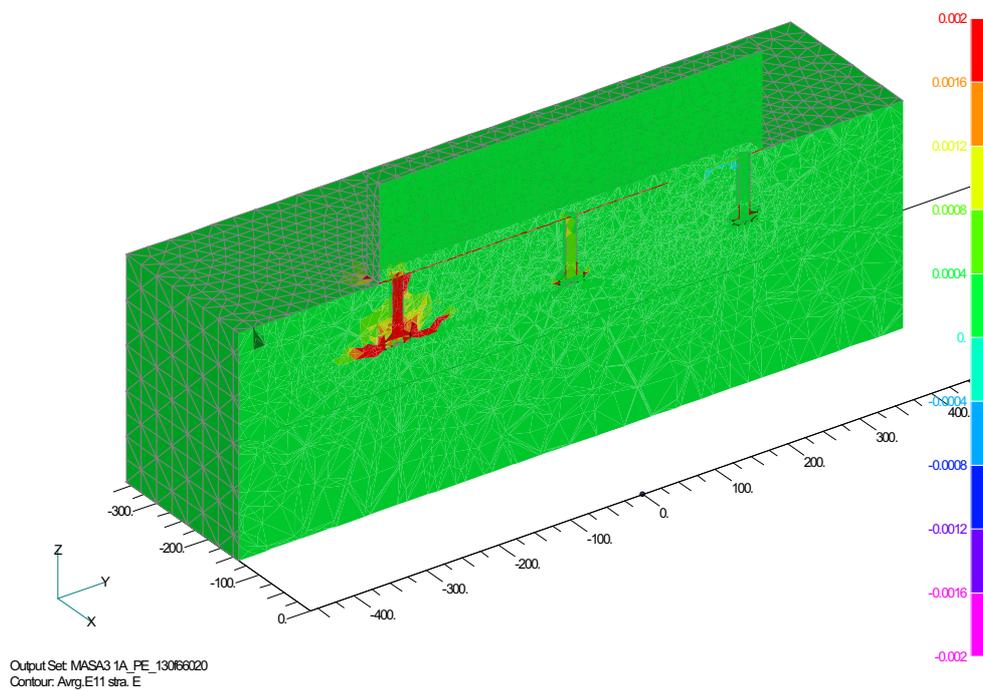


Abb. A-98: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 130\text{mm}$ )

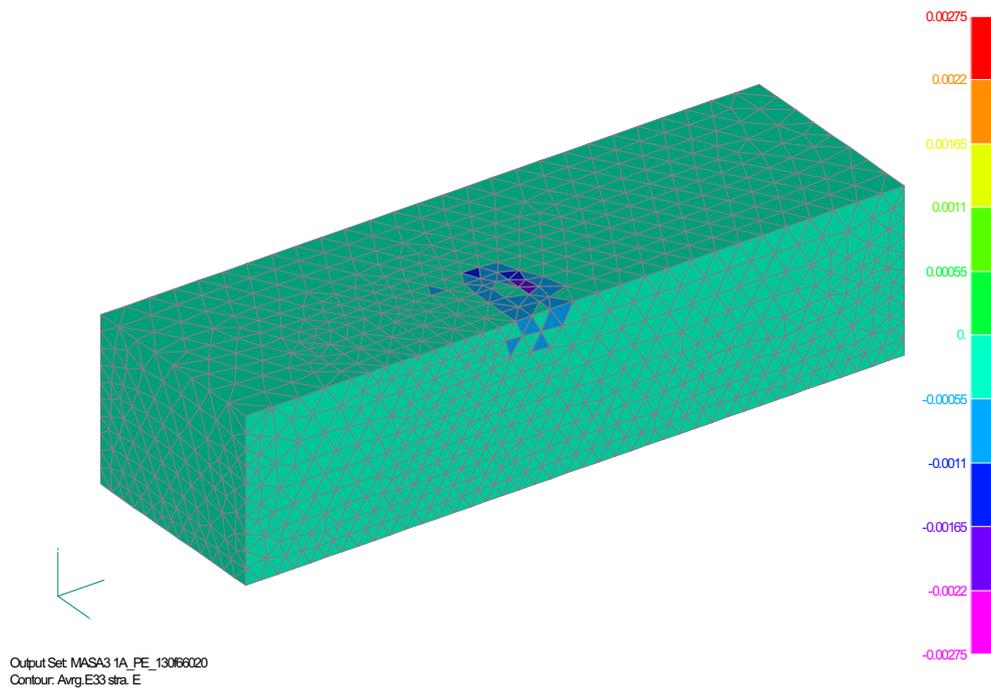


Abb. A-99: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 130\text{mm}$ )

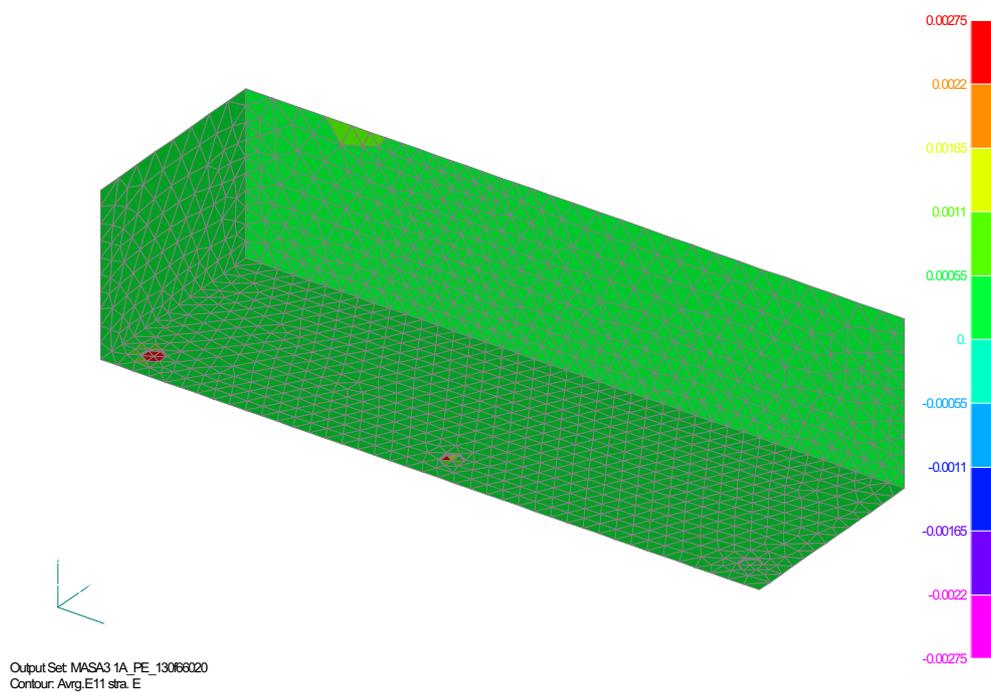


Abb. A-100: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 130\text{mm}$ )

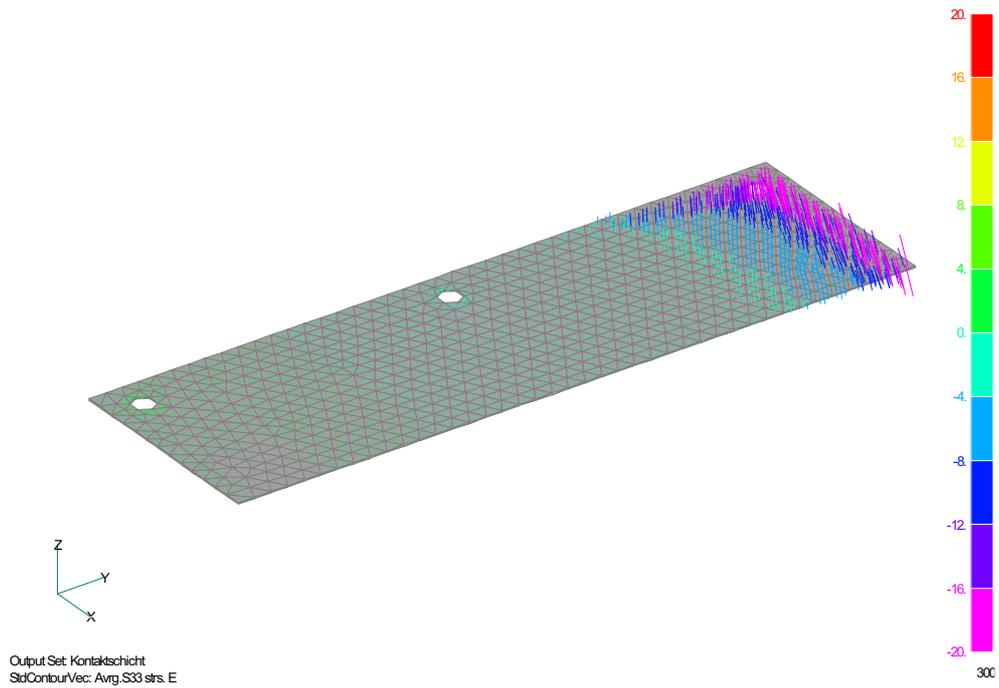


Abb. A-101: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 130\text{mm}$ )

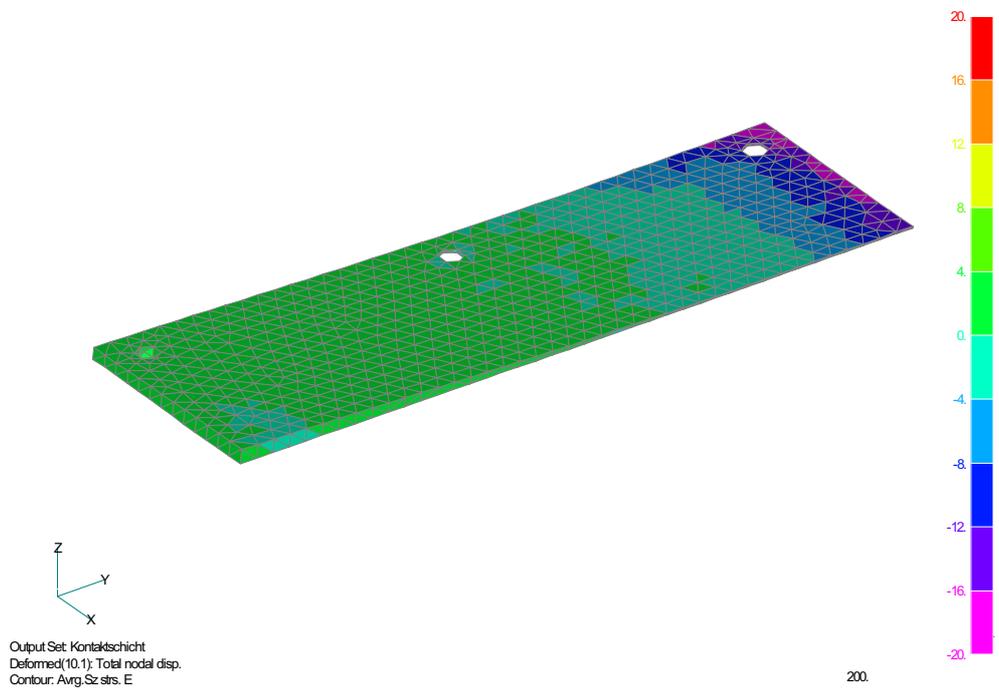


Abb. A-102: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 130\text{mm}$ )



### A.2.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse

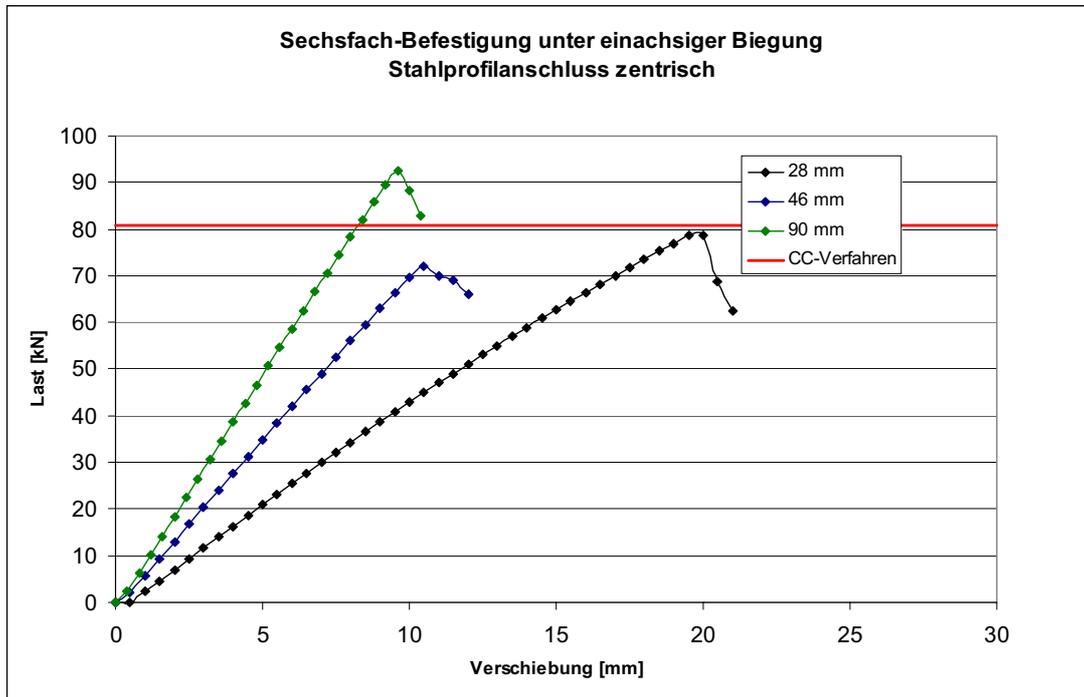


Abb. A-103: Gesamlast-Verschiebungskurven zentrisches Profil

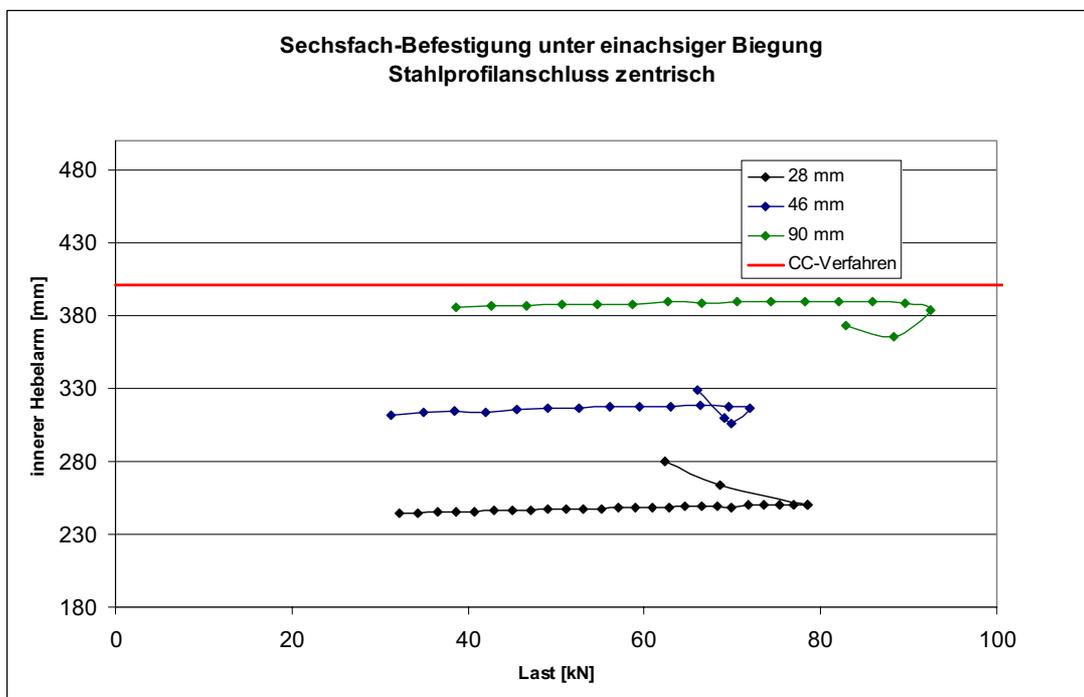


Abb. A-104: Veränderung innerer Hebelarm bei zentrischem Profil

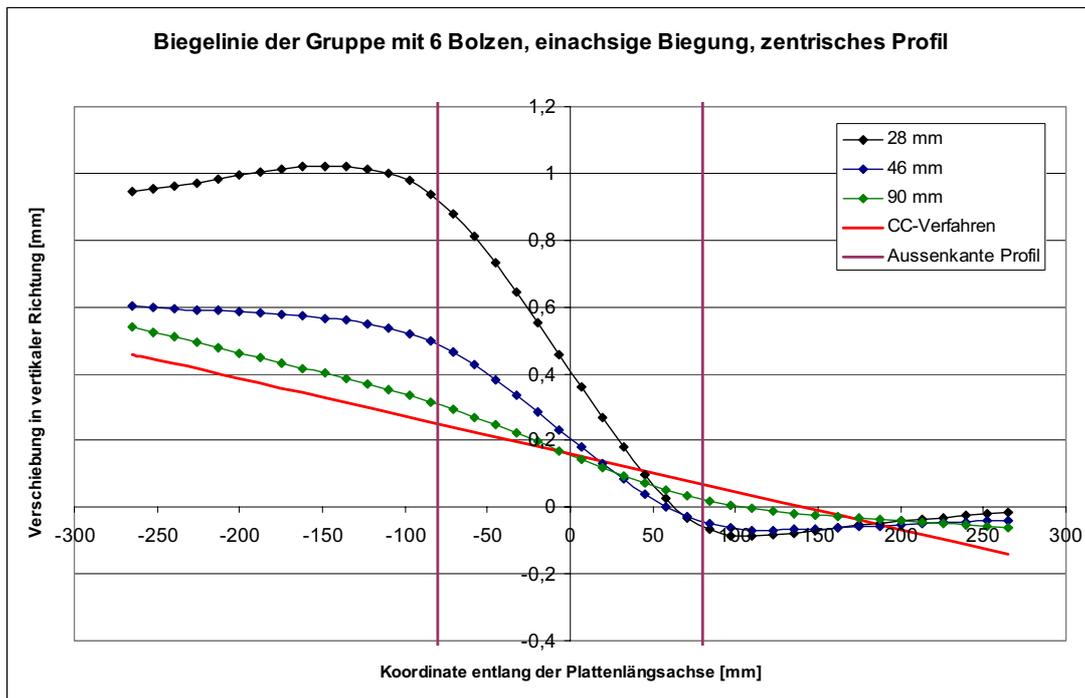


Abb. A-105: Biegelinie der Ankerplatte mit zentrisch angeschlossnem Profil

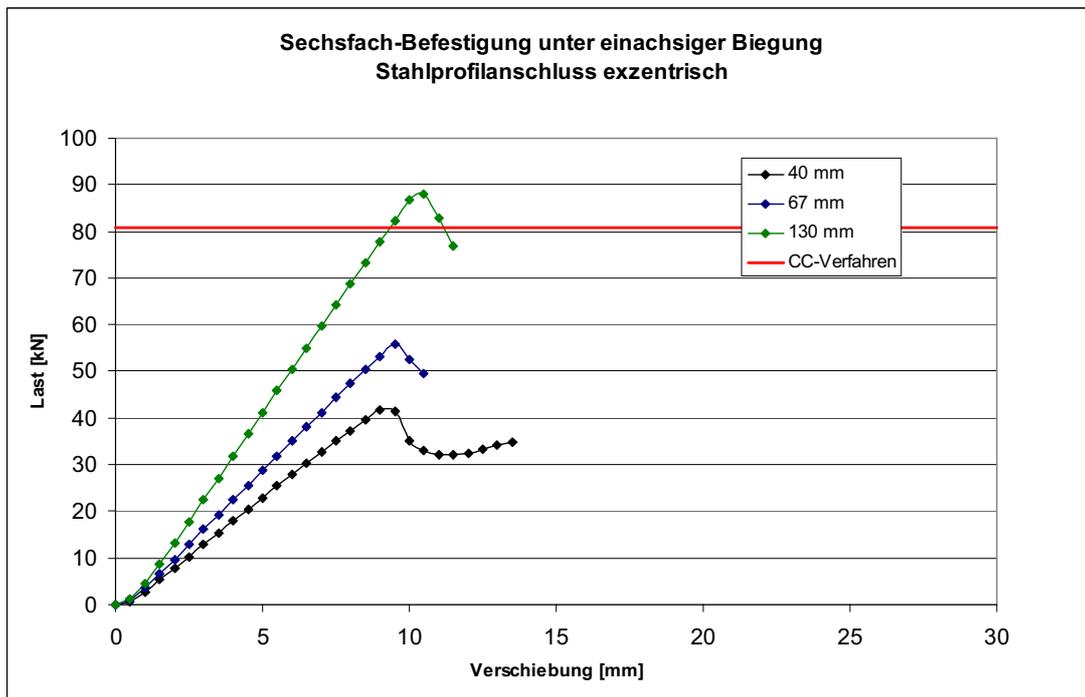


Abb. A-106: Gesamtlast-Verschiebungskurven exzentrisches Profil

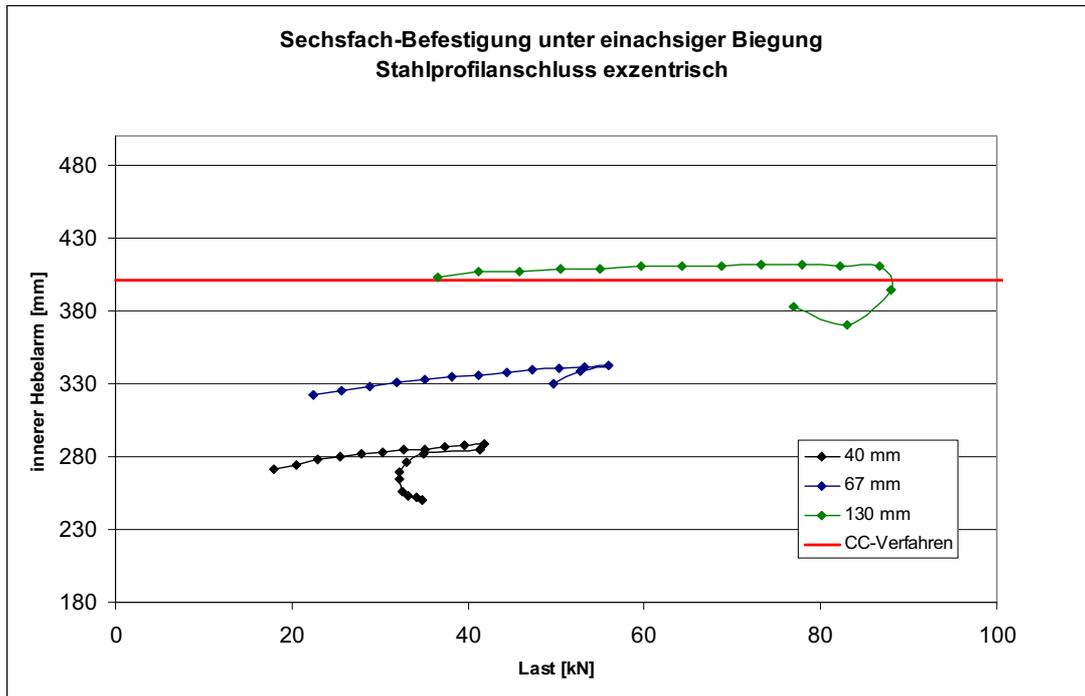


Abb. A-107: Veränderung innerer Hebelarm bei exzentrischem Profil

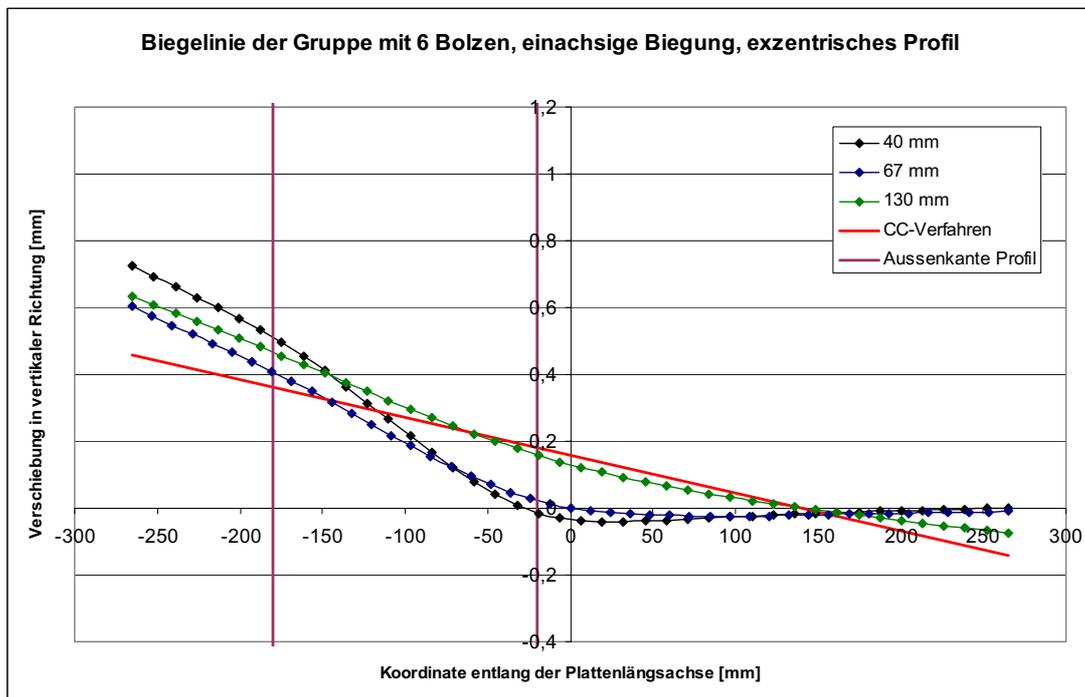


Abb. A-108: Biegelinie der Ankerplatte mit zentrisch angeschlossenen Profil



### A.3 4-fach Befestigung – zweiachsige Biegung

#### A.3.1 Zentrischer Profilanschluß

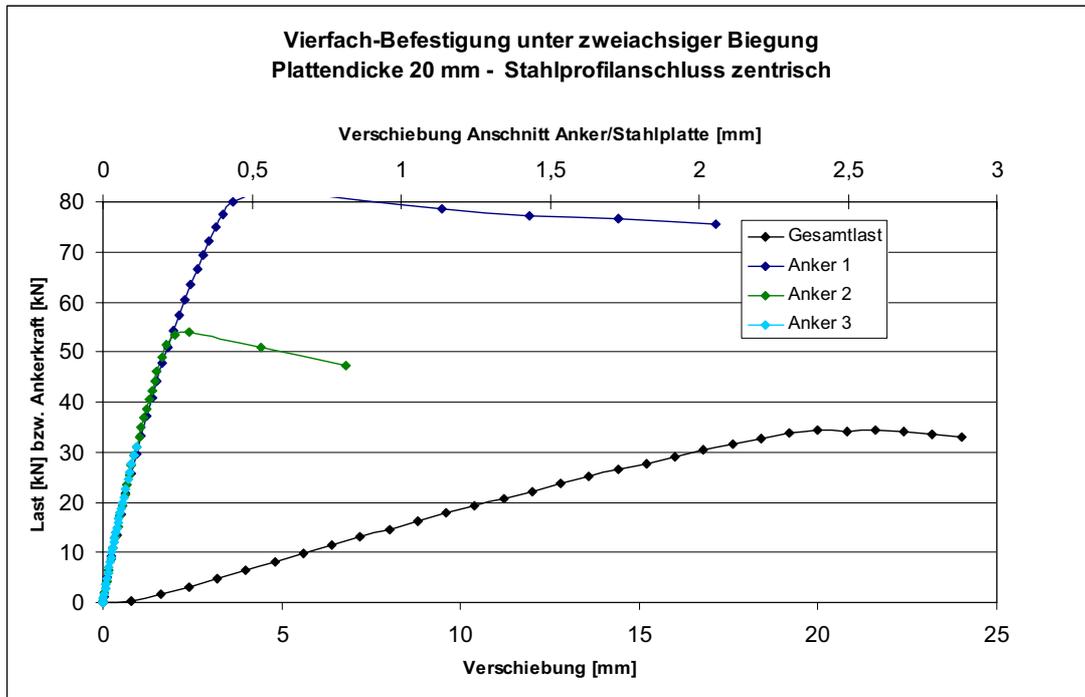


Abb. A-109: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 20 mm Plattendicke

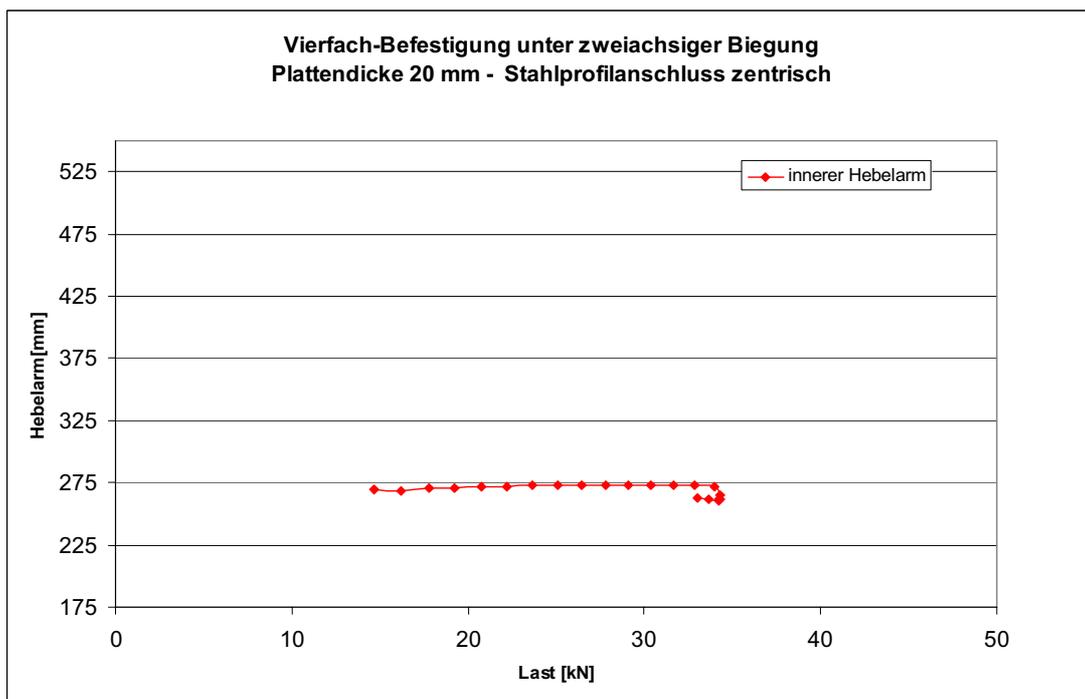


Abb. A-110: Veränderung des inneren Hebelarms

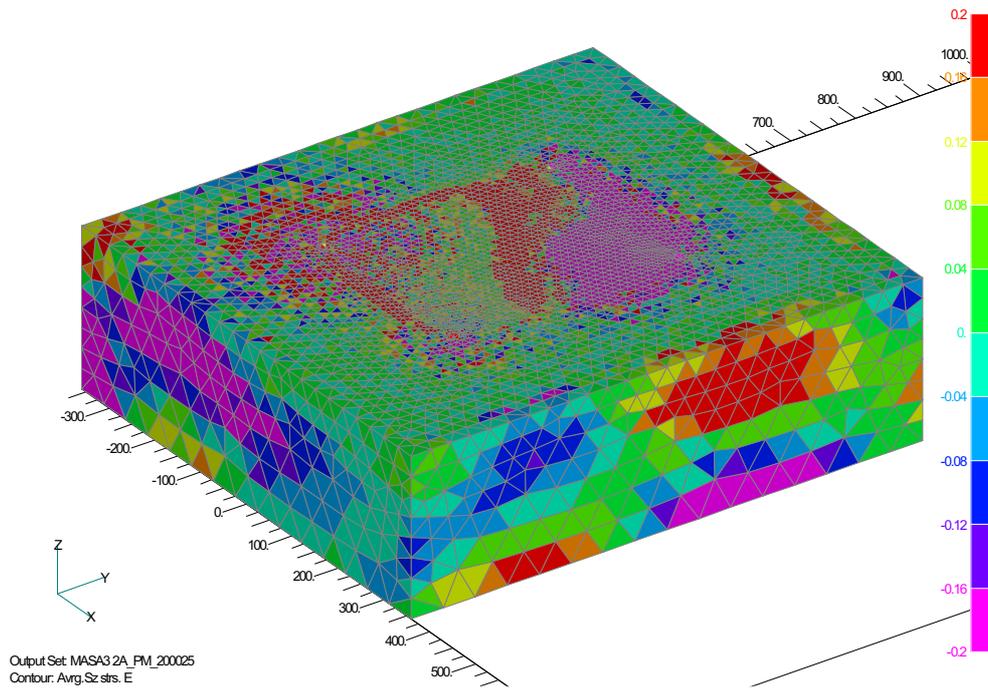


Abb. A-111: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 20\text{mm}$ )

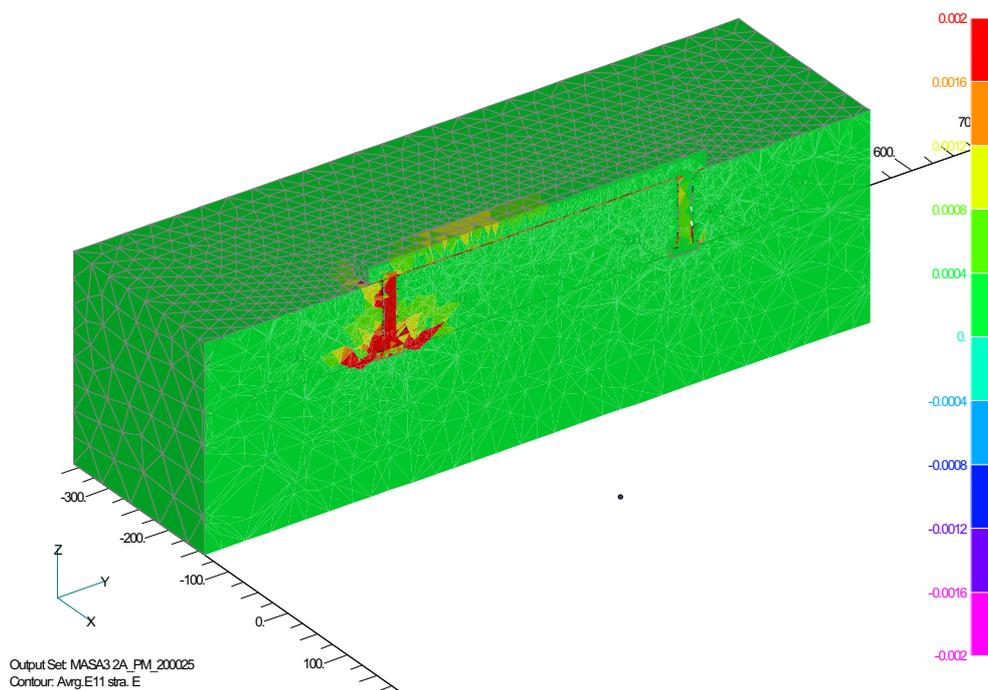


Abb. A-112: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 20\text{mm}$ )

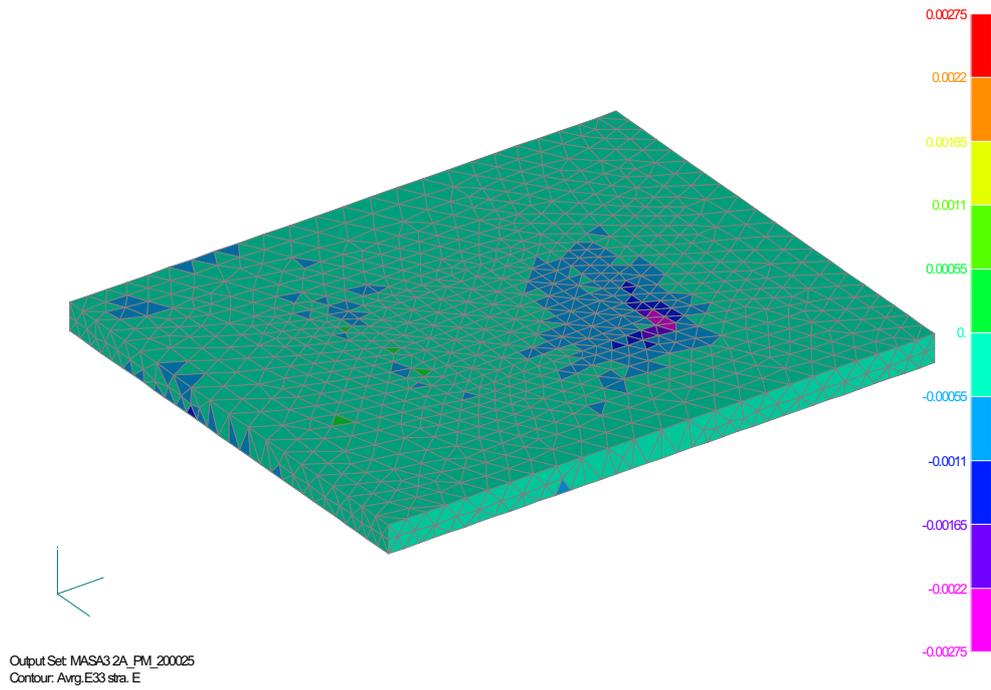


Abb. A-113: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 20\text{mm}$ )

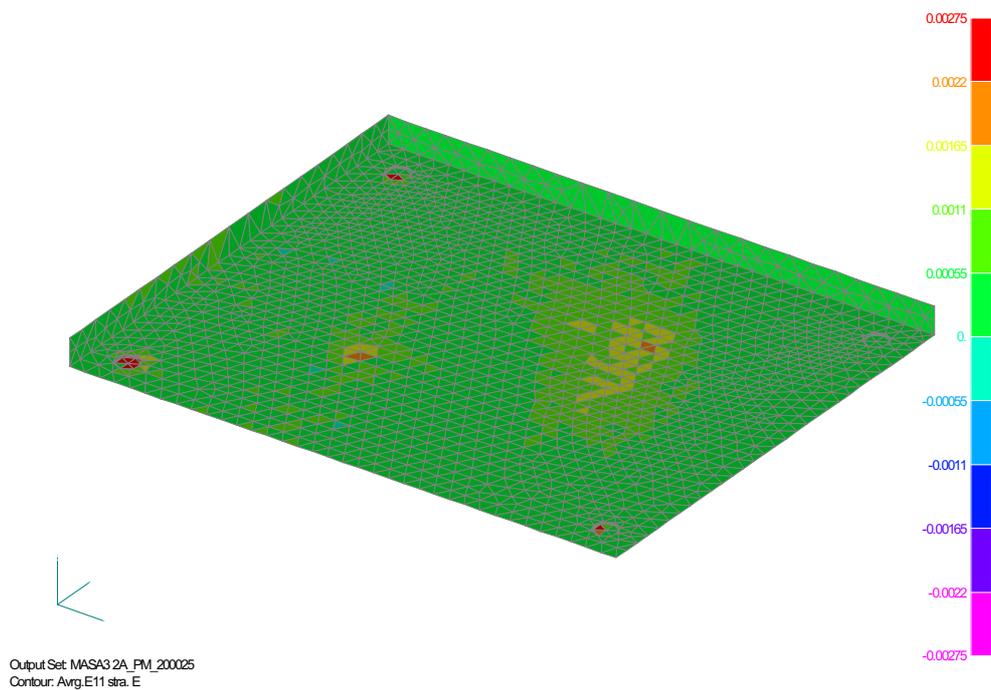


Abb. A-114: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 20\text{mm}$ )

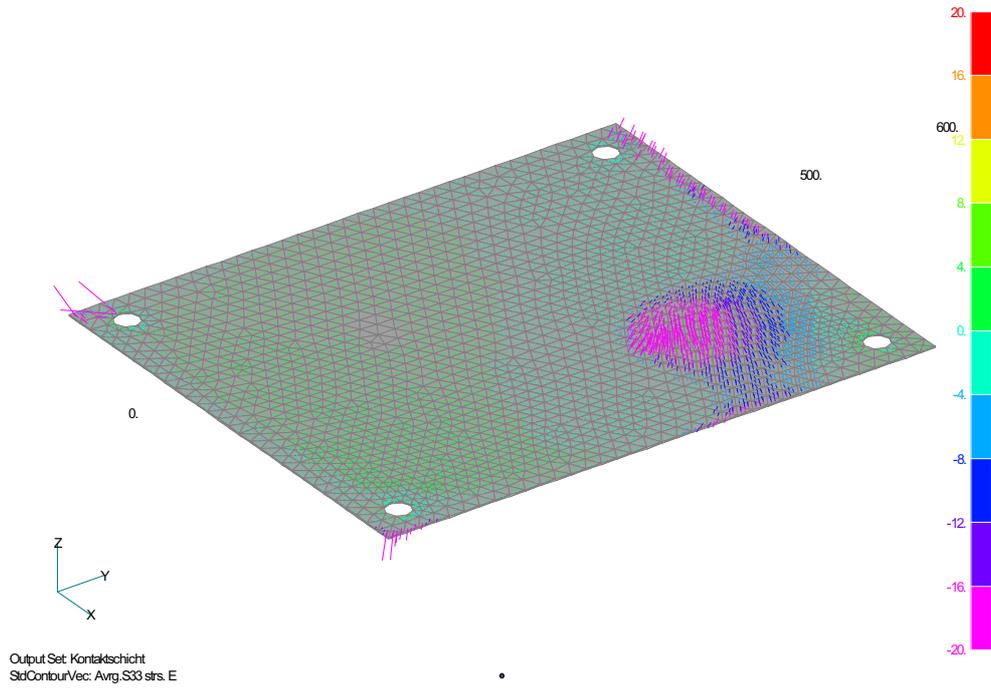


Abb. A-115: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 20\text{mm}$ )

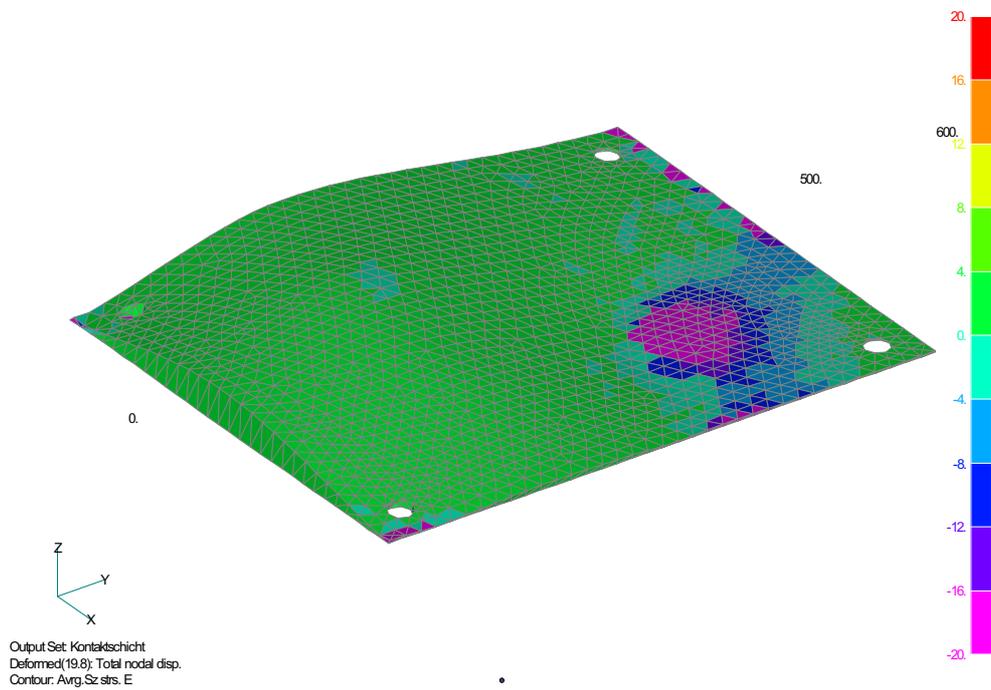


Abb. A-116: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 20\text{mm}$ )

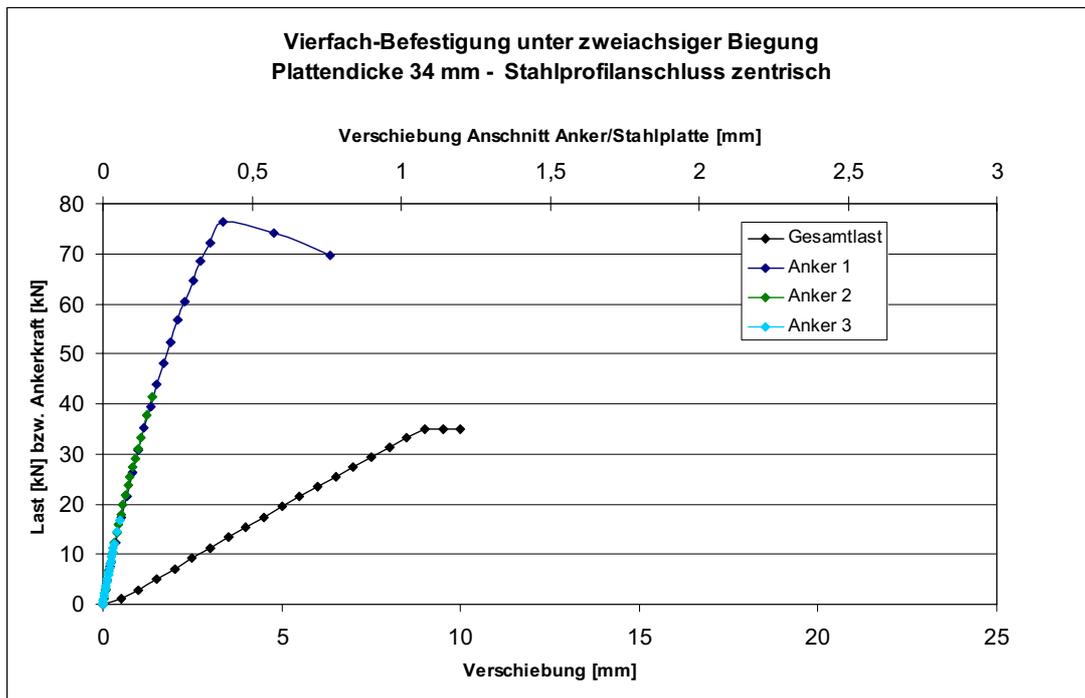


Abb. A-117: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 34 mm Plattendicke

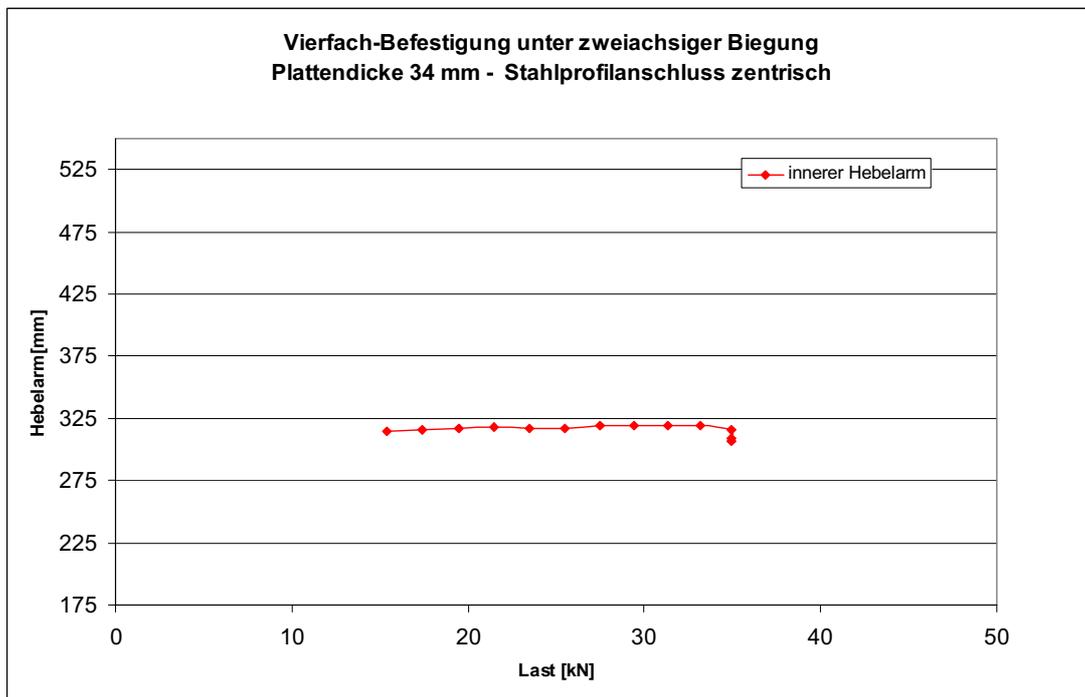


Abb. A-118: Veränderung des inneren Hebelarms

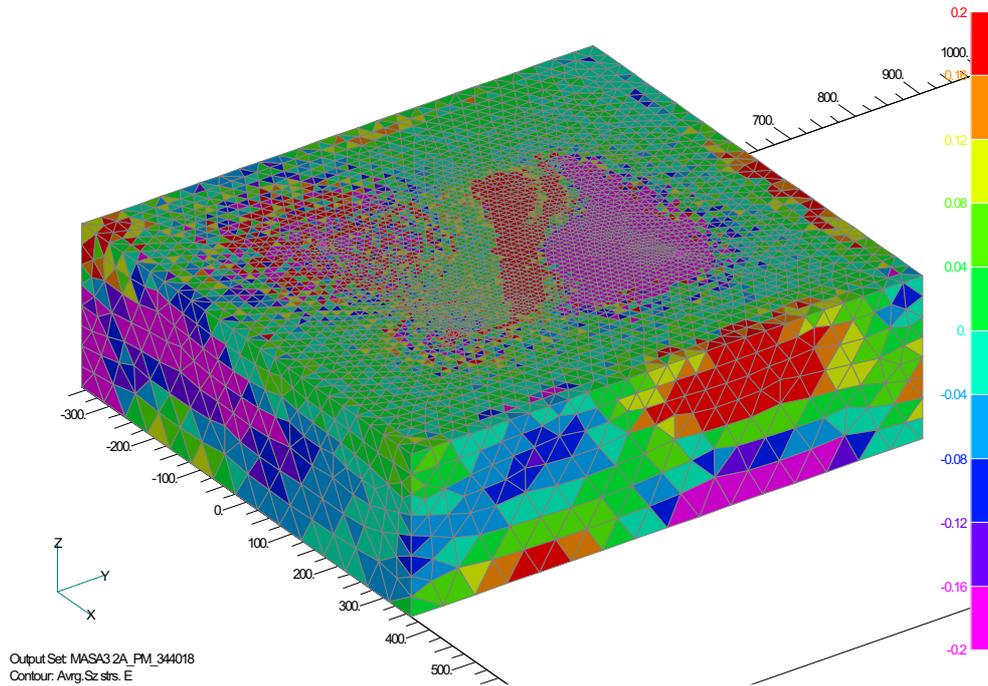


Abb. A-119: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 34\text{mm}$ )

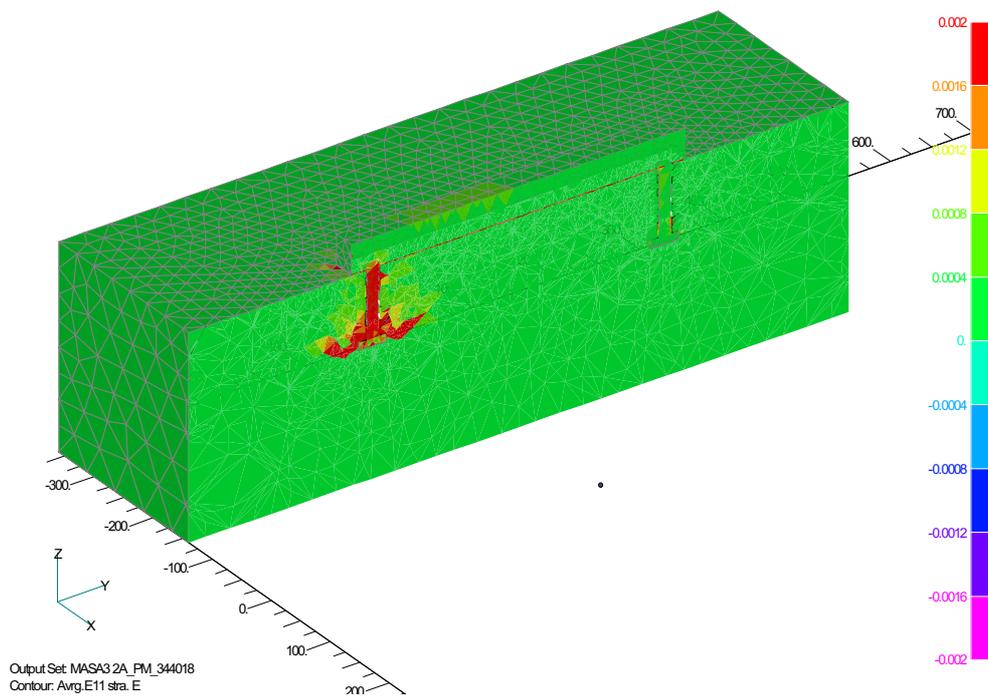


Abb. A-120: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 34\text{mm}$ )

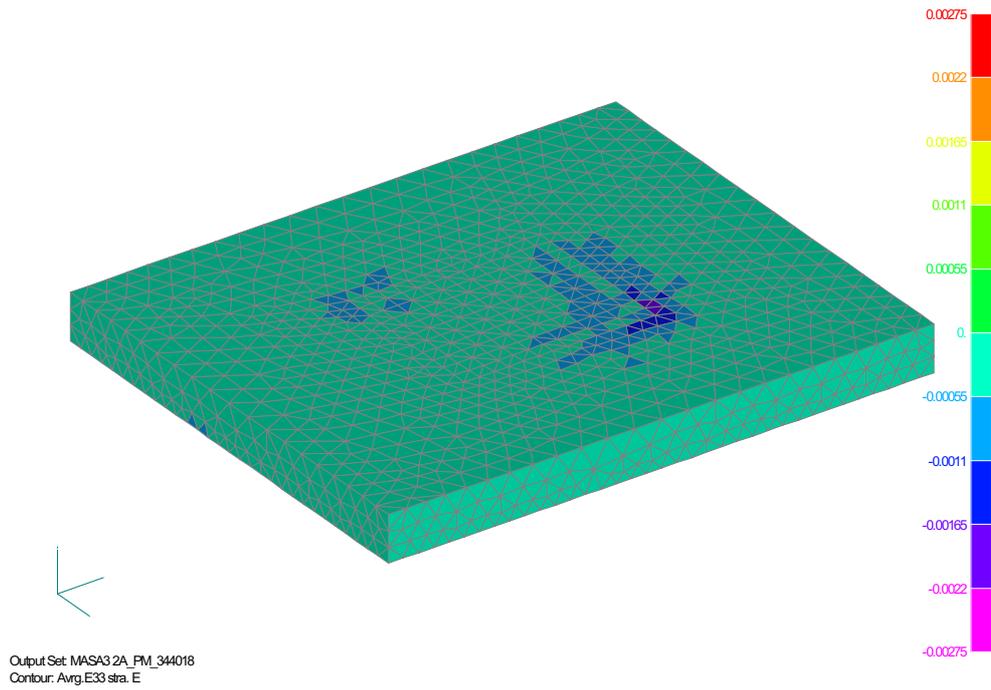


Abb. A-121: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 34\text{mm}$ )

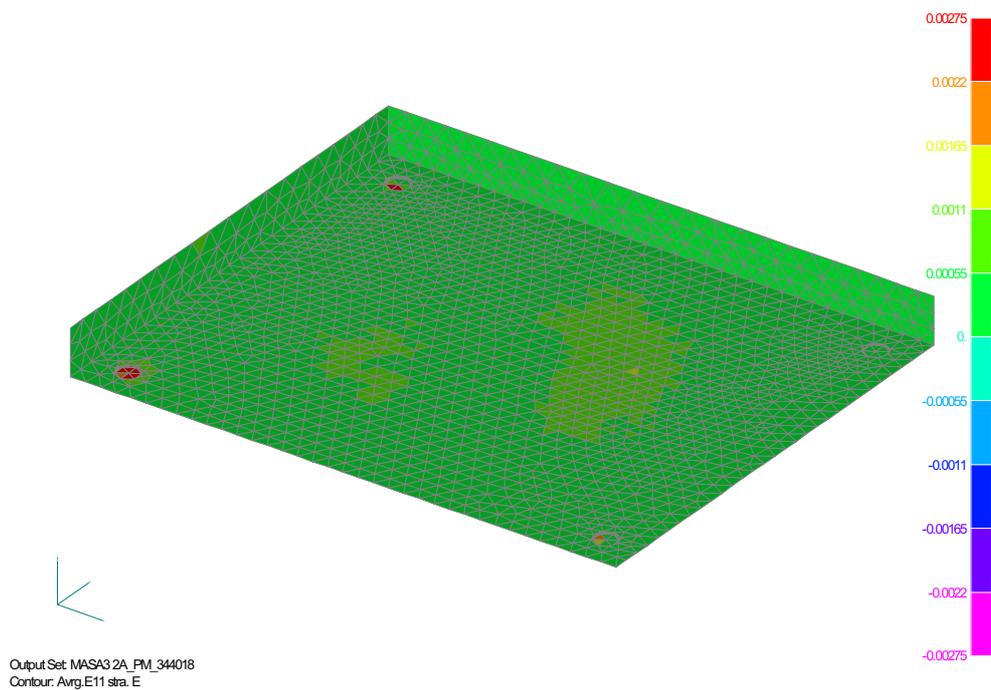


Abb. A-122: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 34\text{mm}$ )

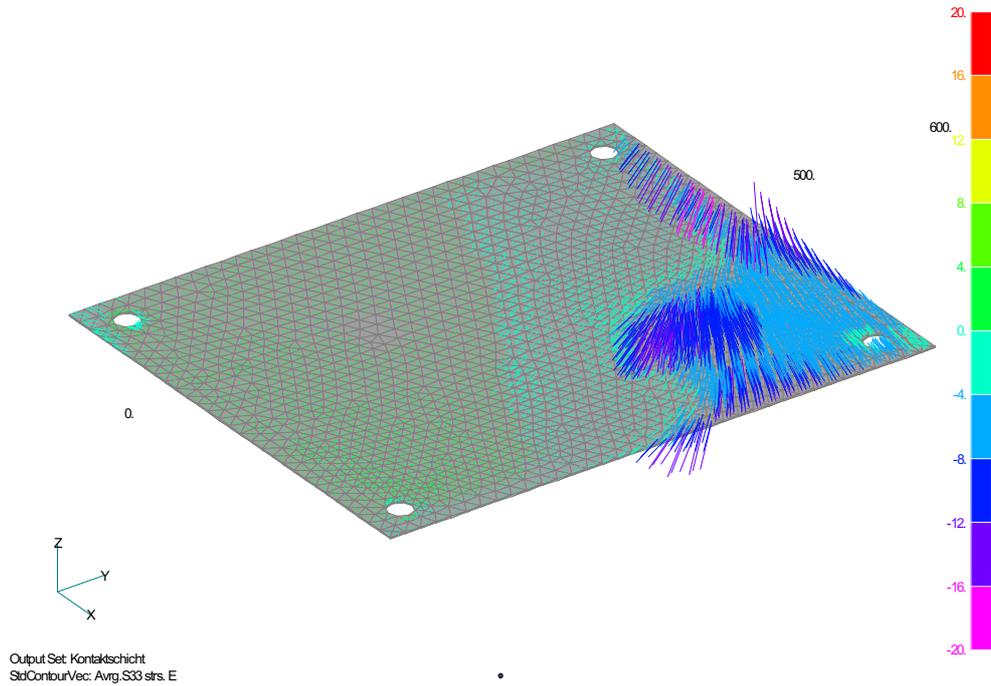


Abb. A-123: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 34\text{mm}$ )

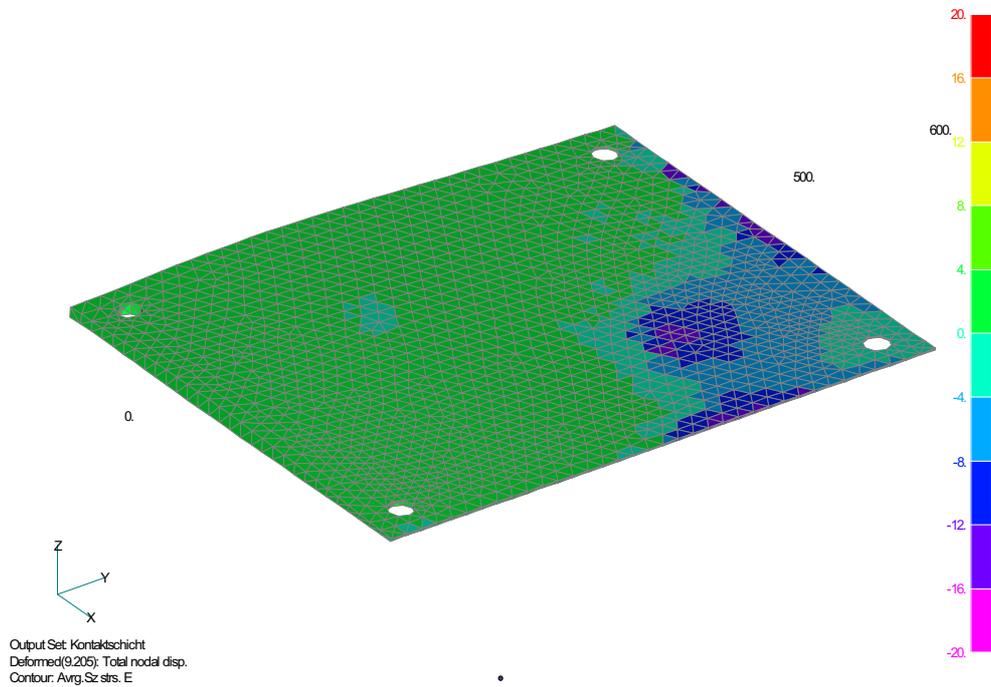


Abb. A-124: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 34\text{mm}$ )

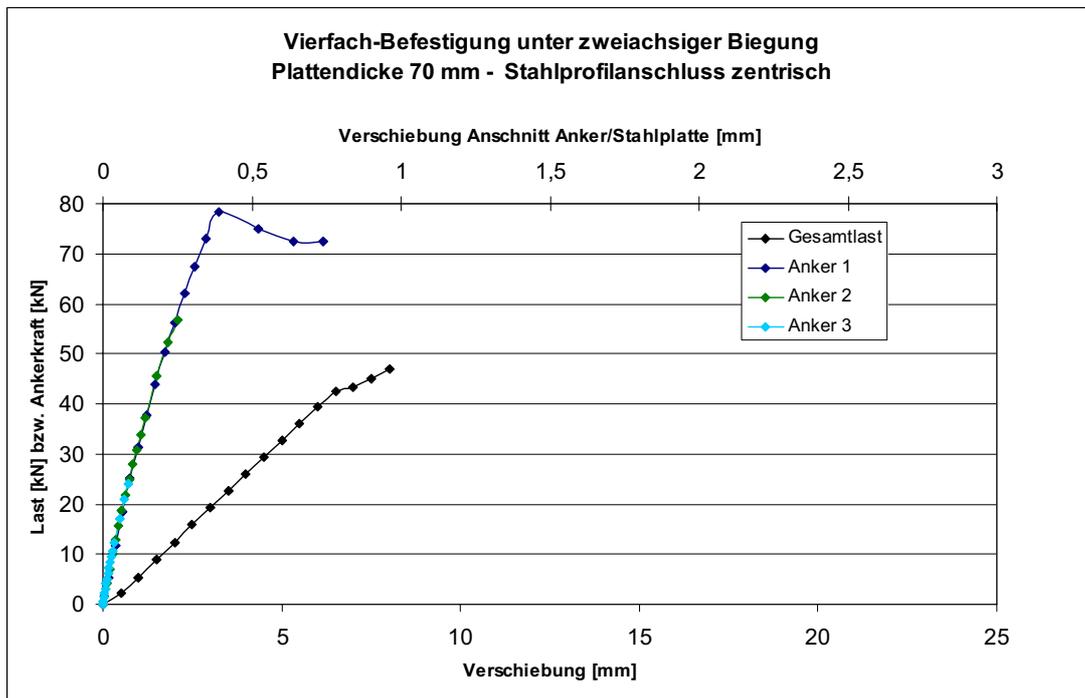


Abb. A-125: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 70 mm Plattendicke

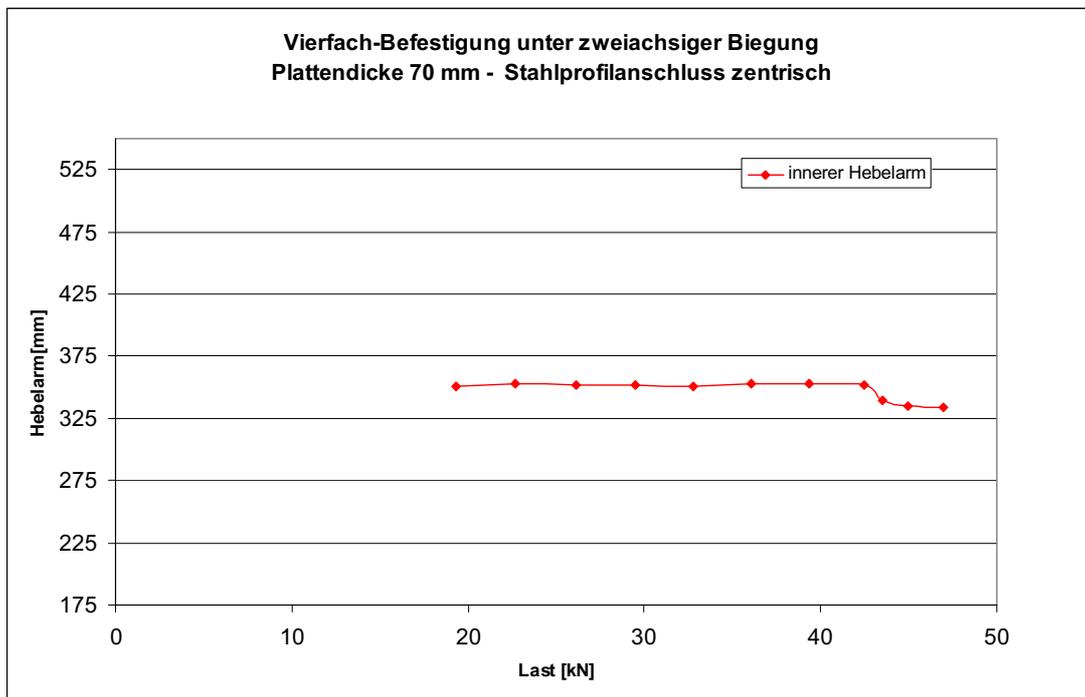


Abb. A-126: Veränderung des inneren Hebelarms

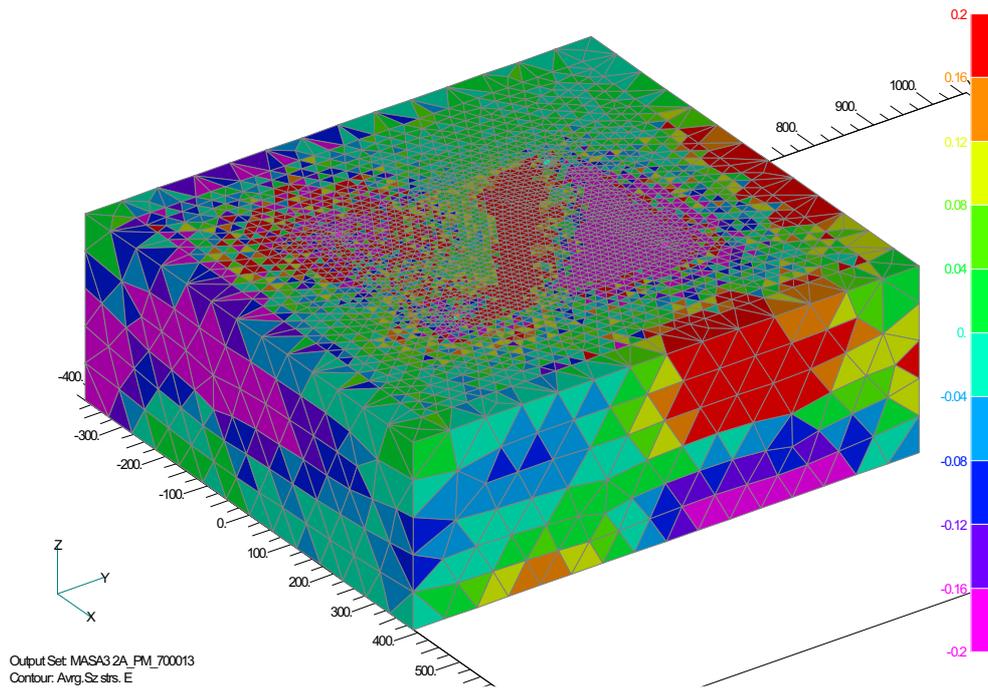


Abb. A-127: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 70\text{mm}$ )

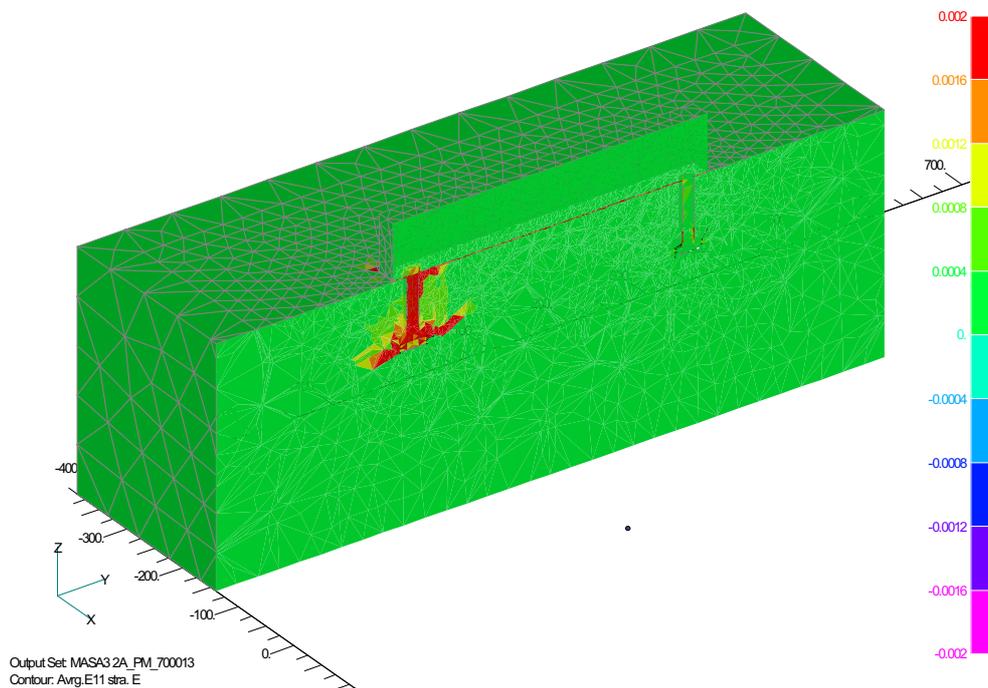


Abb. A-128: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 70\text{mm}$ )

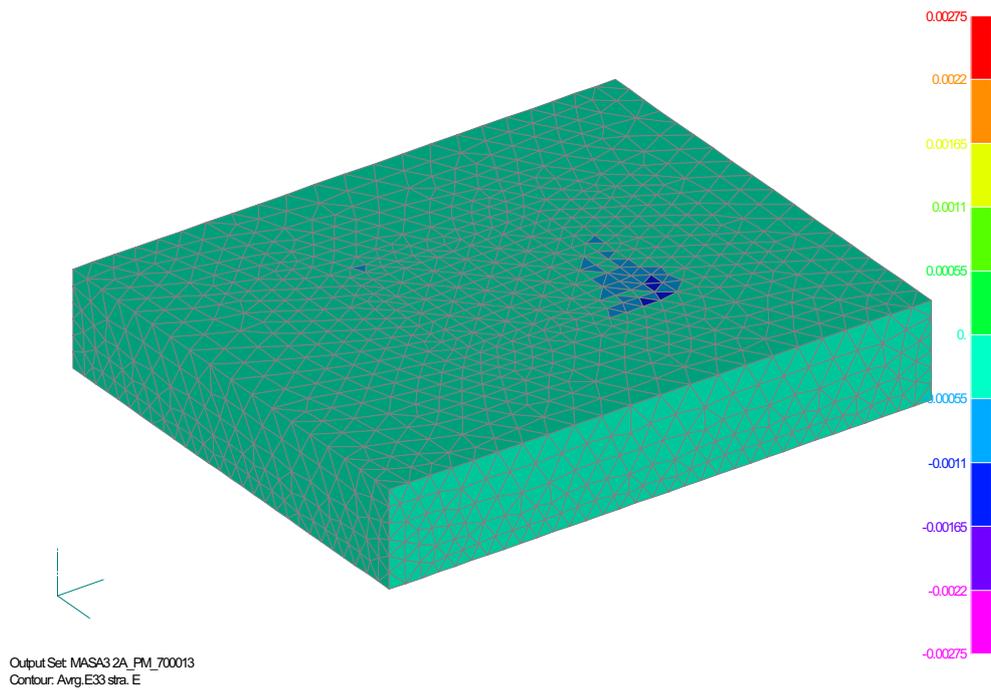


Abb. A-129: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 70\text{mm}$ )

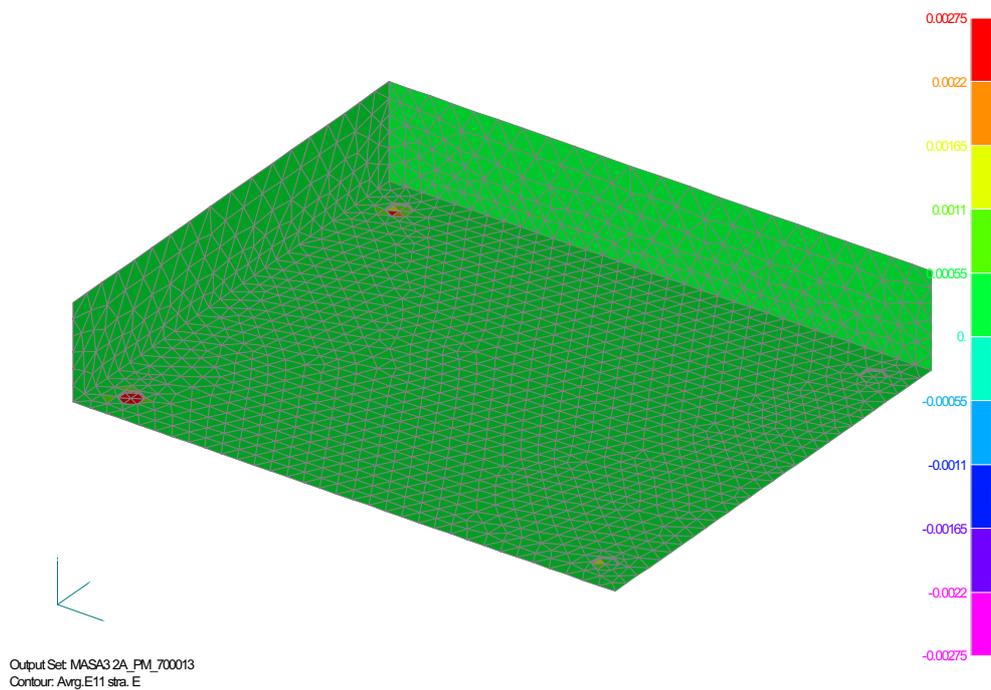


Abb. A-130: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 70\text{mm}$ )

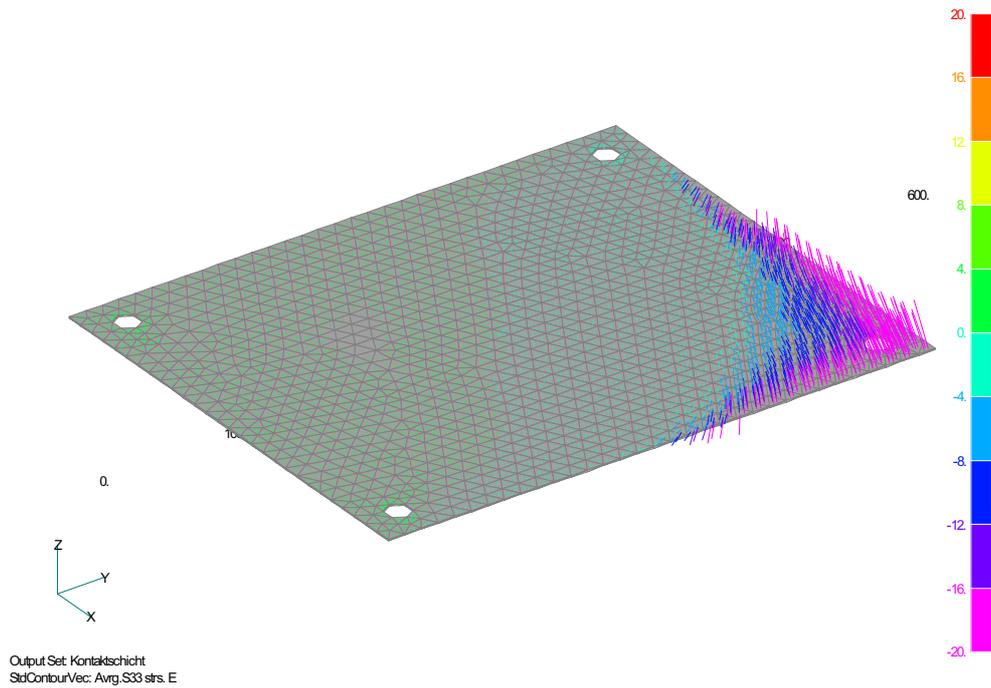


Abb. A-131: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 70\text{mm}$ )

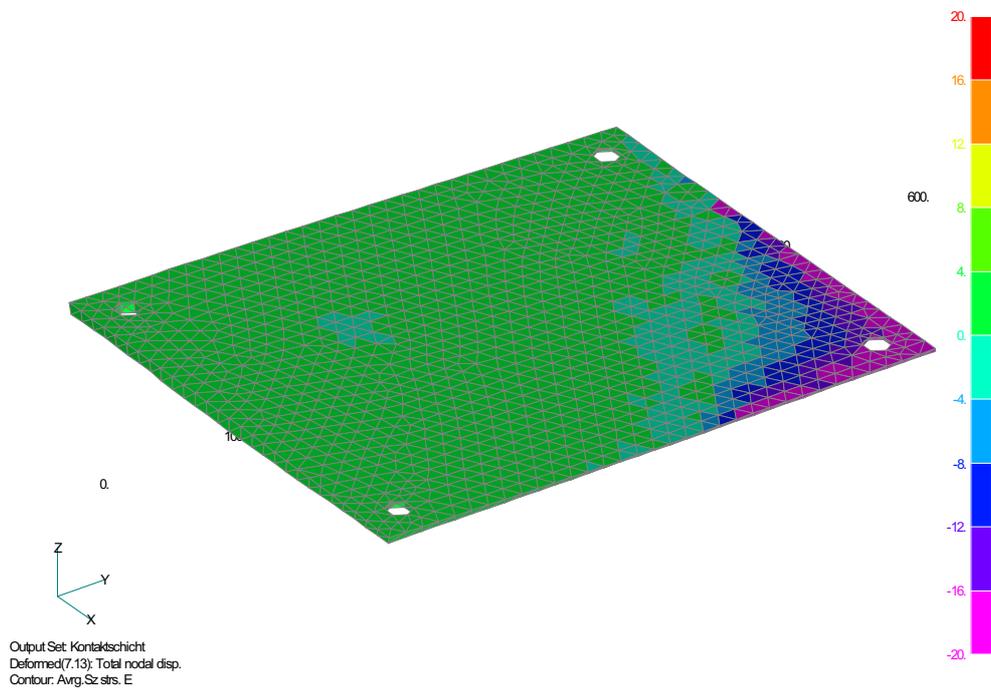


Abb. A-132: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 70\text{mm}$ )



### A.3.2 Exzentrischer Profilschluß

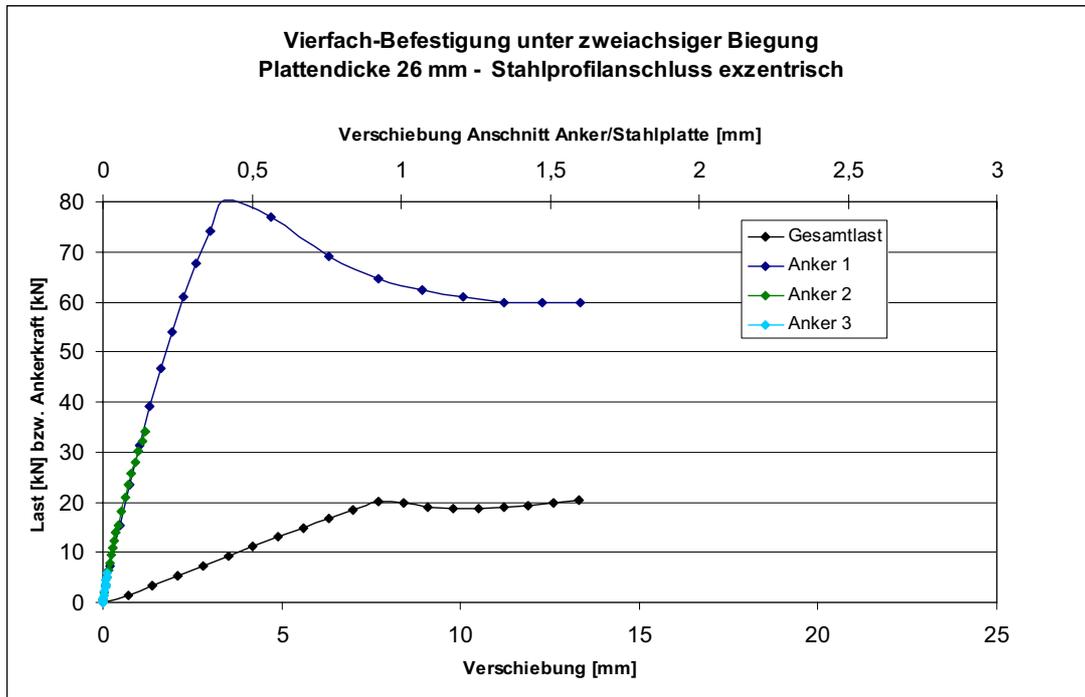


Abb. A-133: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 26 mm Plattendicke

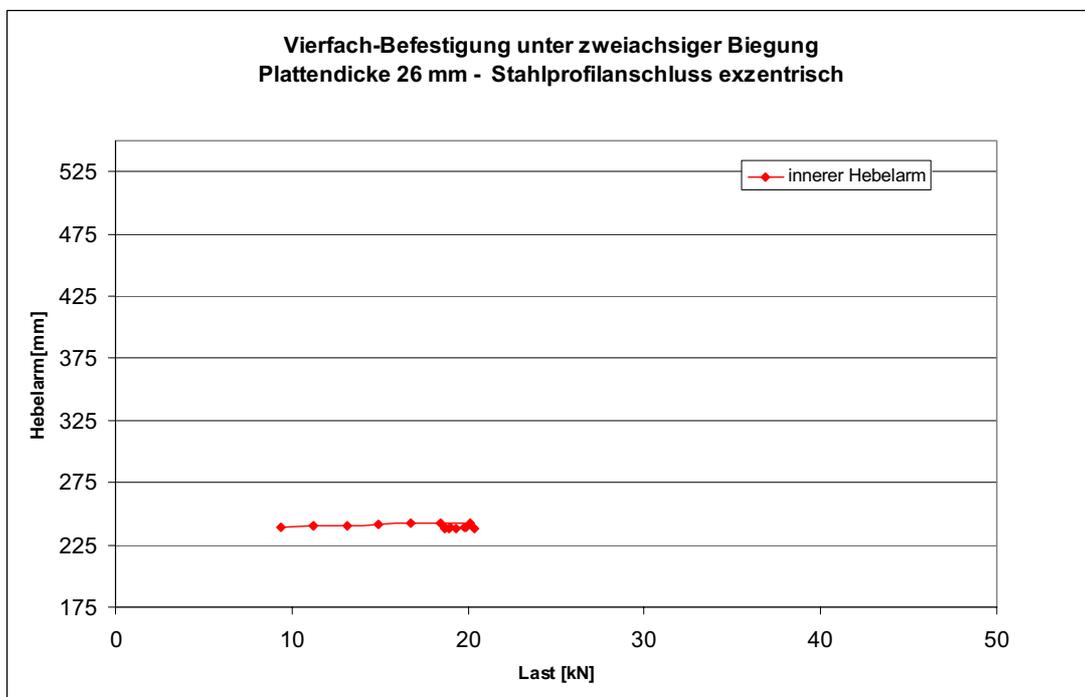


Abb. A-134: Veränderung des inneren Hebelarms

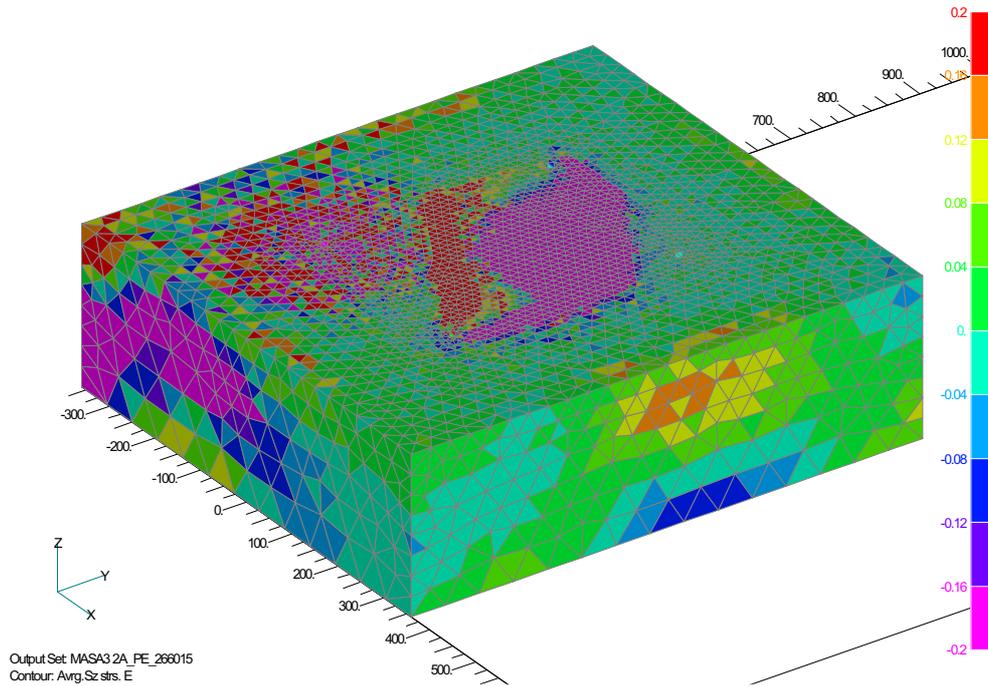


Abb. A-135: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 26\text{mm}$ )

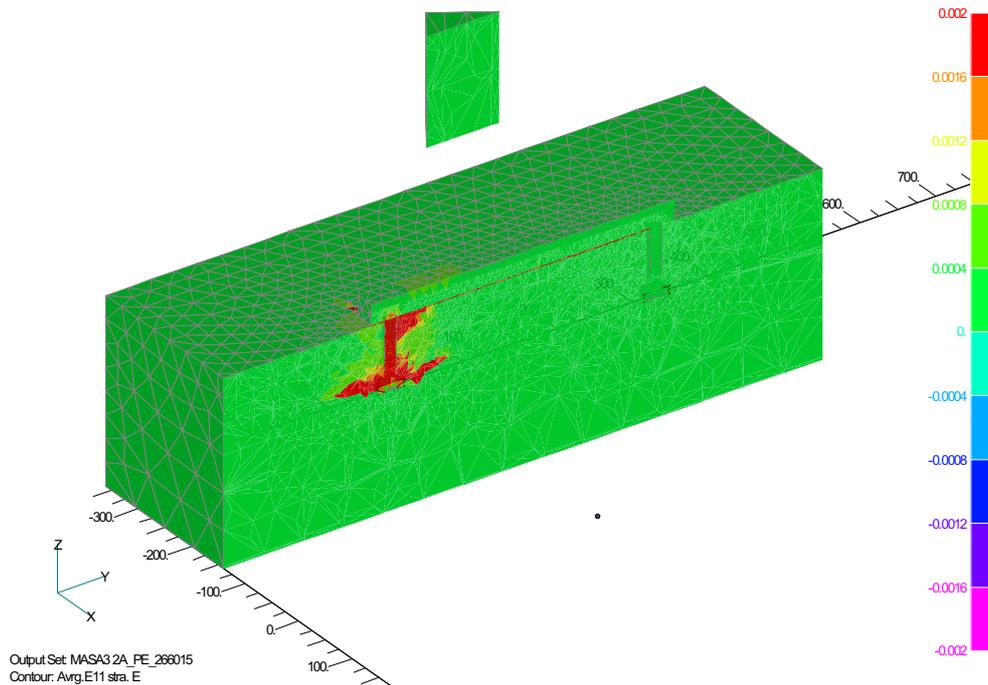


Abb. A-136: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 26\text{mm}$ )

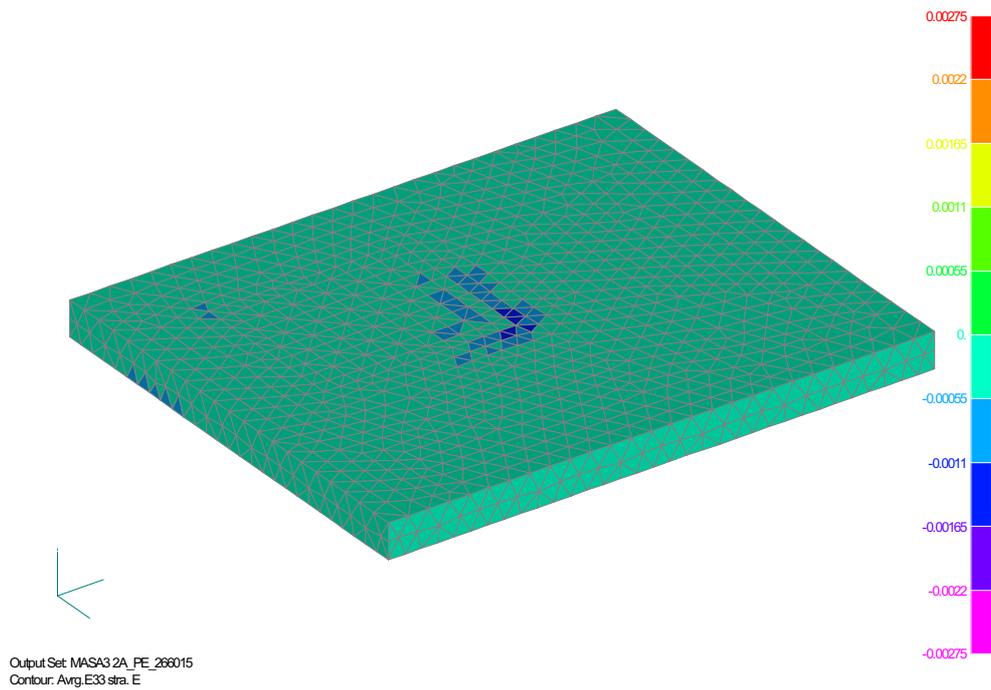


Abb. A-137: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 26\text{mm}$ )

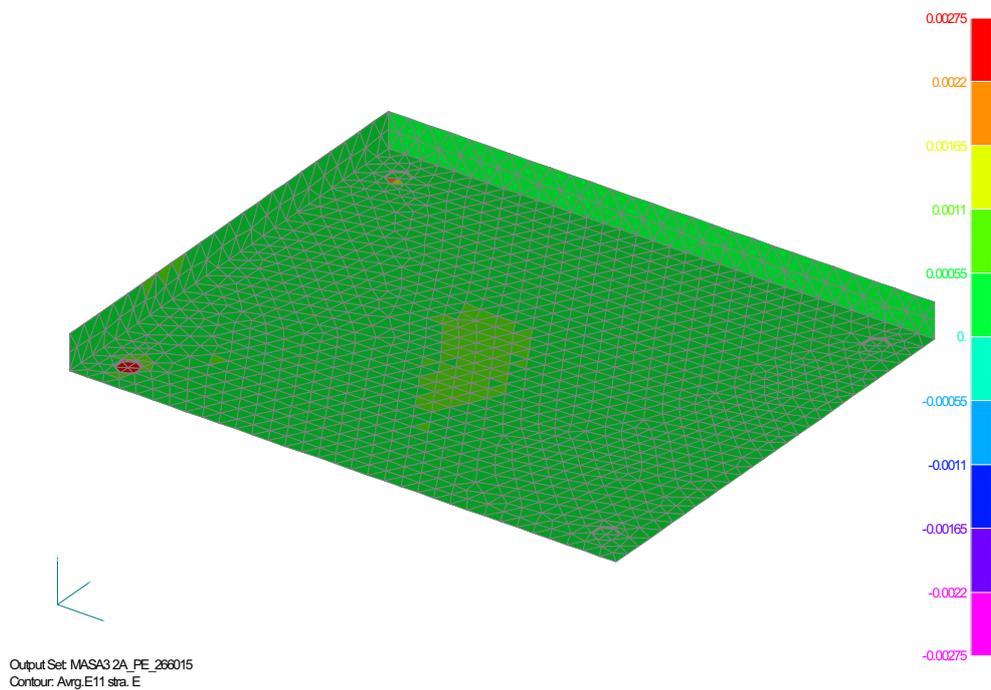


Abb. A-138: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 26\text{mm}$ )

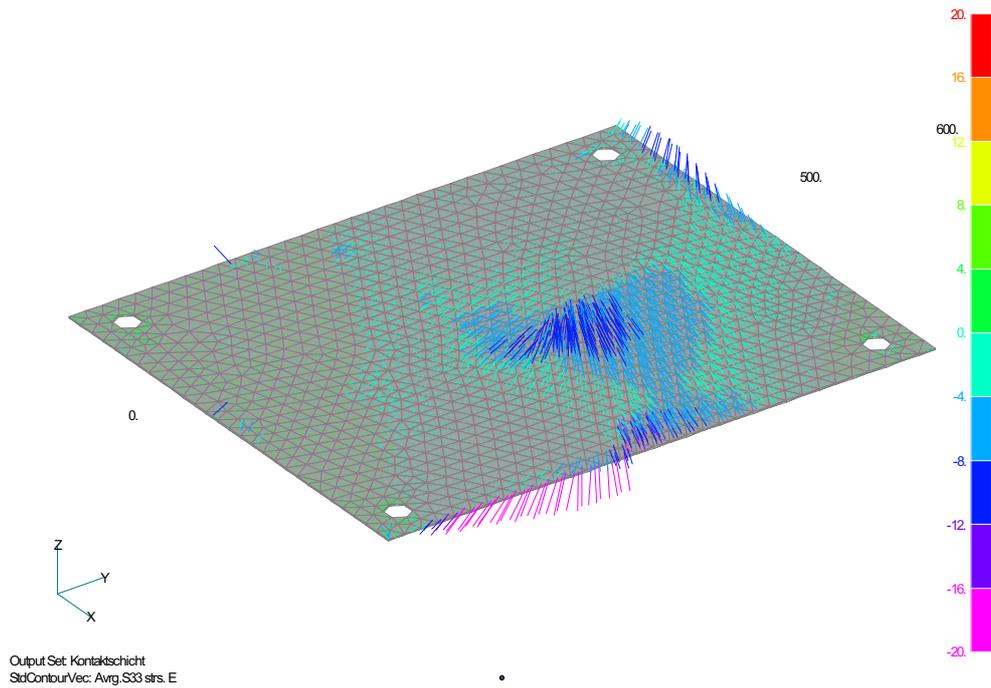


Abb. A-139: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 26\text{mm}$ )

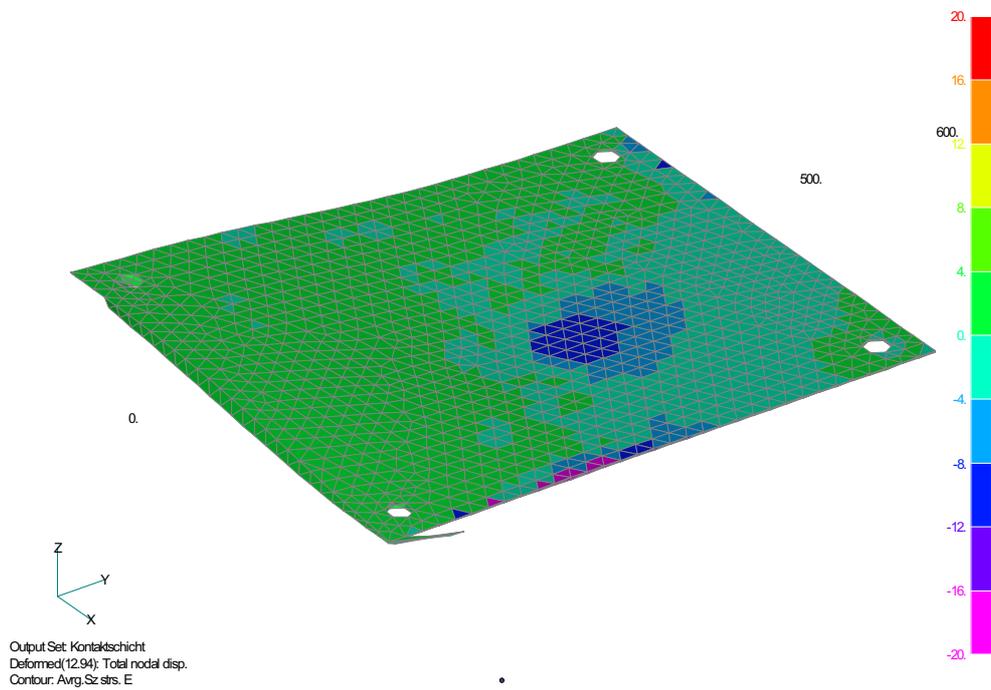


Abb. A-140: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 26\text{mm}$ )

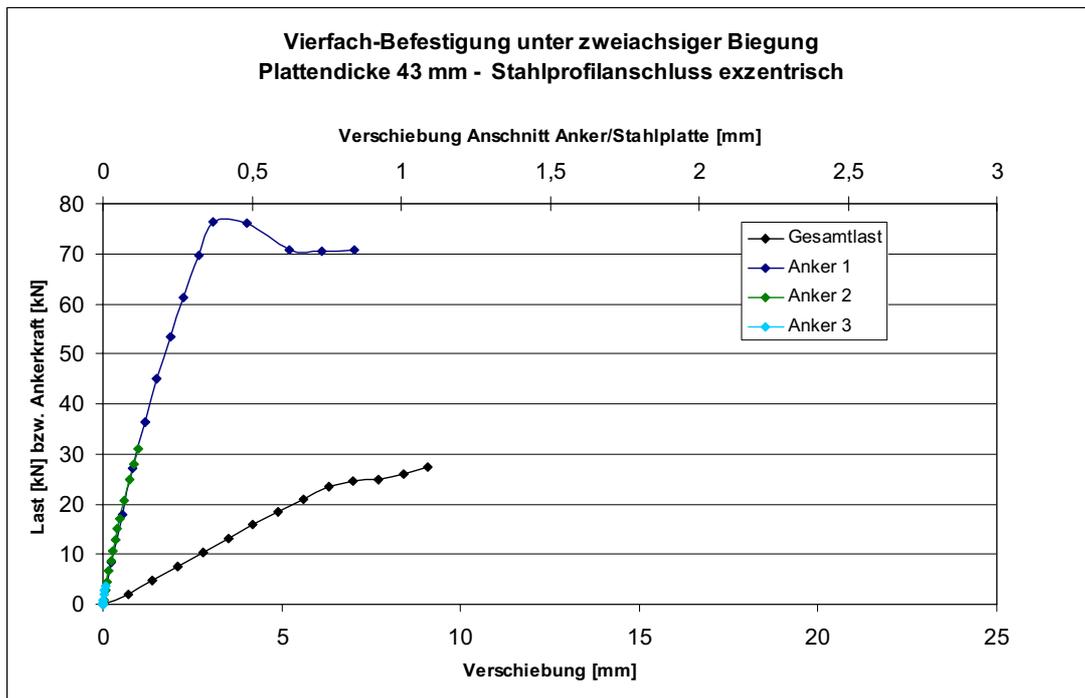


Abb. A-141: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 43 mm Plattendicke

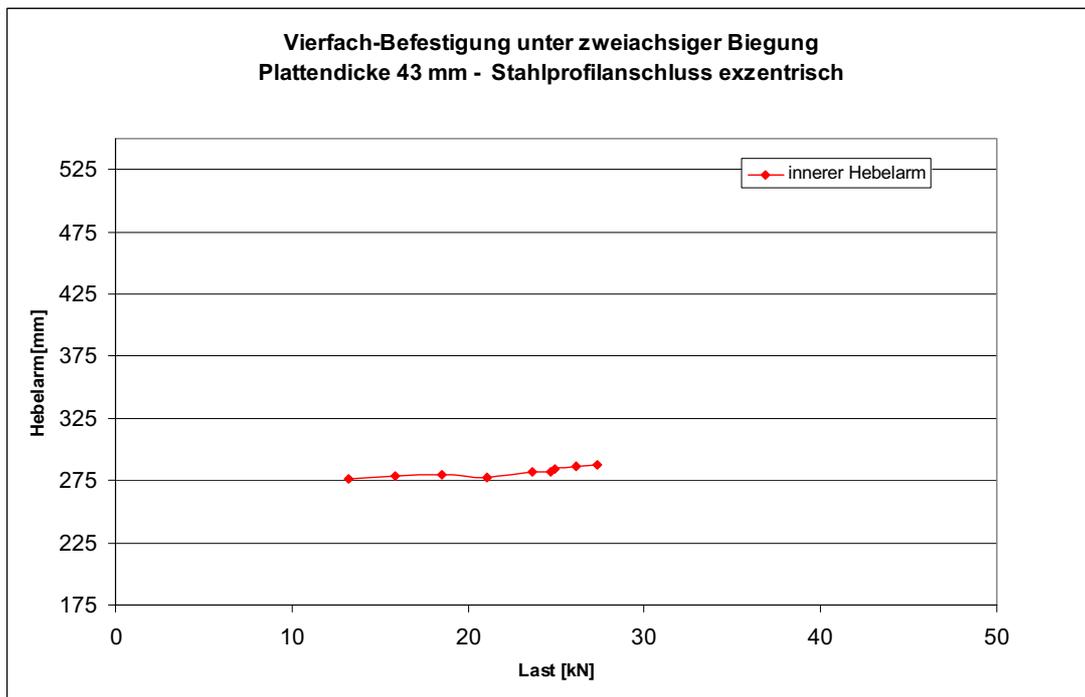


Abb. A-142: Veränderung des inneren Hebelarms

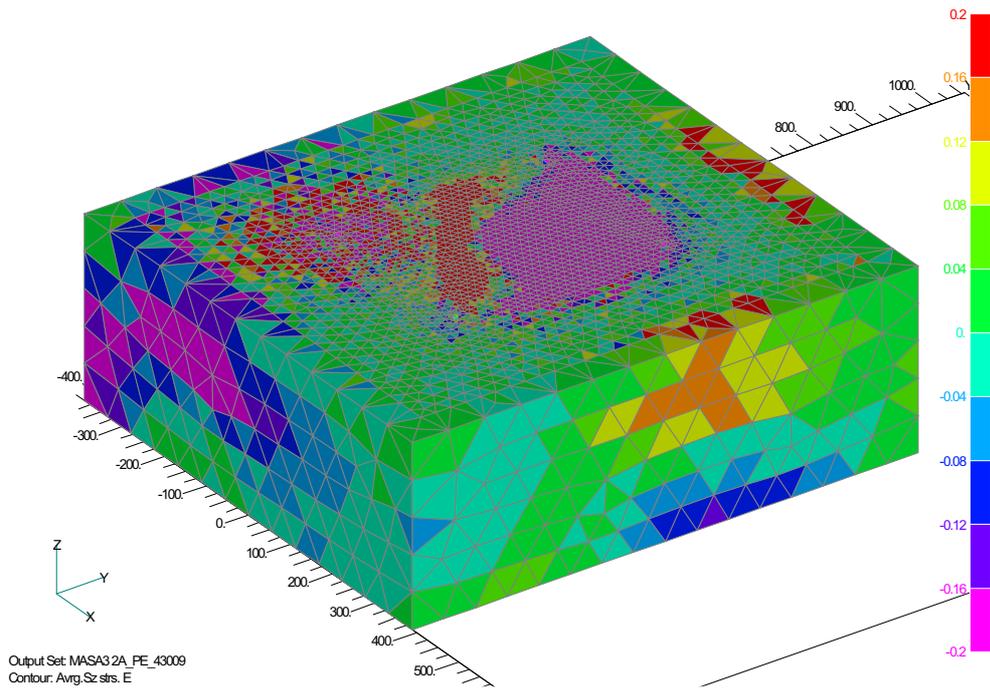


Abb. A-143: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 43\text{mm}$ )

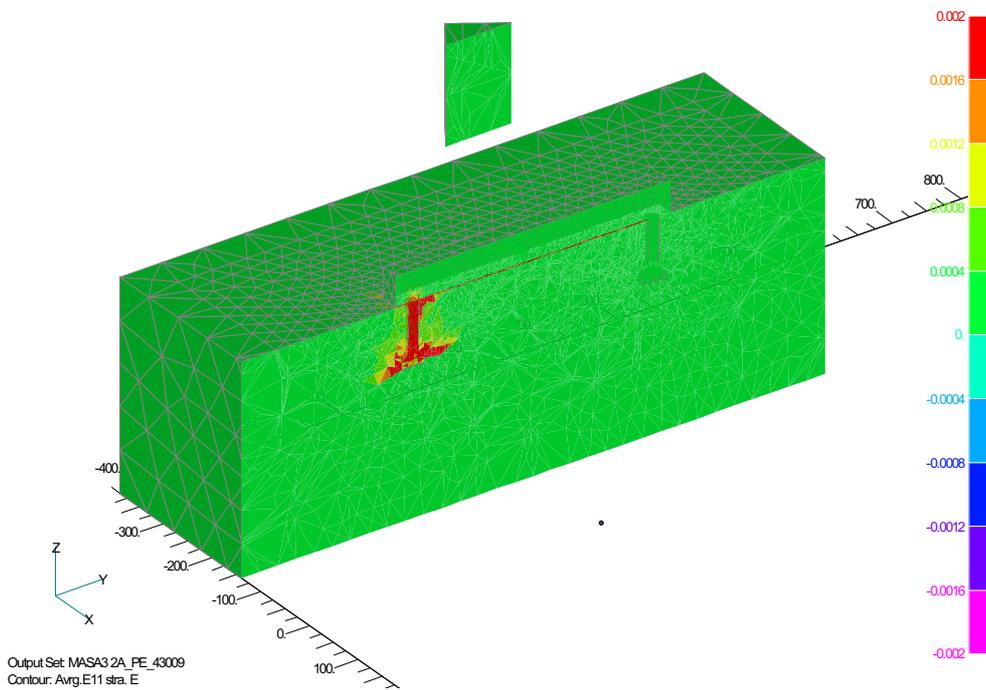


Abb. A-144: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 43\text{mm}$ )

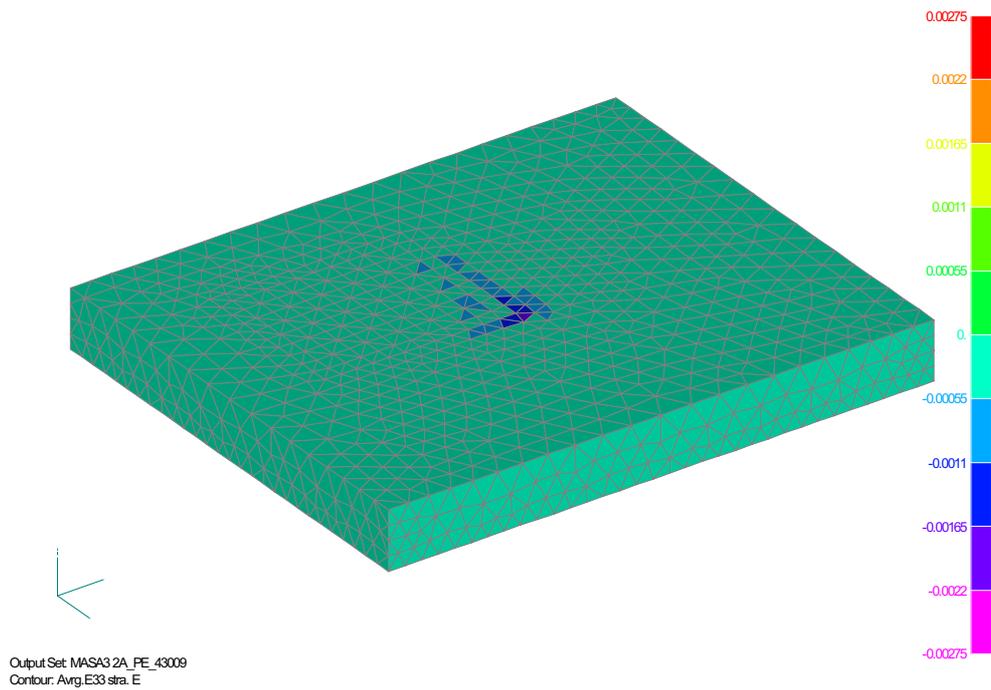


Abb. A-145: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 43\text{mm}$ )

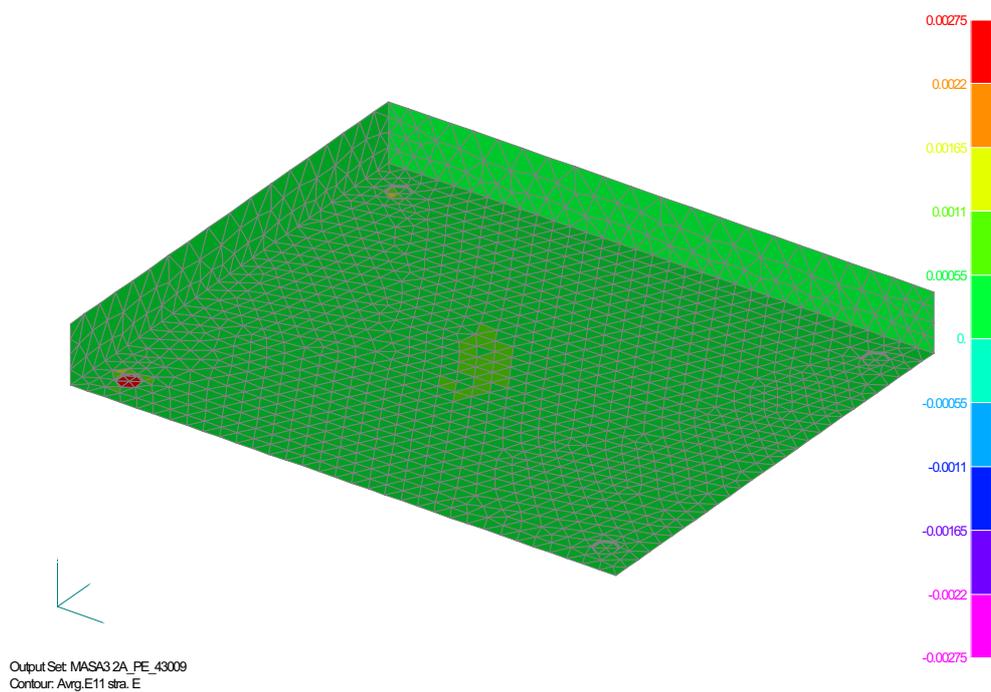


Abb. A-146: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 43\text{mm}$ )

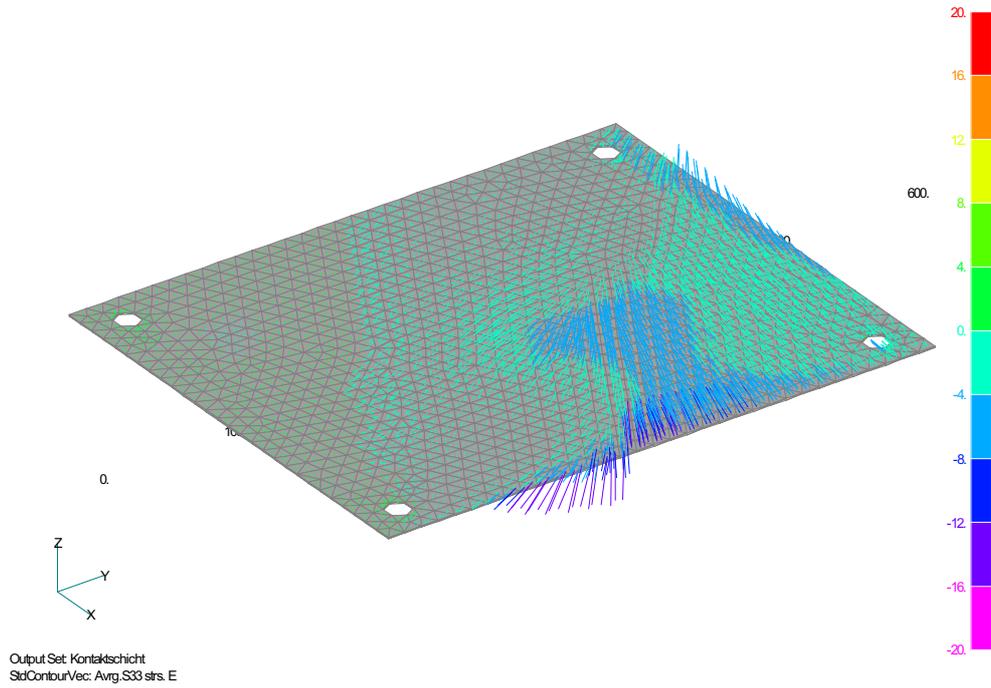


Abb. A-147: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 43\text{mm}$ )

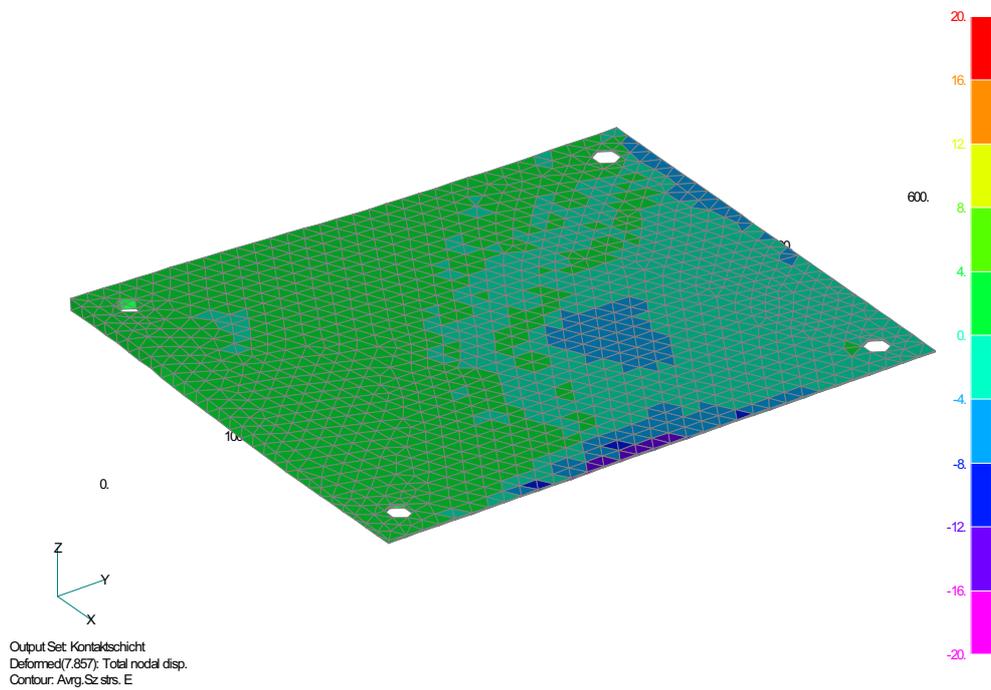


Abb. A-148: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 43\text{mm}$ )

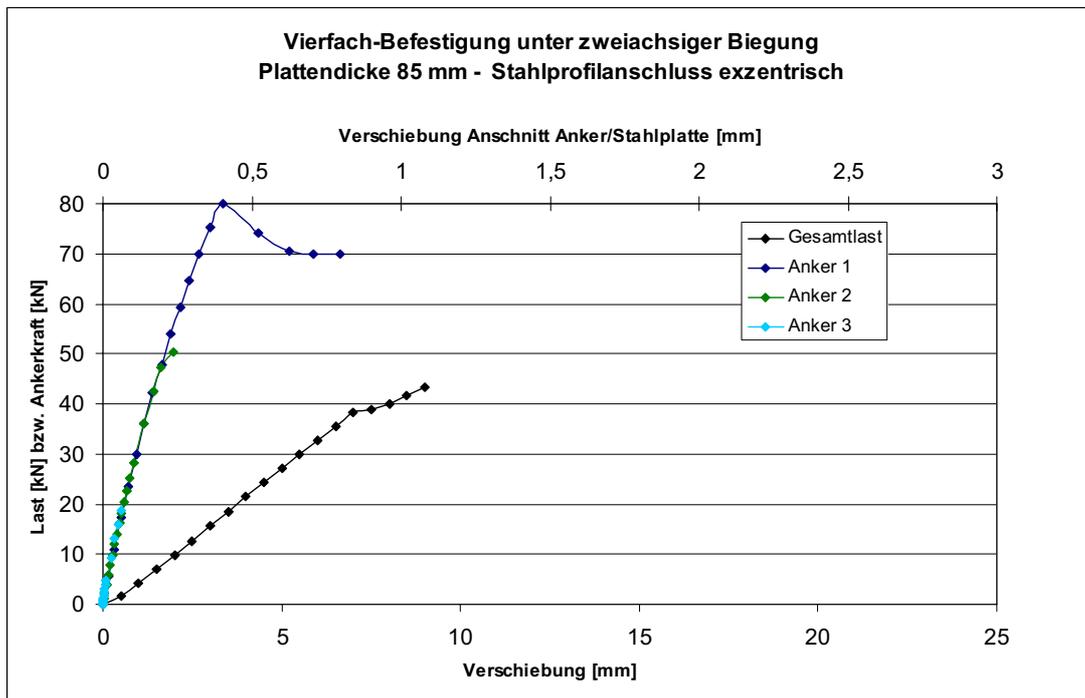


Abb. A-149: Last-Verschiebungskurve 4-fach Befestigung, 85 mm Plattendicke

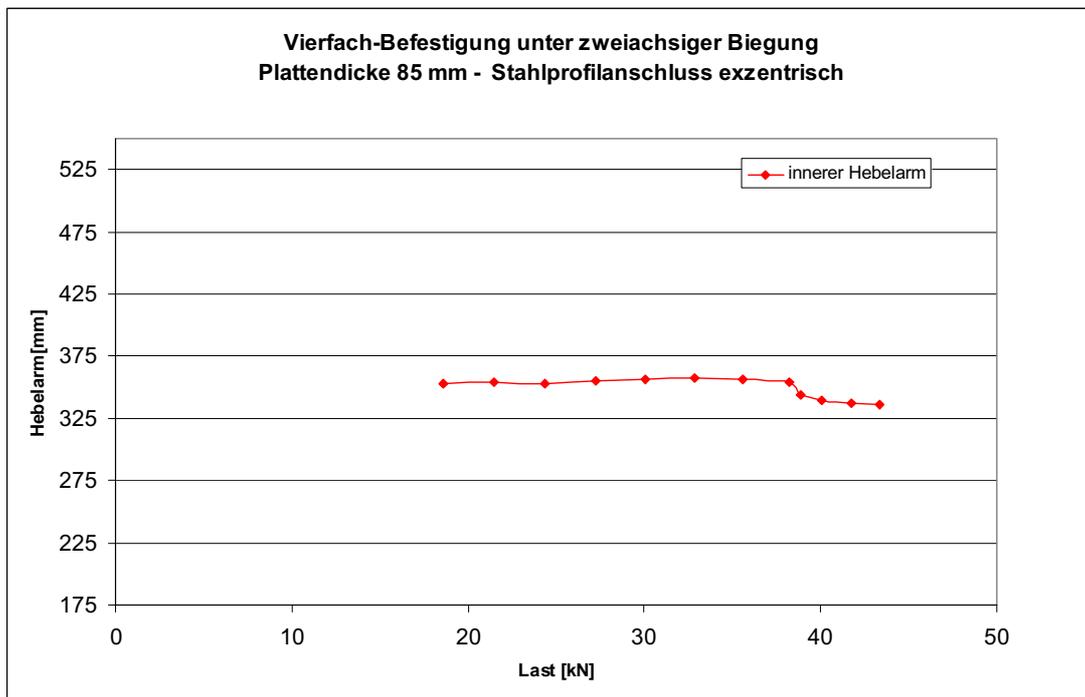


Abb. A-150: Veränderung des inneren Hebelarms

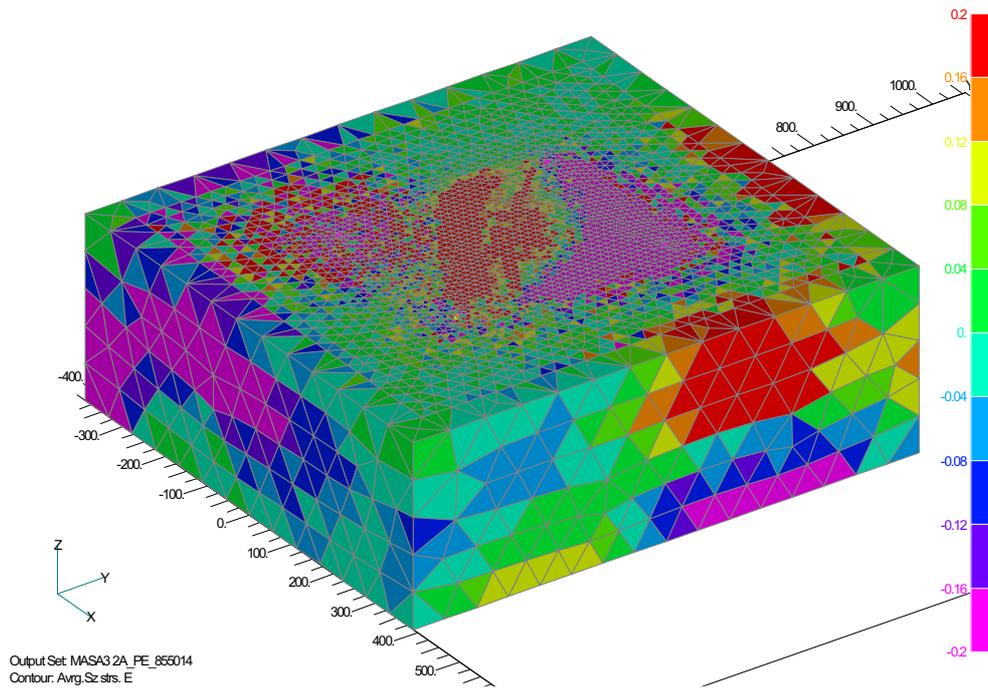


Abb. A-151: Spannungen in vertikaler Richtung ( $t_p = 85\text{mm}$ )

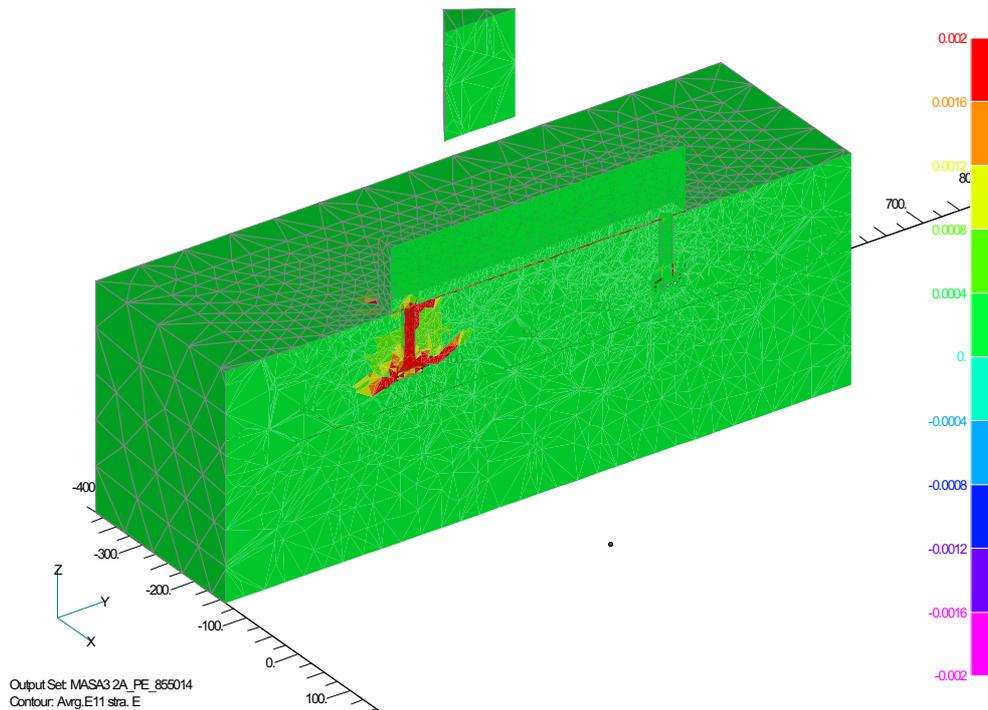


Abb. A-152: Hauptdehnungen im Betonkörper ( $t_p = 85\text{mm}$ )

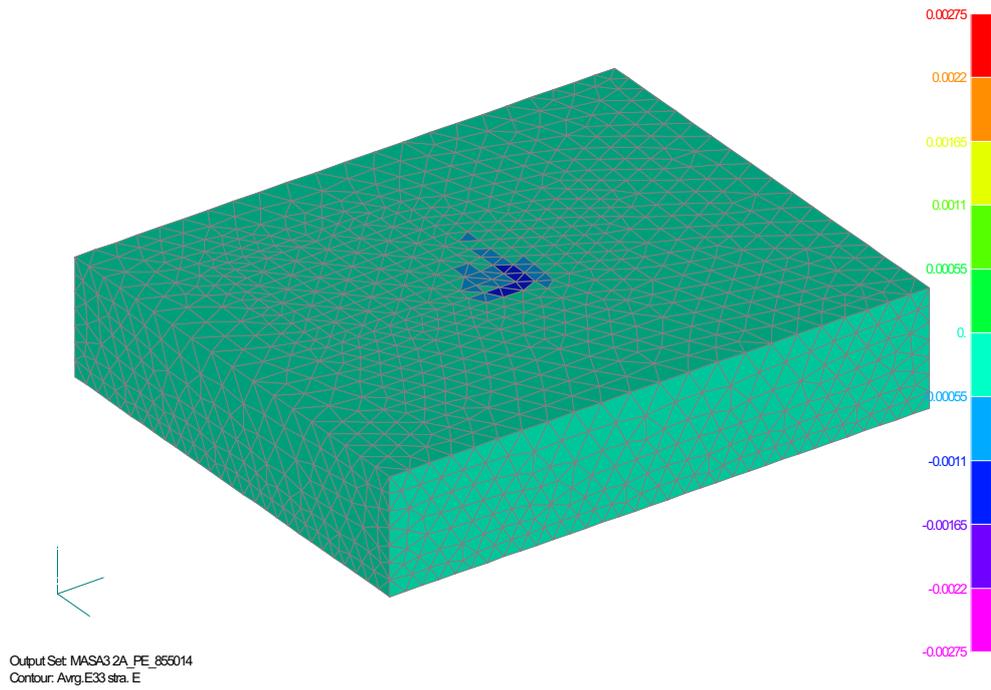


Abb. A-153: Hauptdehnungen (Druck) Oberseite Ankerplatte ( $t_p = 85\text{mm}$ )

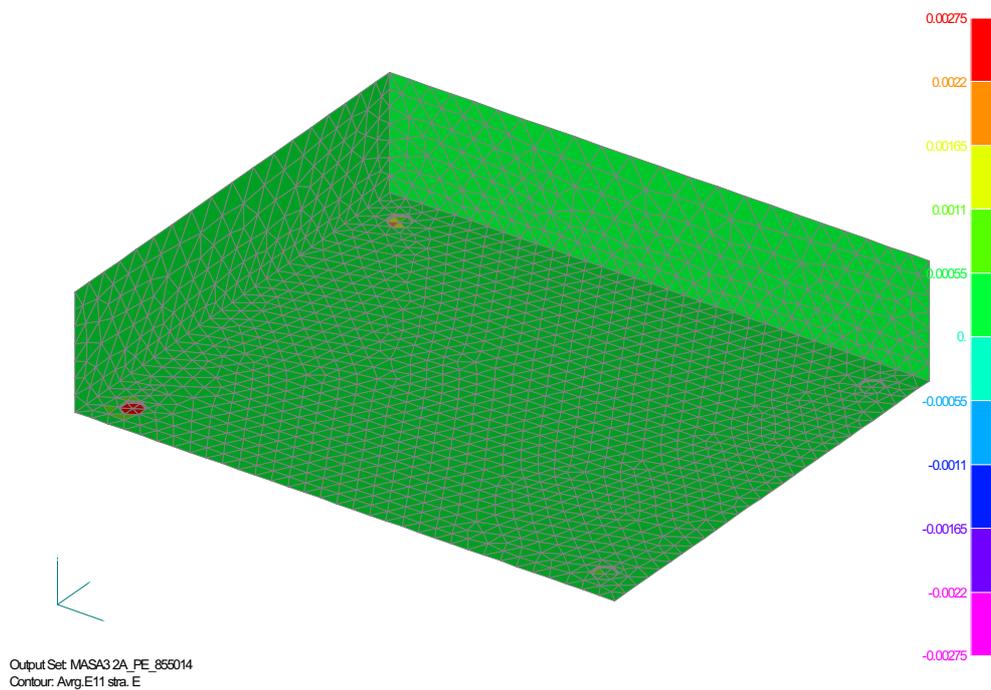


Abb. A-154: Hauptdehnungen (Zug) Unterseite Ankerplatte ( $t_p = 85\text{mm}$ )

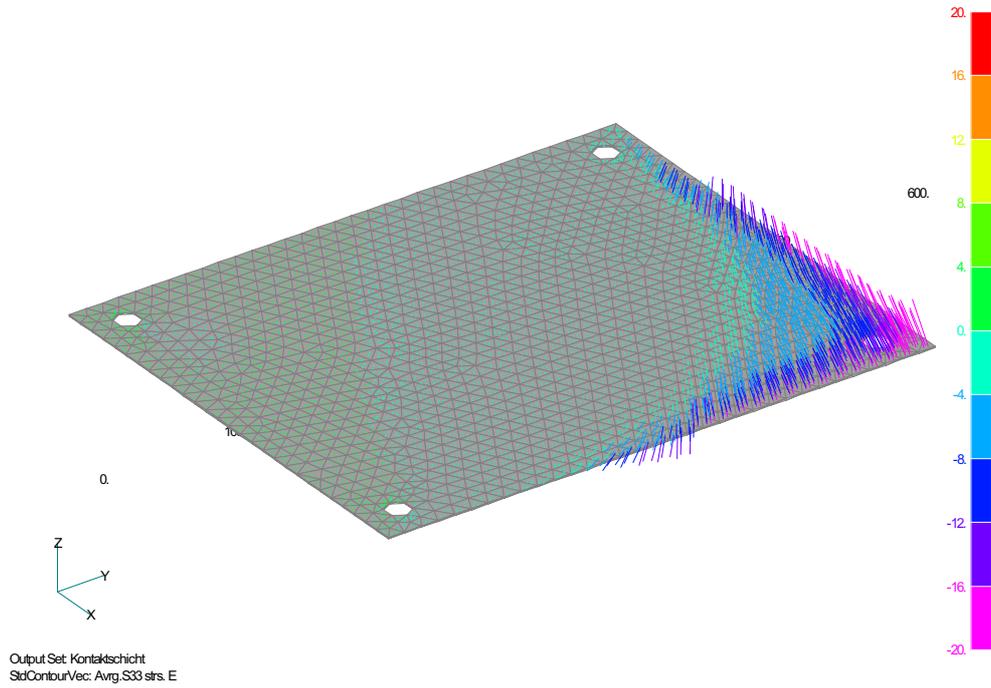


Abb. A-155: Spannungsvektoren in der Kontaktschicht ( $\sigma_{33}$ ) ( $t_p = 85\text{mm}$ )

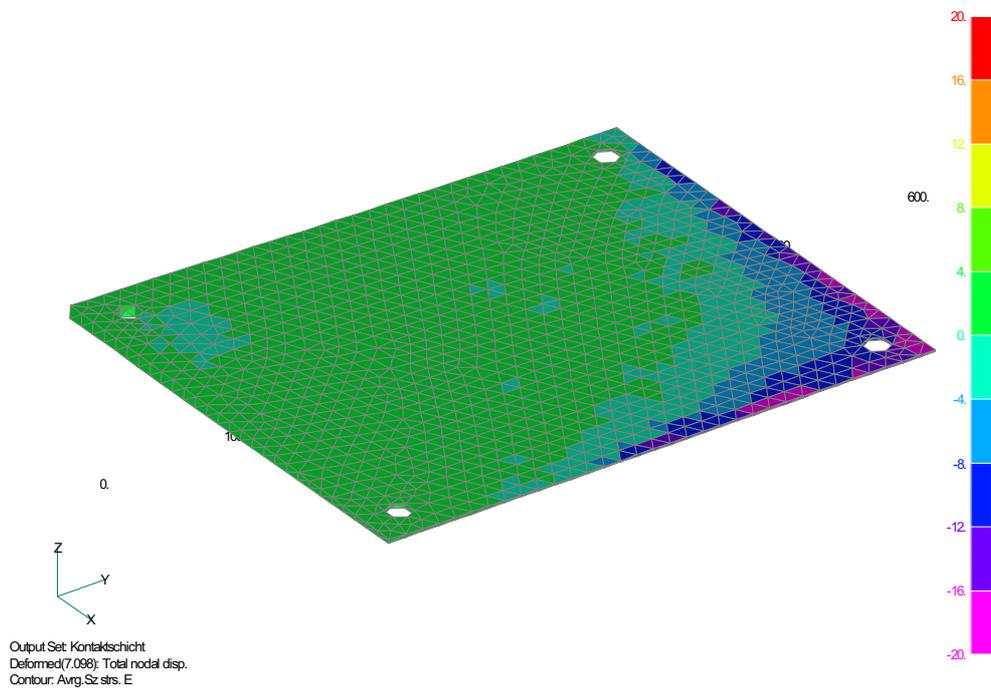


Abb. A-156: Spannungen in der Kontaktschicht (vertikale Richtung) ( $t_p = 85\text{mm}$ )



### A.3.3 Gegenüberstellung der Ergebnisse

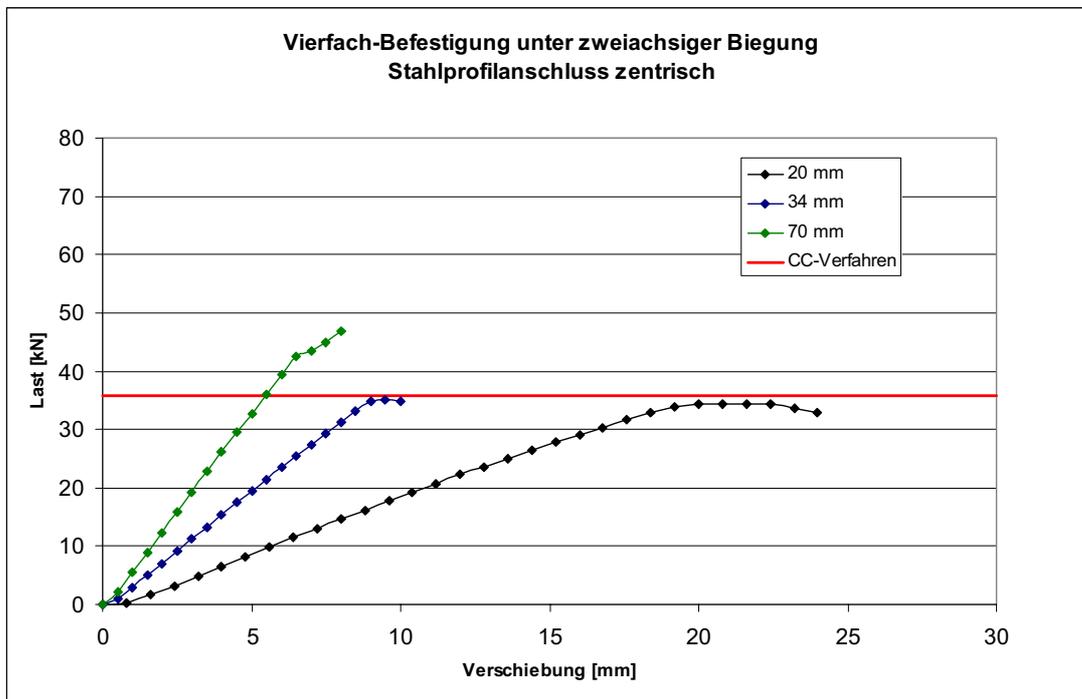


Abb. A-157: Gesamtlast-Verschiebungskurven zentrisches Profil

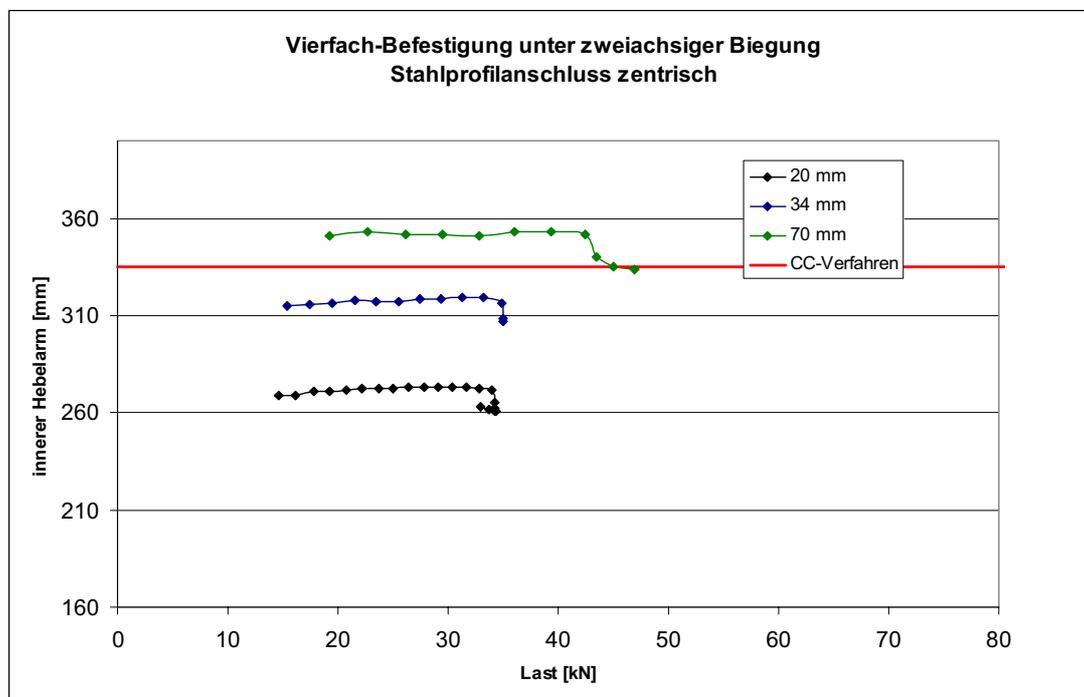


Abb. A-158: Veränderung innerer Hebelarm bei zentrischem Profil

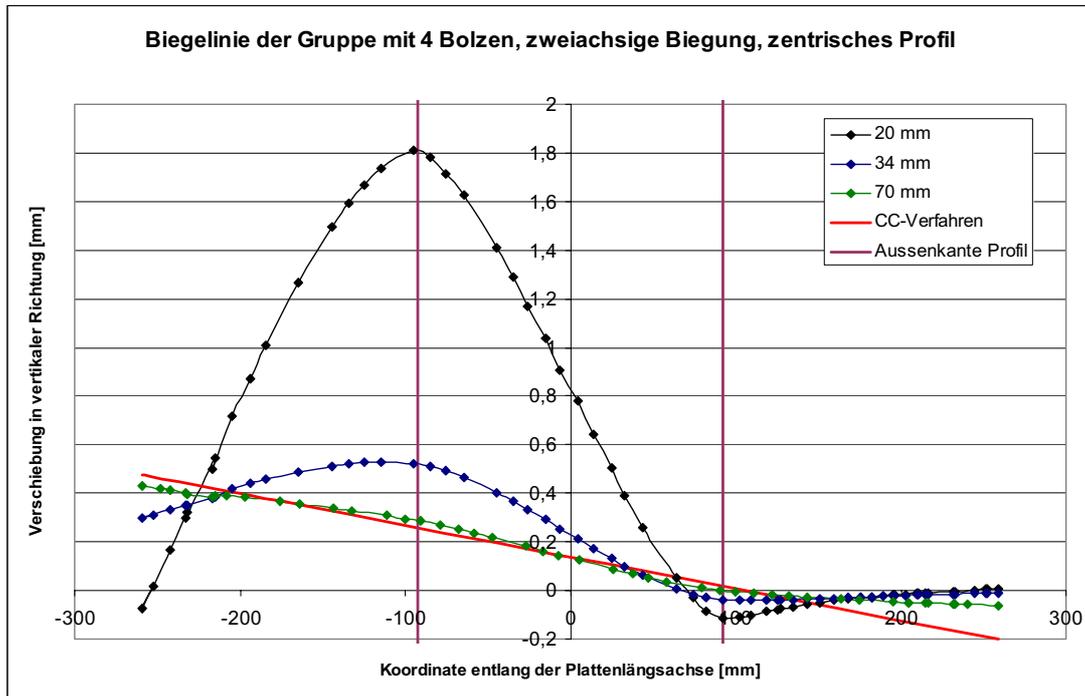


Abb. A-159: Biegelinie der Ankerplatte mit zentrisch angeschlossnem Profil

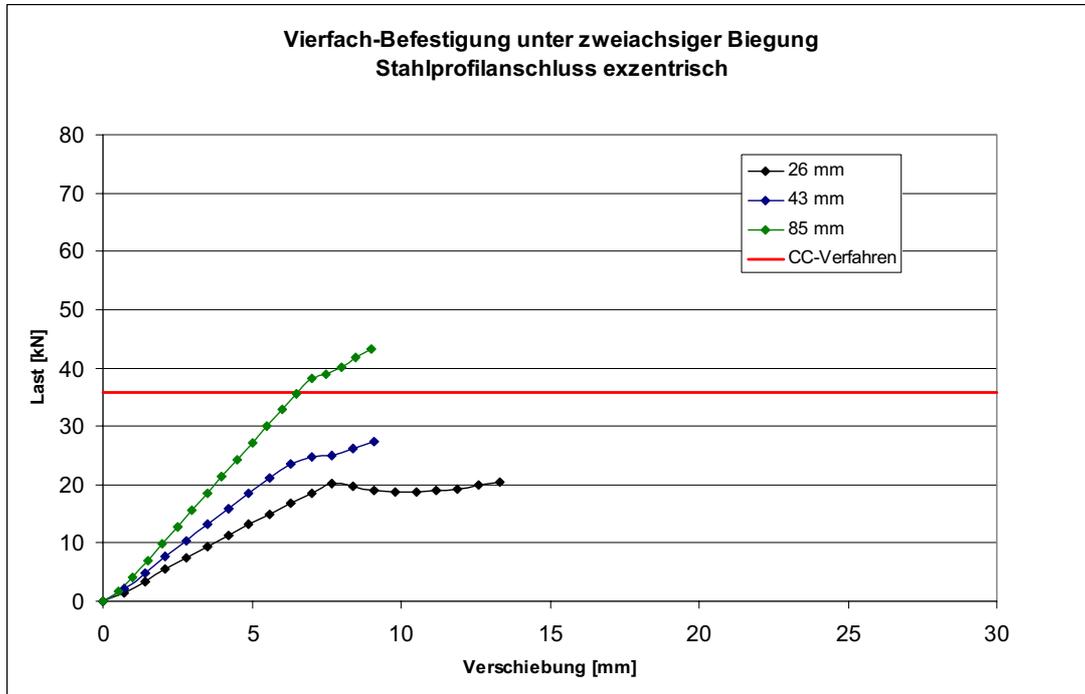


Abb. A-160: Gesamtlast-Verschiebungskurven exzentrisches Profil

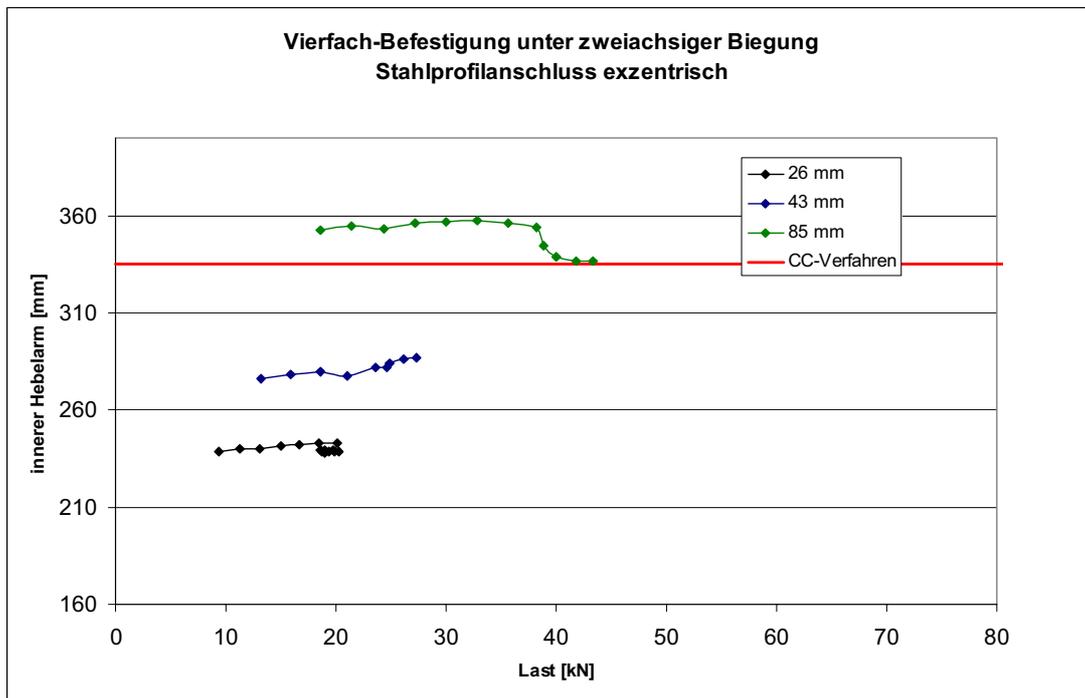


Abb. A-161: Veränderung innerer Hebelarm bei exzentrischem Profil

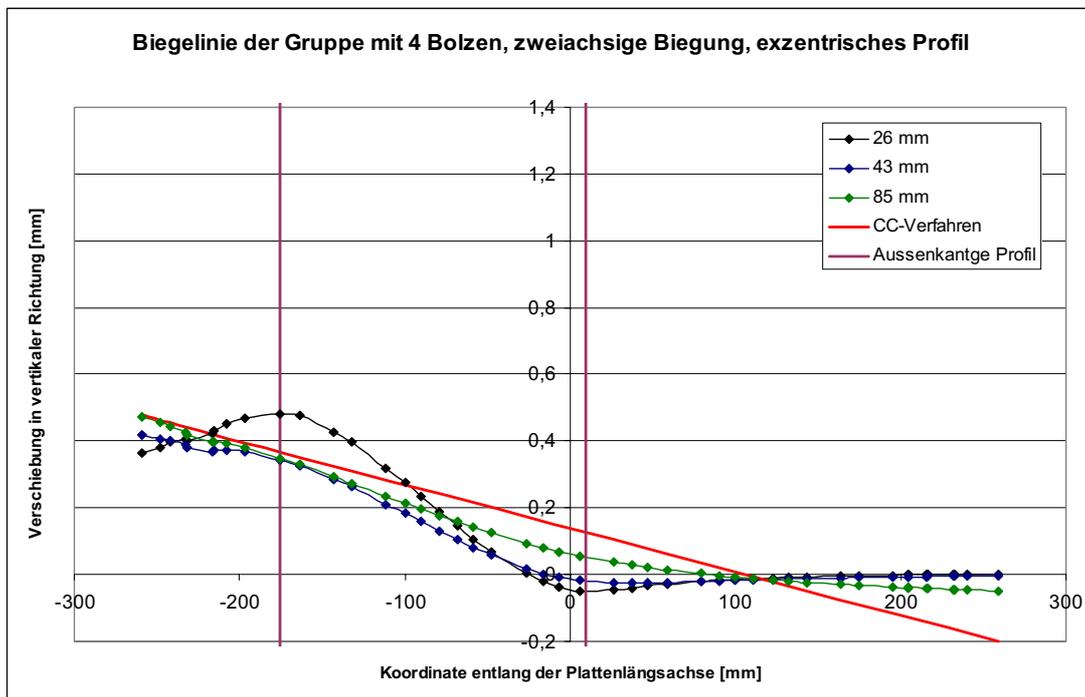


Abb. A-162: Biegelinie der Ankerplatte mit exzentrisch angeschlossenenem Profil



- Niedrigenergiehäuser unter Verwendung des Dämmstoffes Styropor**  
Teil 1, Konstruktionsempfehlungen und optimierte Anschlußsituationen (Details)  
W.-H. Pohl, S. Horschler, R. Pohl  
Teil 2, Quantitative Darstellung der Wirkung von Wärmebrücken  
Gerd Hauser, Horst Stiegel  
Band 31, 1997, 294 S., 169 Abb., kart., ISBN 3-8167-4230-0  
€ 14,- | sFr 25,-
- Fenster - Sanierung und Modernisierung**  
Hans-Rudolf Neumann  
Band 30, 1997, 134 S., 90 Abb., 11 Tab., kart., ISBN 3-8167-4229-7  
€ 20,- | sFr 35,-
- Schäden an nicht industriell hergestellten Wohnbauten der neuen Bundesländer**  
R. Oswald, R. Spilker, V. Schnapauff, u. a.  
Band 29, 1996, 116 S., 66 Abb., 30 Tab., kart., ISBN 3-8167-4228-9  
€ 17,- | sFr 30,50
- Parkierungsanlagen im verdichteten Wohnungsbau**  
Hannes Weeber, Rotraut Weeber  
Band 28, 1997, 156 S., 60 Abb., 28 Tab., kart., ISBN 3-8167-4227-0  
€ 22,- | sFr 39,50
- Möglichkeiten der Einsparung von Wohnkosten durch Mieterbeteiligung**  
M. Efff, K. Goldt, B. Harms, u. a.  
Band 27, 1997, 157 S., 3 Abb., 8 Tab., kart., ISBN 3-8167-4226-2  
€ 22,- | sFr 39,50
- Die Berechnung von Flachdecken über Zustands- und Einflußflächen**  
Max Baerschneider  
Band 26, 1996, 380 S., 196 Tab., kart., zweibändig, ISBN 3-8167-4225-4  
€ 49,- | sFr 83,50
- Feuchttransportvorgänge in Stein und Mauerwerk - Messung und Berechnung**  
M. Krus, H.-M. Künzel, K. Kießl  
Band 25, 1996, 75 S., 31 Abb., 2 Tab., kart., ISBN 3-8167-4224-6  
€ 15,- | sFr 26,-
- Wohngebäudesanierung und Privatisierung**  
Hannes Weeber, Michael Rees  
Band 24, 1996, 107 S., 51 Abb., 17 Tab., kart., ISBN 3-8167-4223-8  
€ 20,- | sFr 35,-
- Der Feuchtehaushalt von Holz-Fachwerkwänden**  
Helmut Künzel  
Band 23, 1996, 85 S., 32 Abb., 10 Tab., kart., ISBN 3-8167-4222-X  
€ 15,- | sFr 26,-
- Neue Konstruktionsalternativen für recyclingfähige Wohngebäude**  
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm  
Band 22, 1996, 110 S., 26 Abb., 3 Tab., kart., ISBN 3-8167-4221-1  
€ 17,- | sFr 30,50
- Standsicherheit der Wohnbauten in Fertigteilbauweise in den neuen Bundesländern**  
E. Cziesselski, N. Fouad, F.-U. Vogdt  
Band 21, 1996, 226 S., 71 Abb., kart., ISBN 3-8167-4220-3  
€ 30,- | sFr 51,50
- Sicherheit von Glasfassaden**  
X. Shen, H. Techen, J. D. Wörner  
Band 20, 1996, 38 S., 26 Abb., 4 Tab., kart., ISBN 3-8167-4219-X  
€ 12,- | sFr 21,50
- Kostengünstige Umnutzung aufgegebener militärischer Einrichtungen für Wohnzwecke, Wohnergängungseinrichtungen und andere Nutzungen**  
B. Jacobs, J. Kirchhoff, J. Mezler  
Band 19, 1996, 204 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4218-1  
€ 28,- | sFr 47,50
- Holztafelbauweise im mehrgeschossigen Wohnungsbau**  
Barbara Bredenbals, Heinz Hullmann  
Band 18, 1996, 237 S., 116 Abb., 23 Tab., kart., ISBN 3-8167-4217-3  
€ 30,- | sFr 51,50
- Gefährdungspotentiale asbesthaltiger Massenbaustoffe in den neuen Bundesländern**  
Klaus Bergner, unter Mitarbeit von Franka Stodollik und Hans-Otto Eckler  
Band 17, 1996, 75 S., 26 Abb., 9 Tab., kart., ISBN 3-8167-4216-5  
€ 15,- | sFr 26,-
- Transparent gedämmte Altbauten**  
G. H. Bondzio, K. Brandstetter, P. Sulzer, S. Al Bosta, u. a.  
Band 15, 1996, 130 S., 44 Abb., 7 Tab., kart., ISBN 3-8167-4214-9  
€ 22,- | sFr 39,50
- Kosten und Techniken für das "Überwintern" erhaltenswerter Bausubstanz**  
Michael Rees, Hannes Weeber  
Band 14, 1995, 190 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4213-0  
€ 25,- | sFr 44,-
- Menschengerechte Raumklimatisierung durch Quelllüftung und Flächenkühlung**  
Erhard Mayer (Hrsg.)  
Band 13, 1995, 190 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4212-2  
€ 25,- | sFr 44,-
- Zusätzliche Wärmedämmsysteme bei Fertigteilbauten**  
Typenserie P2  
P. Bauer, B. Loeser, H. Schwarzgig, T. Spengler  
Band 12, 1995, 118 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4211-4  
€ 20,- | sFr 35,-
- Körperschalldämmung von Sanitärräumen**  
Karl Gösele, Volker Engel  
Band 11, 1995, 76 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4210-6  
€ 15,- | sFr 26,-
- Bauschäden an Holzbalkendecken in Feuchtraumbereichen**  
Gertraud Hofmeister  
Band 9, 1995, 210 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4208-4  
€ 25,- | sFr 44,-
- Ökologische Auswirkungen von Hochhäusern**  
Band 8, 1995, 418 S., 114 Abb., kart., ISBN 3-8167-4207-6  
€ 50,- | sFr 86,-
- Wohnhochhäuser heute**  
H. Weeber, R. Weeber, M. Hasenmaier, u. a.  
Band 7, 1995, 165 S., zahlreiche Abb., kart., ISBN 3-8167-4206-8  
€ 25,- | sFr 44,-
- Abfallvermeidung in der Bauproduktion**  
Barbara Bredenbals, Wolfgang Willkomm  
Band 6, 1994, 198 S., 75 Abb., 16 Tab., kart., ISBN 3-8167-4205-X  
€ 25,- | sFr 44,-
- Barrierefreie Erschließungssysteme von Wohngebäuden**  
R. Weeber, M. Rees, H. Weeber  
Band 5, 1994, 64 S., 52 Abb., 6 Tab., kart., ISBN 3-8167-4204-1  
€ 12,- | sFr 21,50
- Die Ausführung des Umkehrdaches bei erhöhten Anforderungen an den Wärmeschutz**  
Lutz Franke, Gernod Deckelmann  
Band 4, 1994, 80 S., zahlreiche Abb. und Tab., kart., ISBN 3-8167-4203-3  
€ 20,- | sFr 35,-
- Niveaugleiche Türschwellen bei Feuchträumen und Dachterrassen**  
R. Oswald, A. Klein, K. Wilmes  
Band 3, 1994, 56 S., 48 Abb., kart., ISBN 3-8167-4202-5  
€ 12,- | sFr 21,50
- Wohnbauten in Fertigteilbauweise in den neuen Bundesländern**  
R. Oswald, V. Schnapauff, R. Lamers, u. a.  
Band 2, 1995, 333 S., 515 Abb., kart., ISBN 3-8167-4201-7  
€ 40,- | sFr 69,50
- Heizung und Lüftung im Niedrigenergiehaus**  
Gerhard Hausladen, Peter Springl  
Band 1, 1994, 214 S., 74 Abb., 17 Tab., kart., ISBN 3-8167-4200-9  
€ 25,- | sFr 44,-
- Informieren Sie mich bitte laufend über neue **Fachbücher**

## BESTELLSCHEIN

**Titel ankreuzen und im Umschlag oder per Fax (07 11) 970 - 2508 oder -2507 senden an:**

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum  
 Raum und Bau IRB

Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart

Telefon (07 11) 970 - 25 00

E-Mail: [info@irb.fhg.de](mailto:info@irb.fhg.de)

URL: <http://www.IRBbuch.de>

Absender .....

.....

.....

Straße/PF .....

.....

PLZ/Ort .....

Datum .....

Unterschrift .....

# Schadenfreies Bauen

Herausgegeben von Professor Günter Zimmermann

- Schadenfreies Bauen**  
**Gesamtausgabe Bände 1 – 26**  
2002, alle Bände mit festem Einband  
ISBN 3-8167-5796-0  
€ 1037,- | sFr 1744,-  
Bei Abnahme der Gesamtausgabe  
sparen Sie € 115,-
- Schäden an polymeren Beschichtungen**  
Robert Engelfried  
Band 26: 2001, 146 S., 94 Abb., 14 Tab.,  
ISBN 3-8167-5795-2  
€ 40,- | sFr 68,50
- Schäden an Belägen und Bekleidungen mit Keramik- und Werksteinplatten**  
Günter Zimmermann  
Band 25: 2001, 200 S., 175 Abb., 16 Tab.,  
ISBN 3-8167-5791-X  
€ 48,- | sFr 82,50
- Schäden an Installationsanlagen**  
Heizungs- und Raumluftechnische Anlagen,  
Trinkwasser-, Abwasser- und Gasinstallations-  
anlagen  
Heinz Wirth, Stefan Wirth  
Band 24: 2001, 270 S., 114 Abb., 33 Tab.,  
ISBN 3-8167-5790-1  
€ 57,- | sFr 96,-
- Schäden an Türen und Toren**  
Ralf Schumacher  
Band 23: 2001, 372 S., 291 Abb., 32 Tab.,  
ISBN 3-8167-4169-X  
€ 71,- | sFr 118,-
- Schäden an elastischen und textilen Bodenbelägen**  
Hans-Joachim Scheewe  
Band 22: 2001, 232 S., 80 überw. farb. Abb.,  
50 Tab.,  
ISBN 3-8167-4168-1  
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Glasfassaden und -dächern**  
Peter Küffner, Oliver Lummertzheim  
Band 21: 2000, 132 S., 106 z.T. farb. Abb.,  
6 Tab.,  
ISBN 3-8167-4165-7  
€ 40,- | sFr 68,50
- Schäden an Wärmedämm-Verbundsystemen**  
Erich Cziesielski, Frank Ulrich Vogdt  
Band 20: 2000, 202 S., 75 Konstruktionsskiz-  
zen, 28 Tab. u. Diagramme, 98 Fotos,  
ISBN 3-8167-4164-9  
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwänden aus Mehrschicht-Betonplatten**  
Ralf Ruhnau, Nabil Fouad  
Band 19: 1998, 104 S., 61 Abb.; 7 Tab.,  
ISBN 3-8167-4160-6  
€ 35,- | sFr 60,50
- Schäden an Deckenbekleidungen und abgehängten Decken**  
Hubert Satzger  
Band 18: 1998, 78 S., 59 Abb., 5 Tab.,  
ISBN 3-8167-4159-2  
€ 23,- | sFr 40,50
- Schäden an Dränanlagen**  
Wilfried Muth  
Band 17: 1997, 114 S., 128 Abb., 10 Tab.,  
ISBN 3-8167-4154-1  
€ 35,- | sFr 60,50
- Tauwasserschäden**  
Richard Jenisch  
Band 16: 2. überarb. Aufl., 2001, 129 S.,  
66 Abb., 6 Tab., ISBN 3-8167-5792-8  
€ 37,- | sFr 62,50
- Schäden an Estrichen**  
Klaus G. Aurnhammer  
Band 15: 2., erg. Aufl., 1999, 216 S., 44 Abb.;  
17 Tab.,  
ISBN 3-8167-4162-2  
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Tragwerken aus Stahlbeton**  
Bernhard Brand, Gerhard Glatz  
Band 14: 1996, 217 S., 129 Abb., 24 Tab.,  
ISBN 3-8167-4153-3  
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Außenwänden aus Ziegel- und Kalksandstein-Verblendmauerwerk**  
Helmut Klaas, Erich Schulz  
Band 13: 1995, 224 S., 162 Abb., 13 Tab.,  
ISBN 3-8167-4152-5  
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Metallfassaden und -dachdeckungen**  
Franz Lubinski, Fritz Röbber, Uwe Nagel, u. a.  
Band 12: 2. erw. Aufl., 2001, 415 S., 303  
Abb., 22 Tab.,  
ISBN 3-8167-4166-5  
€ 76,- | sFr 127,-
- Schäden an Außenmauerwerk aus Naturstein**  
Martin Sauder, Renate Schloenbach  
Band 11: 1995, 274 S., 95 Abb., 31 Tab.,  
ISBN 3-8167-4150-9  
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwänden mit Asbestzement-, Faserzement- und Schieferplatten**  
Klaus W. Liersch  
Band 10: 1995, 146 S., 86 Abb., 20 Tab.,  
ISBN 3-8167-4149-5  
€ 38,- | sFr 65,-
- Schäden an Fassadenputzen**  
Helmut Künzel  
Band 9: 2. erw. Aufl., 2000, 142 S., mit zahlr.  
Abb. und Tab.,  
ISBN 3-8167-4167-3  
€ 38,- | sFr 65,-
- Schäden an Abdichtungen in Innenräumen**  
Erich Cziesielski, Michael Bonk  
Band 8: 1994, 112 S., 55 Abb., 4 Tab.,  
ISBN 3-8167-4147-9  
€ 33,- | sFr 57,-
- Rissschäden an Mauerwerk**  
Ursachen erkennen - Rissschäden vermeiden.  
Werner Pfefferkorn  
Band 7: 3. überarb. Aufl., 2002, 292 S.,  
290 Abb., 18 Tab.,  
ISBN 3-8167-5793-6  
€ 53,- | sFr 89,-
- Schäden an Fenstern**  
Wolfgang Klein  
Band 6: 1994, 154 S., 92 Abb., 2 Tab.,  
ISBN 3-8167-4145-2  
€ 37,- | sFr 64,-
- Schäden an Wänden und Decken in Holzbauart**  
Horst Schulze  
Band 5: 1993, 158 S., 140 Abb.,  
ISBN 3-8167-4144-4  
€ 37,- | sFr 64,-
- Schäden an Industrieböden**  
Erich Cziesielski, Thomas Schrepfer  
Band 4: 2., erw. Aufl., 1999, 169 S., 69 Abb.,  
33 Tab.,  
ISBN 3-8167-4163-0  
€ 46,- | sFr 78,-
- Schäden an Sichtbetonflächen**  
Heinz Klopfer  
Band 3: 1993, 123 S., 77 Abb., 9 Tab.,  
ISBN 3-8167-4142-8  
€ 35,- | sFr 60,50
- Schäden an Flachdächern und Wannenaus wasserundurchlässigem Beton**  
Gottfried C.O. Lohmeyer  
Band 2: 3. neu bearb. Aufl., 2001, 272 S.,  
171 Abb., 28 Tab.,  
ISBN 3-8167-5794-4  
€ 50,- | sFr 86,-
- Schäden an Außenwandfugen im Beton- und Mauerwerksbau**  
Ralf Ruhnau  
Band 1: 1992, 132 S., 87 Abb.,  
ISBN 3-8167-4140-1  
€ 35,- | sFr 60,50

## BESTELLSCHEIN

■ Titel ankreuzen und im Umschlag oder  
■ per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07  
■ senden an:

### Fraunhofer IRB Verlag

■ Fraunhofer-Informationszentrum  
■ Raum und Bau IRB

■ Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart

■ Telefon (07 11) 970 - 25 00

■ E-Mail: [info@irb.fhg.de](mailto:info@irb.fhg.de)

■ URL: <http://www.IRBbuch.de>

■ Absender .....

■ .....

■ .....

■ Straße/PF .....

■ PLZ/Ort .....

■ Datum .....

■ Unterschrift .....

# Die »Bauschäden-Sammlung« in 13 Bänden

Herausgegeben von Professor Günter Zimmermann



In der Fachwelt hat diese Zusammenstellung von typischen Bauschadensfällen als wichtiger Beitrag zur Verbesserung der Bau- und Planungsleistungen großes Ansehen erlangt.

Die 13 Bände mit dem Untertitel »Sachverhalt - Ursachen - Sanierung« enthalten Schadensberichte aus allen baukonstruktiven Bereichen und sind durch Themen- und Sachregister erschlossen.

Der Nutzer kann so auf Anhieb feststellen,

- ob ein gleicher oder ähnlicher Schaden bereits dokumentiert ist,
- welche Schäden für ein bestimmtes Bauteil typisch sind,
- wie diese Schäden vermieden werden können oder welche Maßnahmen zu ihrer Behebung in Frage kommen.

Seit 3 Jahrzehnten ist die »Bauschäden-Sammlung« eine ständige Rubrik des »Deutschen Architektenblattes«.

## Bauschäden-Sammlung, Band 13 Sachverhalt - Ursachen - Sanierung

2001, 184 Seiten,  
zahlreiche, überwiegend farbige  
Abbildungen, fester Einband,  
ISBN 3-8167-4185-1  
€ 27,- | sFr 44,-

Der Herausgeber

Professor Günter Zimmermann, ein bekannter Bausachverständiger mit langjähriger Erfahrung, betreut seit 3 Jahrzehnten die »Bauschäden-Sammlung« im »Deutschen Architektenblatt« und ist auch für die Herausgabe der Buchausgabe verantwortlich.

## BESTELLSCHEIN

- Band 1: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 2: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 3: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 4: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 5: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 6: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 7: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 8: 168 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 9: 184 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 10: 184 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 11: 184 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 12: 184 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-
- Band 13: 184 Seiten  
€ 27,- | sFr 44,-

### Sie sparen € 36,- bei Abnahme der

- Bände 1-13 komplett:  
€ 315,- | sFr 476,-

Alle Bände im Format A 5 quer, mit zahlreichen, zum Teil farbigen Abbildungen, festem Einband und Fadenheftung

**Titel ankreuzen und im Umschlag oder per Fax (07 11) 970 - 25 08 oder -25 07 senden an:**

### Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum  
Raum und Bau IRB

Postfach 80 04 69, D-70504 Stuttgart  
Telefon (07 11) 970 - 25 00  
E-Mail: [info@irb.fhg.de](mailto:info@irb.fhg.de)  
URL: <http://www.IRBbuch.de>

Absender .....

.....

.....

.....

Straße/PF .....

PLZ/Ort .....

Datum .....

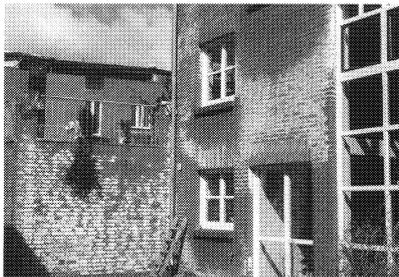
Unterschrift .....

Abb. 3: Starke Ausblühungen unterhalb von durchfeuchteten Fassadenbereichen.

Abb. 4: Durchfeuchtung mit Ausblühung unter einer Fensterbank.

Abb. 5: Fehlstellen und undichte Fugen in den Fensterbänken.

▽ Abb. 3



△ Abb. 4

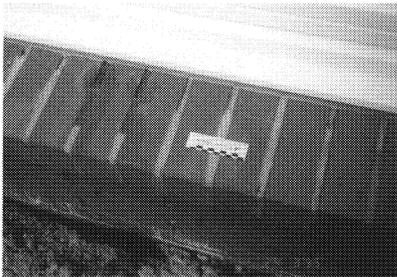


Abb. 5 ▽