

# Ersatz von Zulassungsversuchen für Befestigungselemente durch numerische Untersuchungen

**T 3083**

**T 3083**

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

2005, ISBN 3-8167-6884-9

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

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

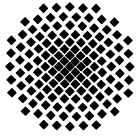
Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

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

[www.IRBbuch.de](http://www.IRBbuch.de)



## Universität Stuttgart

Institut für Werkstoffe im Bauwesen  
Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

PD Dr.-Ing. habil. Joško Ožbolt  
Dipl.-Ing. Goran Periškić

Pfaffenwaldring 4  
70550 Stuttgart  
Telefon (0711) 685-3330  
E-Mail: [ozbolt@iwb.uni-stuttgart.de](mailto:ozbolt@iwb.uni-stuttgart.de)

Donnerstag, 10. Februar 2005

Bericht Nr.: AF 05/01 – DIBt 0105 – Schlussbericht

Titel: **Ersatz von Zulassungsversuchen für Befestigungselemente durch numerische Untersuchungen**

Verfasser: PD Dr.-Ing. habil. Joško Ožbolt  
Dipl.-Ing. Goran Periškić  
Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik  
Kolonnenstraße 30 L  
10829 Berlin

Auftragsnummer: ZP 52-5-8.25-1055/3 vom 21.11.02

Umfang: 155 Seiten

# Inhaltverzeichnis

1. Einleitung .....	4
2. Nachrechnung der Versuche mit Gerüstankern .....	6
2.1. Allgemeines.....	6
2.2. Ankergeometrie und Modellierung des Ankers .....	6
2.3. Ergebnisse der numerischen Untersuchungen.....	8
2.3.1. Zentrische Zugbeanspruchung mit großem Randabstand .....	8
2.3.2. Querbeanspruchung .....	13
2.3.2.1. Verankerung am Rand .....	13
2.3.2.2. Verankerung in der Plattenecke .....	15
2.3.3. Schrägzugbeanspruchung .....	17
2.4. Zusammenfassung .....	22
3. Numerische Untersuchung des Gerüstankers.....	23
3.1. Zentrische Zugbeanspruchung .....	23
3.1.1. Geometrie, Materialkennwerte und räumliche Diskretisierung .....	23
3.1.2. Ergebnisse der FE-Untersuchung .....	24
3.1.2.1. Typische Rissbilder.....	27
3.1.3. Berechnungsergebnisse für normale Kopfbolzen.....	30
3.1.4. Zusammenfassung .....	33
3.2. Querbeanspruchung .....	34
3.2.1. Geometrie und räumliche Diskretisierung.....	35
3.2.2. Ergebnisse der FE-Untersuchung .....	37
3.2.2.1. Einfluss des Randabstandes .....	38
3.2.2.2. Einfluss der Bolzendicke .....	39
3.2.2.3. Einfluss der Einspannungslage am Lastangriffspunkt.....	40
3.2.2.4. Typische Rissbilder.....	43
3.2.3. Zusätzliche Berechnungen von Gerüstankern unter Querbeanspruchung.....	45
3.2.3.1. Ergebnisse der Untersuchung .....	46
3.2.4. Zusammenfassung .....	51
4. FE Untersuchung der Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen und großen Köpfen.....	53
4.1. Zugbeanspruchung .....	53
4.1.1. Allgemeines .....	53
4.1.2. Geometrie, Materialkennwerte und Modelabbildung.....	53
4.1.3. Ergebnisse der FE-Analyse .....	56
4.1.3.1. Bruchlasten und Versagensarten.....	56
4.1.3.2. Der Maßstabseffekt.....	60
4.1.3.3. Einfluss der Kopfgröße.....	63
4.1.4. Zusammenfassung .....	66
4.2. Querbeanspruchung.....	67
4.2.1. Allgemeines .....	67
4.2.2. Geometrie und räumliche Diskretisierung.....	67
4.2.3. Ergebnisse der numerischen Untersuchung.....	69
4.2.4. Zusammenfassung .....	72
5. Instationäres 3D thermo-mechanisches Modell für Beton.....	73
5.1. Einführung.....	73
5.2. Nichtstationäre thermische Analyse.....	74
5.3. Thermo-mechanische Kopplung .....	75
5.3.1. Isothermisches konstitutives Gesetz – das „Microplane“ Modell.....	76

5.3.2. Temperaturanpassung des „Microplane“ Modells .....	80
5.3.2.1. Elastizitätsmodul.....	81
5.3.2.2. Druckfestigkeit des Betons .....	82
5.3.2.3. Zugfestigkeit des Betons.....	83
5.3.2.4. Bruchenergie des Betons .....	84
5.3.3. Thermische Dehnungen.....	85
5.3.3.1. Freie thermische Dehnung.....	85
5.3.3.2. Last induzierte thermische Dehnung – Kriechen.....	86
5.4. Numerische Untersuchung .....	88
5.4.1. Überprüfung .....	88
5.4.2. Kopfbolzen unter Brandbeanspruchung.....	89
5.5. Zusammenfassung.....	97
6. Zusammenfassung.....	99
7. Literatur.....	103
8. Anlage .....	106

## 1. Einleitung

In der Befestigungstechnik müssen für ein Befestigungselement im Rahmen eines Zulassungsverfahrens zahlreiche Versuche durchgeführt werden. Diese Versuche sind notwendig, um die charakteristischen Widerstände und die zugehörigen charakteristischen Achs- und Randabstände abzuleiten bzw. um nachzuweisen, dass das Tragverhalten des Befestigungselementes mit einem anerkannten Bemessungsmodell gut übereinstimmt. Zur Berechnung der Tragfähigkeit bei der Versagensart „Betonausbruch“ und „Betonkantenbruch“ steht das CC-Verfahren [1] zur Verfügung. Für Zugbeanspruchung gilt dieses Verfahren nur für Bolzen mit relativ kleinen Köpfen. Weiterhin gilt dieses Bemessungsverfahren bei Querkzugbeanspruchung nur für Befestigungselemente mit konstantem Bolzendurchmesser  $d_s < 25$  mm und für relativ kleine Verankerungstiefen  $h_{ef} \leq 8d_s$ . Befestigungselemente mit großer Verankerungstiefe oder mit großen Köpfen und großem, evtl. über die Verankerungstiefe veränderlichem Durchmesser (z.B. Gerüstanker) werden in der Praxis oft eingesetzt. Bei solchen Befestigungselementen sind die Versuchskosten wegen der erforderlichen großen Prüfkörperabmessungen sehr hoch. Um das Verhalten von solchen speziellen Befestigungen zu untersuchen, ist der Einsatz von leistungsfähigen und ausreichend genauen numerischen Verfahren sinnvoll, um eine wesentliche Reduzierung der erforderlichen Versuche zu erreichen.

Im vorliegenden Bericht wird zur Nachrechnung von speziellen Befestigungsmitteln das 3D FE Programm MASA [2] eingesetzt, das auf dem s.g. „Microplane“ Modell für Beton [3] basiert. Um netzunabhängige Ergebnisse zu bekommen wurde in dem Programm die Rissbandmethode eingesetzt. Zuerst wurden die an der Forschungs- und Materialprüfungsamt Stuttgart durchgeführten Versuche mit einem Gerüstanker nachgerechnet. Der Gerüstanker ist ein typischer Anker mit veränderlichem Schaftdurchmesser und mit einem relativ großen Kopf. Das Ziel der Berechnungen war festzustellen, ob die 3D FE-Analyse in der Lage ist, die Ergebnisse von Versuchen mit diesen Gerüstankern realistisch abzubilden.

Nachdem die Untersuchungen bestätigten, dass die Ergebnisse der FE-Analyse mit den Versuchsdateien gut übereinstimmen, wurden weitere numerische Untersuchungen durchgeführt. In diesen Untersuchungen wurde das Verhalten von Gerüstankern für unterschiedliche Randabstände, Verankerungstiefen und Bolzendurchmesser unter Zug- und Querbeanspruchung untersucht. Das Ziel der Untersuchung war die Bestimmung der Tragfähigkeit und die zugehörige Versagensursache. Die Ergebnisse der FE-Analyse wurden mit den derzeitigen Bemessungsrichtlinien verglichen um zu überprüfen, ob diese Richtlinien für den Gerüstanker anwendbar sind.

Anschließend wurde das Verhalten von Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen und großen Köpfen unter Zug- und Querbeanspruchung untersucht. Die derzeitige Gleichung zur Ermittlung der Bruchlast für zugbeanspruchte Kopfbolzen basiert auf den Ergebnissen von zahlreichen Versuchen und berücksichtigt bruchmechanische Aspekte. Die Versuche wurden mit Verankerungstiefen bis zu 500 mm und mit Bolzen mit relativ kleinen Köpfen durchgeführt. Um die Gültigkeit der Gleichung für große Verankerungstiefen und große Bolzenköpfe zu überprüfen, wurden Kopfbolzen mit sehr großen Verankerungstiefen und großen Köpfen unter Zug- und Querbeanspruchung untersucht. Bei querbeanspruchten Kopfbolzen wurde zusätzlich der Einfluss des Randabstandes auf die Tragfähigkeit untersucht. Alle Berechnungen wurden mit vorhandenen Versuchsergebnissen und der Vorhersage der CC-Methode verglichen. Es wird eine neue Gleichung vorgeschlagen, in der der Einfluss der Kopfgröße auf das Bruchverhalten von zugbeanspruchten Kopfbolzen berücksichtigt wird.

Im letzten Teil des Berichtes wird ein instationäres, thermo-mechanisches, drei-dimensionales Modell für Beton dargestellt. Um die Temperaturverteilung zu bestimmen, wird zunächst eine drei-dimensionale, instationäre, thermische Finite Elemente Analyse (FE) durchgeführt. In dieser Berechnung wird angenommen, dass die thermischen Eigenschaften des Betons unabhängig von der Verteilung der Spannungen und Dehnungen sind. Im thermo-mechanischen Modell für Beton wird der gesamte Dehnungstensor in die mechanische Dehnung, die freie thermische Dehnung und die lastinduzierte thermische Dehnung zerlegt. Die mechanische Dehnung wird unter Verwendung des „Microplane“ Modells für Beton berechnet [3]. Das „Microplane“ Modell wurde hierfür so weiterentwickelt, dass die Modellparameter temperaturabhängig formuliert wurden. Zur Überprüfung des Modells sowie der Implementierung wurden aus der Literatur bekannte experimentelle Untersuchungen [4], [5] nachgerechnet. Die Nachrechnung des ersten Versuches diente dazu, die lastabhängigen und lastunabhängigen Dehnungen eines Betonzylinders unter Temperaturbeanspruchung zu validieren. Im zweiten Fall wurden die temperaturinduzierten Spannungen an einem Betonprisma ermittelt. Weiterhin wurde das Verhalten von Kopfbolzen unter Brandbeanspruchung für drei verschiedene Verankerungstiefen und vier thermische Lastgeschichten untersucht. Für die untersuchten Geometrien und Betoneigenschaften des Betonkörpers wurden vorher instationäre drei-dimensionale thermische FE Analysen durchgeführt.

## 2. Nachrechnung der Versuche mit Gerüstankern

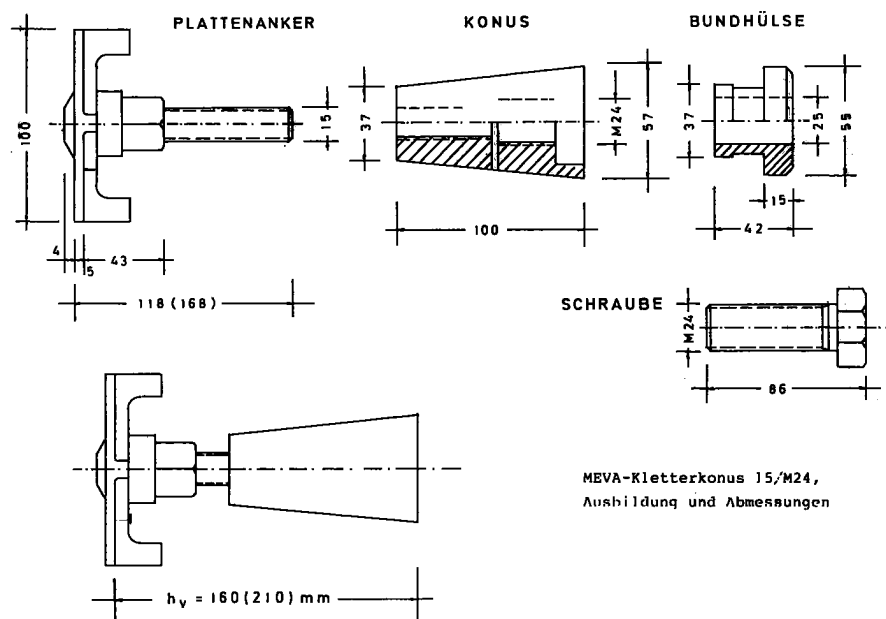
### 2.1. Allgemeines

Das Ziel der Untersuchung war festzustellen, ob die 3D FE-Analyse in der Lage ist, die Ergebnisse von Versuchen mit speziellen Befestigungselementen (Gerüstanker) realistisch abzubilden. Dazu wurden die vorhandenen Versuche mit dem MEVA-Gerüstanker 15/M24 [6] nachgerechnet.

Zur Bestimmung des Tragverhaltens von Gerüstankern wurden die folgenden drei Lastfälle untersucht: Zugbeanspruchung, Querkzugbeanspruchung und Schrägzugbeanspruchung. Die nichtlinearen Berechnungen wurden mit dem FE-Programm MASA durchgeführt [2]. In der FE-Analyse wurden vier-knotige 3D Finite Elemente eingesetzt. Das Materialverhalten des Betons und des Interfaces wurde nichtlinear, und das Materialverhalten des Konus und der Ankerplatte wurden linearelastisch angenommen. Für die Fälle der Zug- und Querkzugbelastung wurde die Belastung verschiebungsgesteuert aufgebracht. Bei Schrägzugbelastung wurde der Anker kraftgesteuert belastet.

### 2.2. Ankergeometrie und Modellierung des Ankers

Der MEVA-Gerüstanker 15/M24 besteht aus dem Plattenanker, dem Konus und der Einhängeschraube (siehe Bild 1).

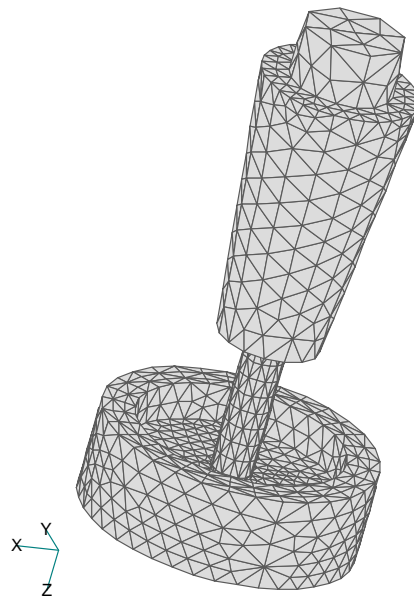


**Bild 1:** MEVA-Gerüstanker 15/M24, Ausbildung und Abmessungen.

Als Plattenanker wird ein Gewindestab mit voll umlaufendem Gewinde (Außendurchmesser = 17 mm, Kerndurchmesser = 15 mm, Gewindesteigung = 10 mm) bezeichnet, dessen Ende mit einer Teller Mutter (Durchmesser  $a = 100 \text{ mm}$ ) rückseitig durch eine Ringkehlnaht verschweißt ist. Der Konus ist 100 mm lang und vergrößert sich von  $d = 37 \text{ mm}$  auf  $d = 57 \text{ mm}$ . Das dünnere Ende besitzt ein zu dem Gewindestab passendes Innengewinde. Das dickere Ende ist mit einem metrischen Gewinde M24 und einem Innensechskant ausgeführt. Die Einschraubetiefen werden durch einen querliegenden Dorn begrenzt. Der Anker kommt in zwei Ausführungen mit Verankerungstiefen  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$  und  $h_{ef} = 210 \text{ mm}$  zur Anwendung.

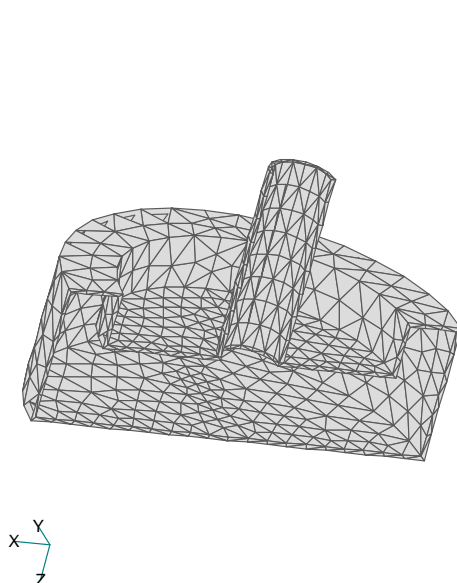


Der Bolzen wurde so modelliert, dass nur die äußeren Konturen mit dem Gerüstanker übereinstimmen (siehe Bild 2). Die Geometrie innerhalb des Bolzens wurde nicht berücksichtigt, weil Versagen des Stahls ausgeschlossen wurde.

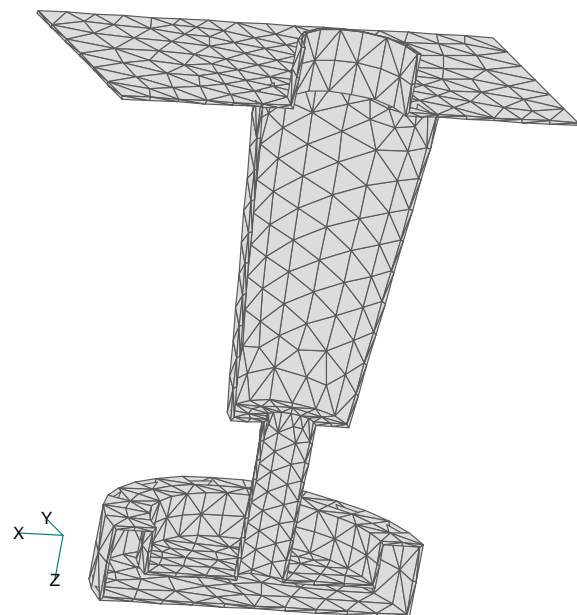


**Bild 2:** FE-Netz des Gerüstankers.

Zur Berücksichtigung der Randbedingungen wurde entlang des Konusschaftes zwischen Bolzen und Betonkörper eine Kontaktfläche abgebildet (siehe Bild 3). Die Elemente der Kontaktfläche wurden so gewählt, dass sie senkrecht zur Lastrichtung nur Druck- und keine Zugkräfte übertragen können. Bei Zugversuchen wurde die Kontaktfläche nur bis zu dem Anfang des Konus modelliert, während sie bei Querkzug- und Schrägzugversuchen über den gesamten Anker modelliert wurde.

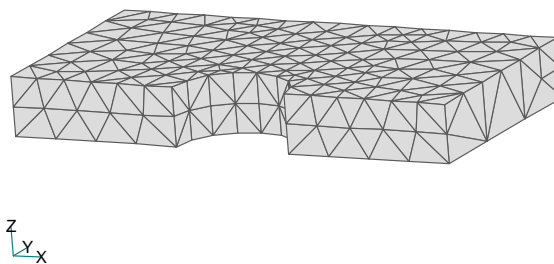


**Bild 3a:** FE-Netz der Kontaktfläche bei Zugversuchen.



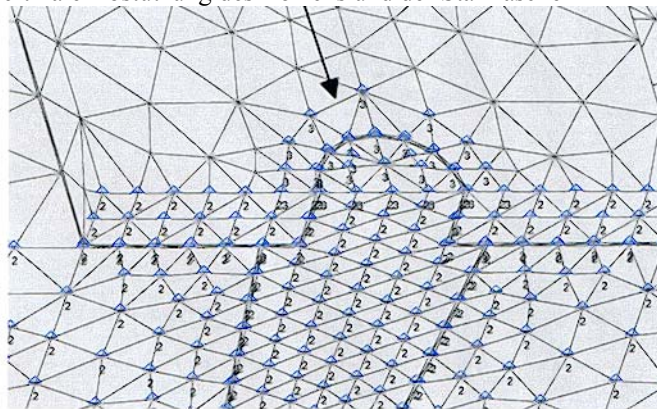
**Bild 3b:** FE-Netz der Kontaktfläche bei Querkzug- und Schrägzugversuchen.

Weiterhin wurde bei den Berechnungen mit Querkzug- und Schrägzugbelastung auf der oberen Seite des Betonkörpers eine Stahllasche abgebildet (siehe Bild 4). In den Versuchen wurde die Stahllasche über die Bundhülse mit dem Konus verbunden und anschließend mit einem Anschlussbolzen M24 festgeschraubt. Dadurch wurde die Stahllasche an den Untergrund gepresst. Um diese Pressung in der numerischen Berechnung zu simulieren, wurden für den Fall Querkbelastung der Bolzen und die erste Reihe der Elemente der Lasche um den Bolzen zusätzlich in vertikaler Richtung gelagert (siehe Bild 5). Für den Fall Schrägzugbelastung wurden die Pressungen vernachlässigt, da die Belastung kraftgesteuert aufgebracht wurde. Daher wurden die Elemente des Bolzens und der Lasche nicht in vertikaler Richtung gehalten. Zwischen der Platte und dem Betonkörper wurde eine Kontaktschicht eingesetzt (siehe Bild 3b), die keine Zug- und Querkräfte übertragen kann.



**Bild 4:** Lasteinleitungslasche bei Querkzug- und Schrägzugversuchen.

Vertikale Abstützung des Bolzens und der Stahllasche

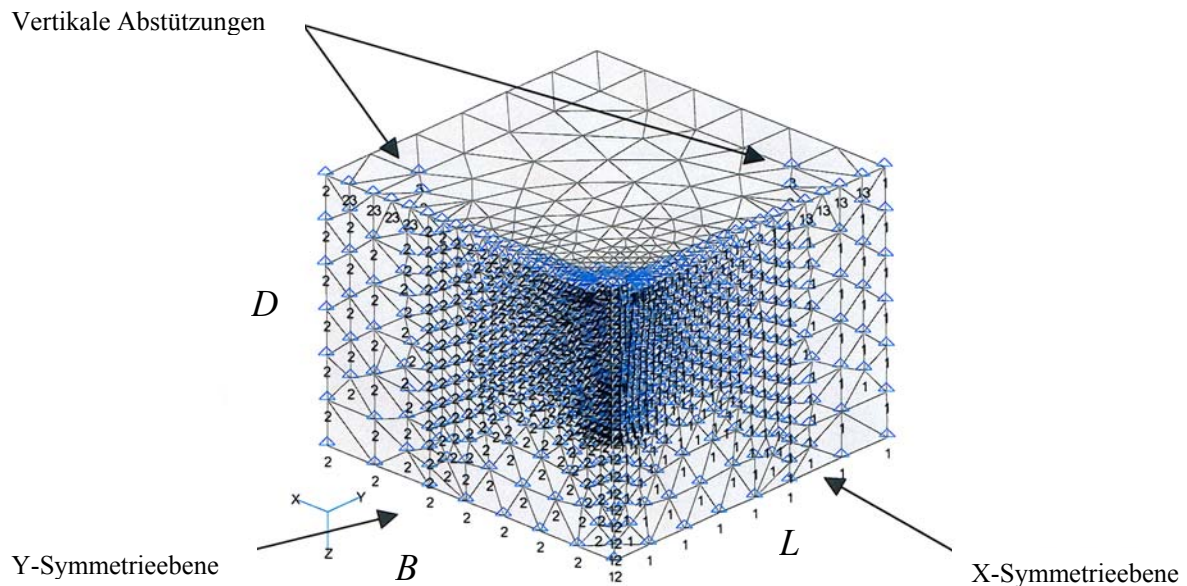


**Bild 5:** Lagerungsbedingungen an der Spitze des Bolzens für den Fall Querbeanspruchung.

## 2.3. Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

### 2.3.1. Zentrische Zugbeanspruchung mit großem Randabstand

Das FE-Modell des Betonkörpers für den Fall der zentrischen Zugbeanspruchung wurde als ein Würfel mit den Abmessungen von  $B \times L \times D = 420 \times 420 \times 320$  mm abgebildet. Die Doppelsymmetrie zur Mittelachse wurde ausgenutzt, d.h. es wurde nur ein Viertel der Geometrie betrachtet (siehe Bild 6). Es wurde eine Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 160$  mm untersucht.



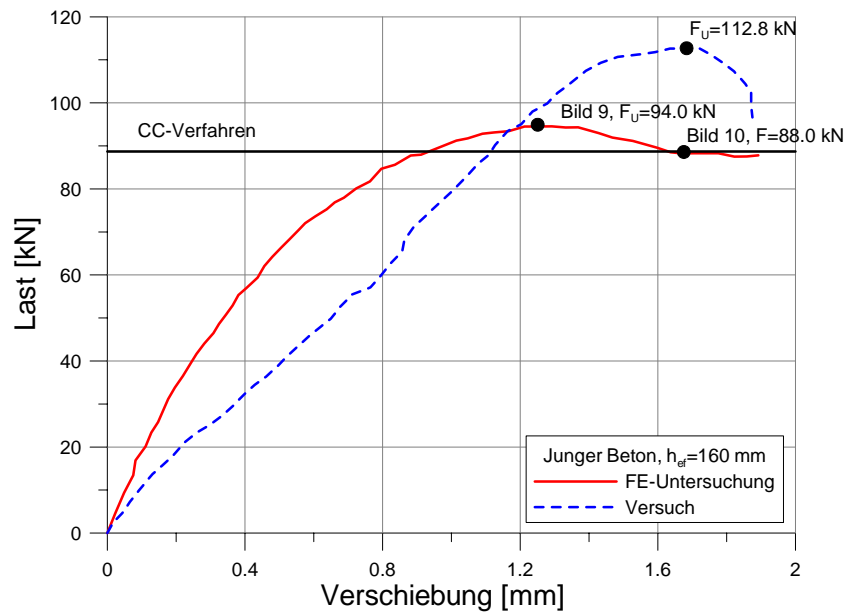
**Bild 6:** Geometrie und Randbedingungen des untersuchten Probekörpers bei Zugbeanspruchung.

Die Berechnungen wurden für zwei Betone durchgeführt: für Beton mit niedriger Festigkeit  $f_{cc} = 8 \text{ N/mm}^2$  (junger Beton) und für Beton mit normaler Festigkeit  $f_{cc} = 26 \text{ N/mm}^2$ . Die Eigenschaften des Stahls wurden als linear-elastisch angenommen. Die verwendeten Materialeigenschaften sind in Tabelle 1 zusammengetragen.

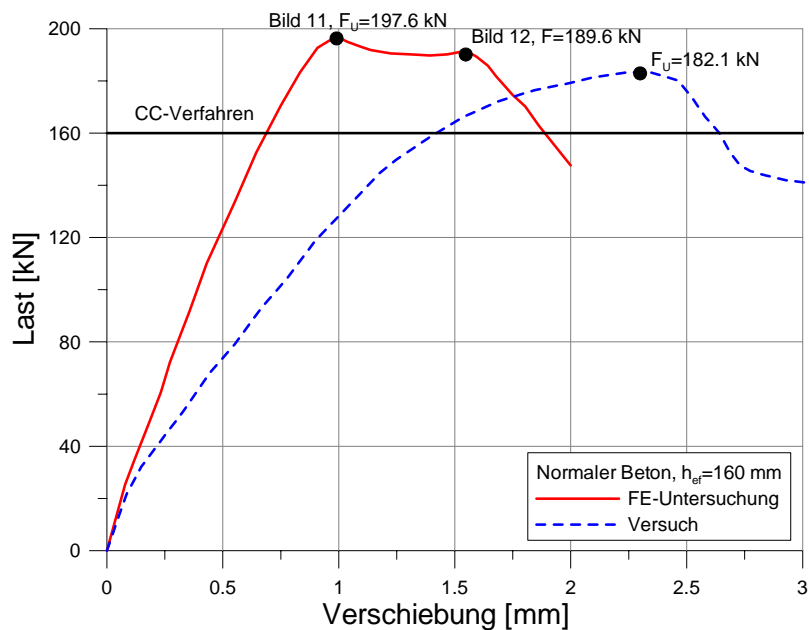
	junger Beton	normaler Beton	Stahl
Elastizitätsmodul $E$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	10000	30000	200000
Querdehnzahl $\nu$	0.18	0.18	0.33
Zugfestigkeit $f_t$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	0.8	2.15	-
Würfeldruckfestigkeit $f_{cc}$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	8.0	26.0	-
Bruchenergie $G_F$ [ $\text{N/mm}$ ]	0.06	0.07	-

**Tabelle 1:** Materialeigenschaften.

Die Befestigung versagte für beide Betonarten durch kegelförmigen Ausbruch des Betons bei einer Höchstlast von  $F_U = 94.0 \text{ kN}$  (junger Beton) bzw.  $F_U = 197.60 \text{ kN}$ . Im Versuch wurden Bruchlasten von  $F_U = 112.8 \text{ kN}$  für den jungen bzw.  $F_U = 182.1 \text{ kN}$  für den alten Beton gemessen. Die berechneten und im Versuch gemessenen Last-Verschiebungskurven sind in den Bildern 7 und 8 dargestellt.

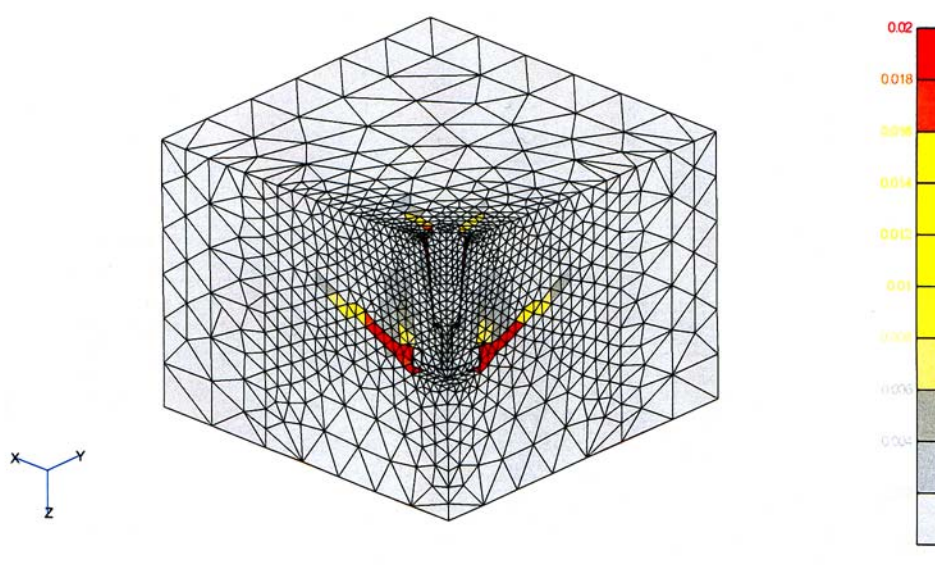


**Bild 7:** Last-Verschiebungskurven für jungen Beton.

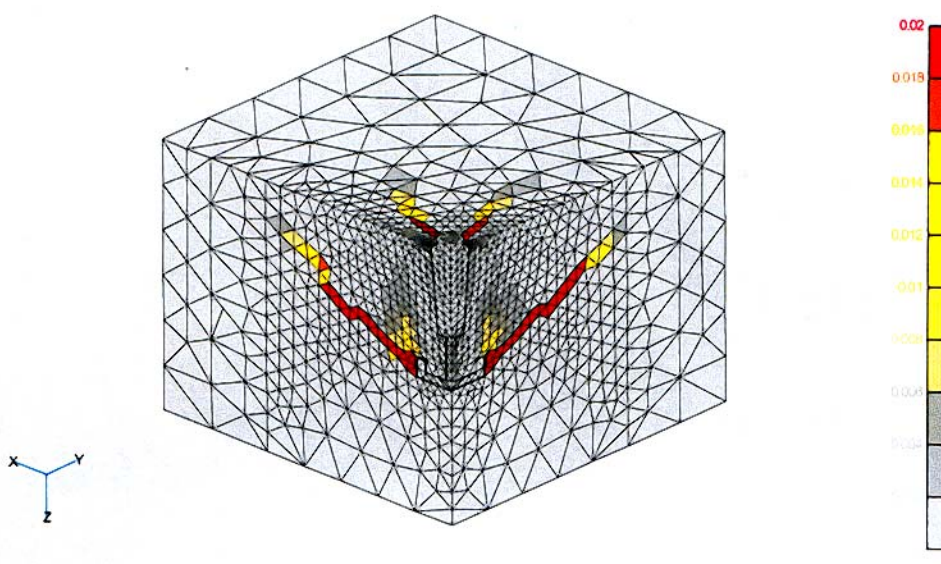


**Bild 8:** Last-Verschiebungskurven für normalen Beton.

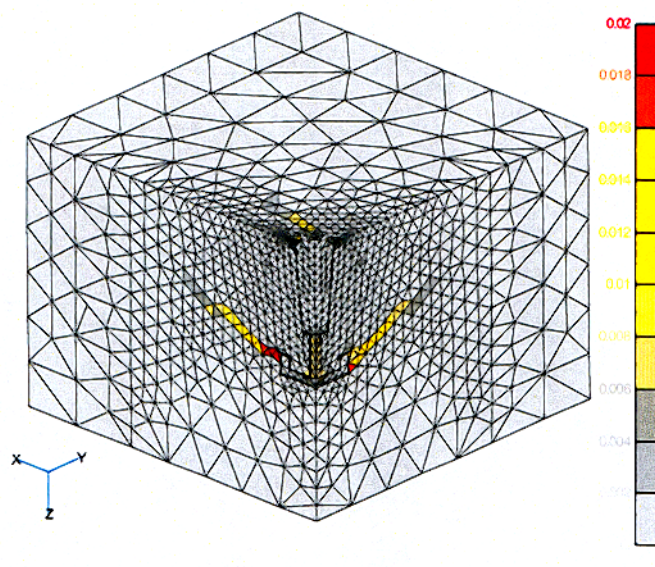
Es ist zu erkennen, dass die berechneten Last-Verschiebungskurven mit den Versuchsergebnissen eine brauchbare Übereinstimmung zeigen. In den Abbildungen 9 bis 12 sind die Rissbilder für beide Betonarten dargestellt. Die Risse (rote Bereiche) sind als maximale Hauptzugdehnungen abgebildet. Es wurde eine kritische Rissöffnung von  $w_{cr} = 0.2$  mm angenommen. Diese Rissöffnung entspricht den dargestellten kritischen Hauptzugdehnungen von  $\varepsilon_{cr} = w_{cr}/h$ , mit  $h$  = durchschnittliche Elementgröße. Die Rissbildung ist bei Höchstlast und im abfallenden Ast der Last-Verschiebungskurve dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich in beiden berechneten Fällen ein Ausbruchkegel bildet. Dies entspricht den Beobachtungen aus den Versuchen.



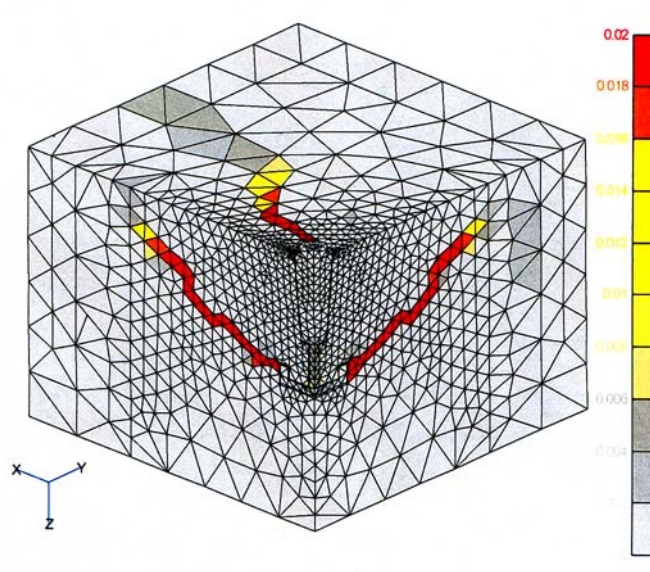
**Bild 9:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast für jungen Beton.



**Bild 10:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch für jungen Beton.



**Bild 11:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast für alten Beton.



**Bild 12:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch für alten Beton.

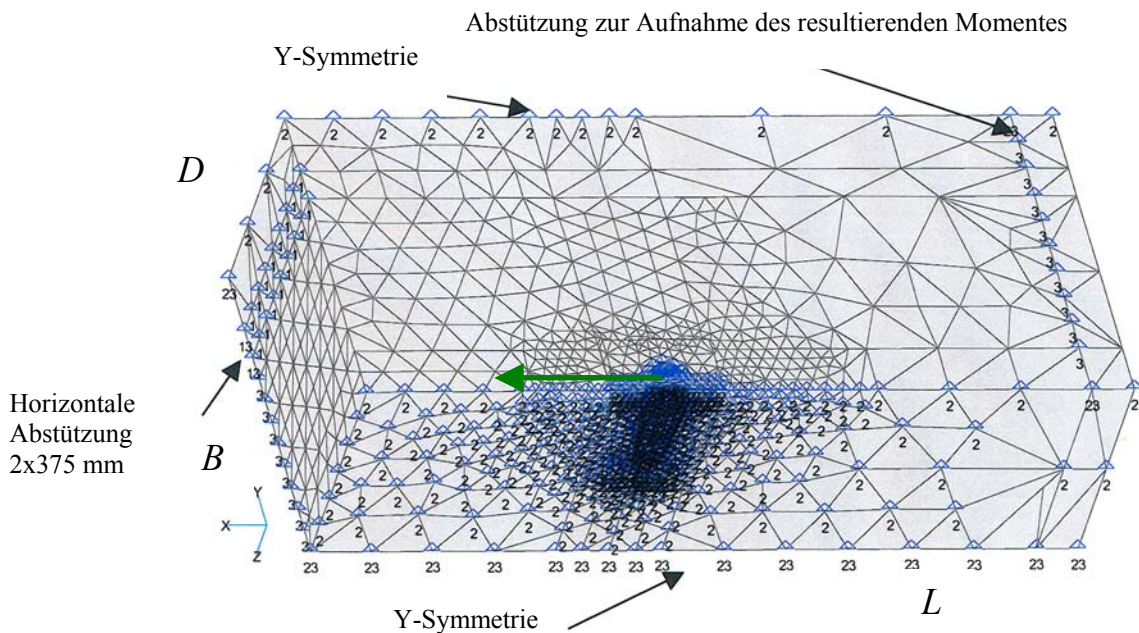
### 2.3.2. Querbeanspruchung

Bei Querbeanspruchung wurden zwei verschiedene Fälle untersucht: Verankerung am Rand und Verankerung in der Ecke.

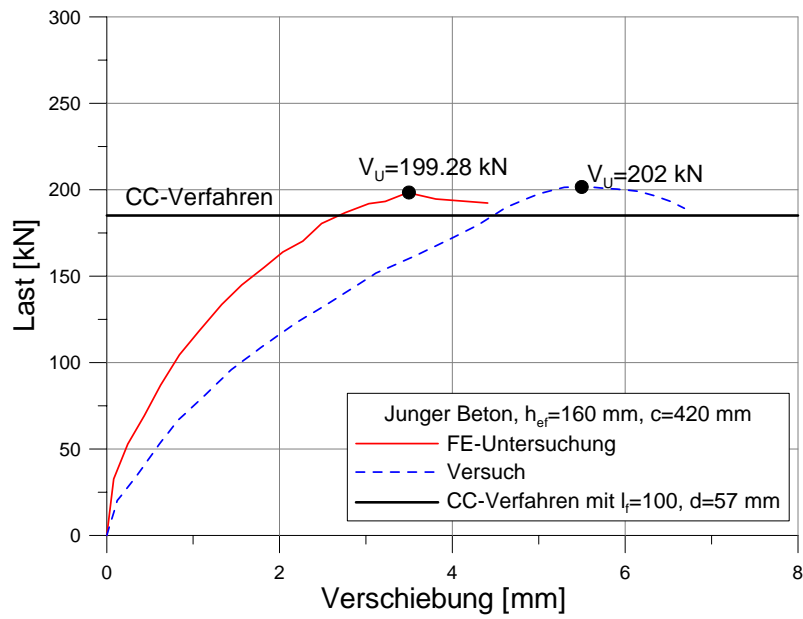
#### 2.3.2.1. Verankerung am Rand

Das abgebildete FE-Modell entspricht dem Versuch Q1601 [6]. Es wurde die Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 160$  mm untersucht. Die Abmessungen des modellierten Körpers sind: Breite x Länge x Dicke = 495 x 1080 x 320 mm (siehe Bild 13). Die Symmetrie zur Mittelachse wurde ausgenutzt, d.h. es wurde die Hälfte der Geometrie betrachtet. Die Querkraft wurde in Richtung des näheren Randes ( $c = 420$  mm) aufgebracht. Die Betonplatte wurde seitlich am Plattenrand über die Gesamtplattendicke streifenweise gestützt. Die Stützungsweite beträgt wie im Versuch  $L = 2 \times 375$  mm. Auf der oberen Seite des Betonkörpers wurde eine Stahlplatte modelliert (siehe Bilder 3b, 4, 13). Weiterhin wurde der Kontakt zwischen der Platte und dem Bolzen mit Kontaktelementen abgebildet. Zur Berücksichtigung der Randbedingungen wurden zwischen Bolzen und Betonkörper auch Kontaktelemente abgebildet. Es wurden Materialeigenschaften für jungen Beton eingesetzt (siehe Tabelle 1, junger Beton). Der Abstand der horizontalen Lagerung von der Symmetrieebene betrug 375 mm.

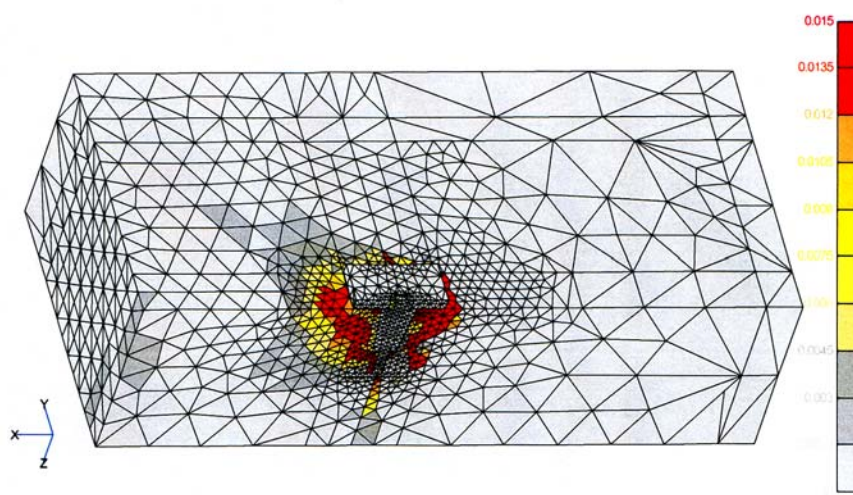
Die berechnete Last-Verschiebungskurve ist in Bild 14 dargestellt und mit der im Versuch gemessenen Kurve verglichen. Die Verankerung versagte durch Ausbrechen des Bauteilrandes (siehe Abb. 15, 16). Die Bruchlast betrug  $V_U = 199.3$  kN. Der Versuch zeigte die gleiche Bruchart mit einer Höchstlast von 202 kN. Es ist eine gute Übereinstimmung der numerischen und experimentellen Ergebnissen zu erkennen.



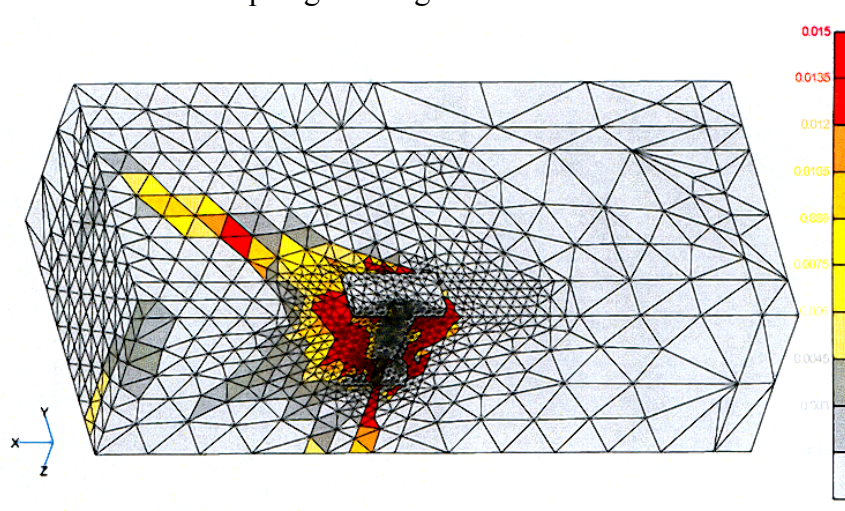
**Bild 13:** Geometrie und Randbedingungen.



**Bild 14:** Last-Verschiebungskurve – Gleichung für CC-Verfahren ist ohne Randeinfluss und für weite Abstützung d.h. für unbehinderte Ausbildung des Ausbruchkörpers.



**Bild 15:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast.



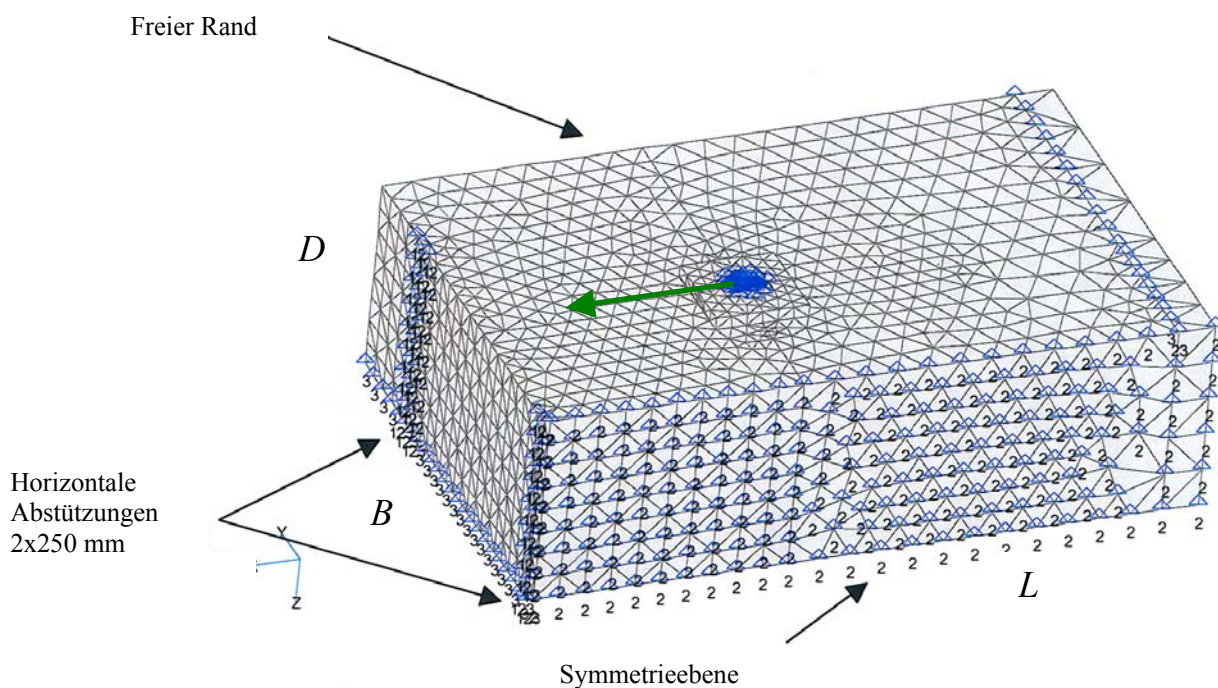
**Bild 16:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch.



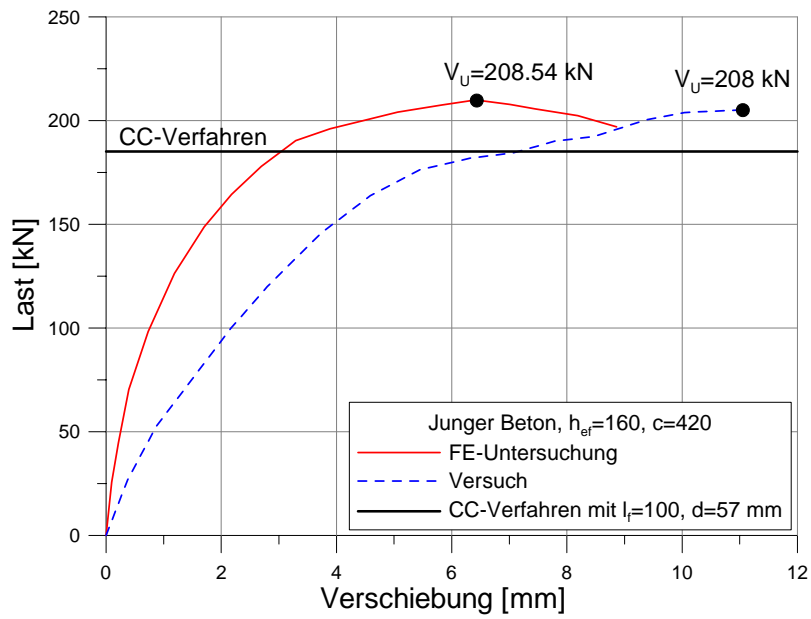
### 2.3.2.2. Verankerung in der Plattenecke

Das abgebildete FE-Modell der Verankerung in der Plattenecke entspricht dem Versuch Q1602 [6] mit einer Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 160$  mm. Die Abmessungen des Modells sind: Breite x Länge x Dicke = 690 x 1080 x 320 mm (siehe Bild 17). Die Querkraft wurde in der Richtung des näheren Randes ( $c = 420$  mm) aufgebracht. Das Modell wurde seitlich über die Gesamtplattendicke in der Horizontalrichtung (Belastungsrichtung) gehalten. Die Stützweite beträgt wie im Versuch  $L = 2 \times 250$  mm. Die im Versuch verwendete Stahlplatte wurde gleich wie im Abschnitt 2.3.2.1. beschrieben modelliert. Bei der Untersuchung wurden Materialeigenschaften für jungen Beton angewendet (siehe Tabelle 1).

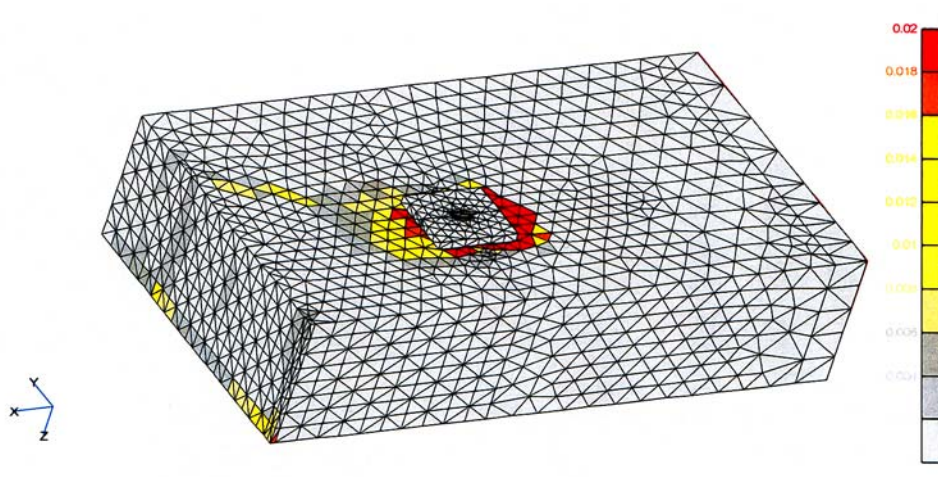
Die berechnete und die im Versuch gemessene Last-Verschiebungskurve sind in Bild 18 dargestellt. Die berechnete Bruchlast beträgt  $V_U = 208.5$  kN. Im Versuch wurde eine Bruchlast von 208 kN gemessen. Es ist eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse zu erkennen. Die berechnete Rissbildung ist in Abbildungen 19 bis 21 dargestellt. Wie aus den Bildern zu entnehmen ist, bildet sich ein Ausbruchkegel zum freien Rand. Die Rissbildung zeigt keinen Einfluss der Ecke auf das Tragverhalten. Dies wird auch bei einem Vergleich der Bruchlasten bestätigt.



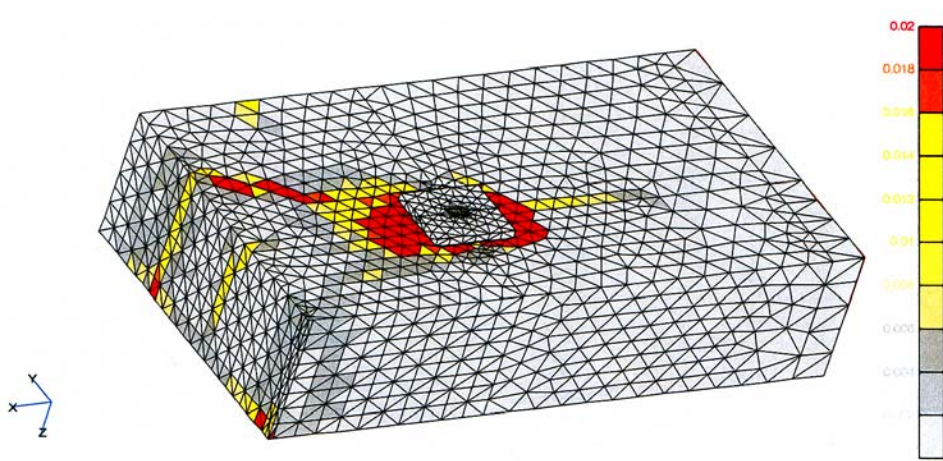
**Bild 17:** Das Modell und die Randbedingungen.



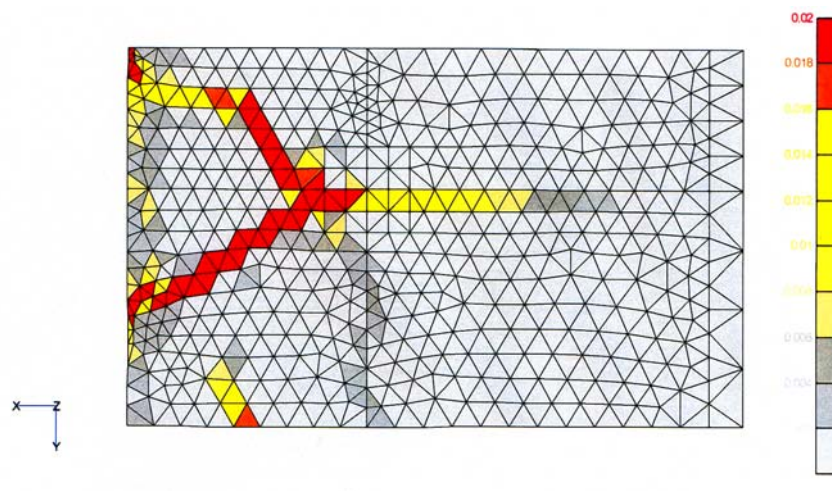
**Bild 18:** Last-Verschiebungskurve – Gleichung für CC-Verfahren ist ohne Randeinfluss und für weite Abstützung d.h. für unbehinderte Ausbildung des Ausbruchs Körpers.



**Bild 19:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast.



**Bild 20:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch.



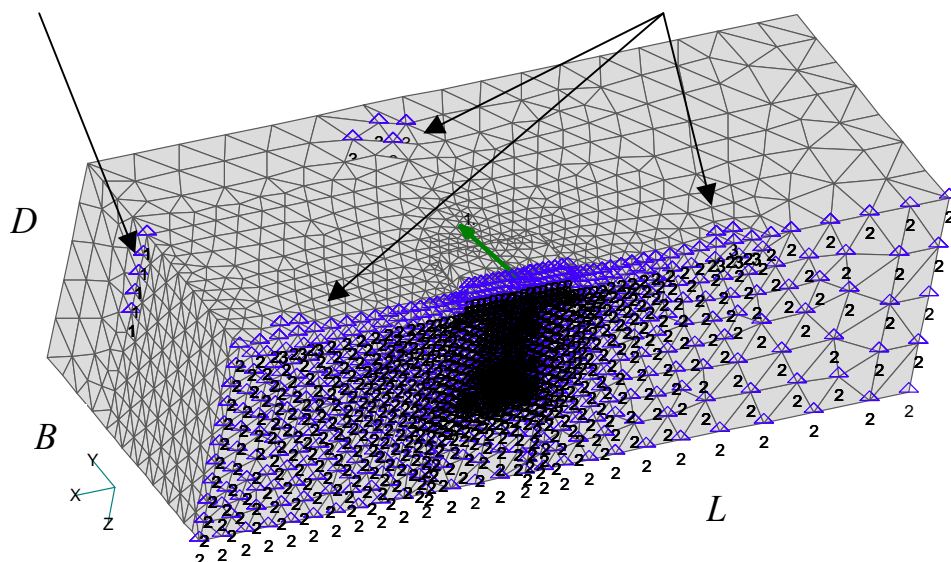
**Bild 21:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Blick von unten.

### 2.3.3. Schrägzugbeanspruchung

Auch im Fall der Schrägzugbeanspruchung war es das Ziel, die durchgeführten Versuche mit dem Gerüstanker [6] nachzurechnen. Es wurde eine Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 160$  mm untersucht. Drei verschiedene Winkel des Lastangriffs wurden berechnet:  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 60^\circ$ , gemessen von der Vertikalen. Die Last wurde kraftgesteuert auf die Spitze des Gerüstankers aufgebracht. Auch hier wurde die Symmetrie zur Mittelachse ausgenutzt. Die Abmessungen des Modells waren  $410 \times 1080 \times 320$ . Ein typisches FE-Netz des Betonkörpers ist in Bild 22 dargestellt. Der Betonkörper wurde 250 mm von der Symmetrieebene horizontal streifenweise abgestützt. In vertikaler Richtung wurde der Körper in vier Punkten festgehalten. Der Abstand zum Anker beträgt 350 mm.

Horizontale Abstützung (2x250 mm)

Vertikale Abstützung (Abstand zum Anker = 350 mm)



**Bild 22:** Typisches FE-Netz bei Schrägzugbeanspruchung.

Wie im Versuch wurde die Berechnung für einen Winkel  $\alpha = 45^\circ$  für die Betonfestigkeit  $f_{cc} = 18 \text{ N/mm}^2$  durchgeführt. Bei den anderen 2 Lastangriffswinkeln wurde niederfester Beton verwendet. Alle Modelle wurden auch mit Beton der normalen Festigkeit

( $f_{cc} = 26 \text{ N/mm}^2$ ) berechnet. Die verwendeten Betoneigenschaften sind in Tabelle 2 dargestellt.

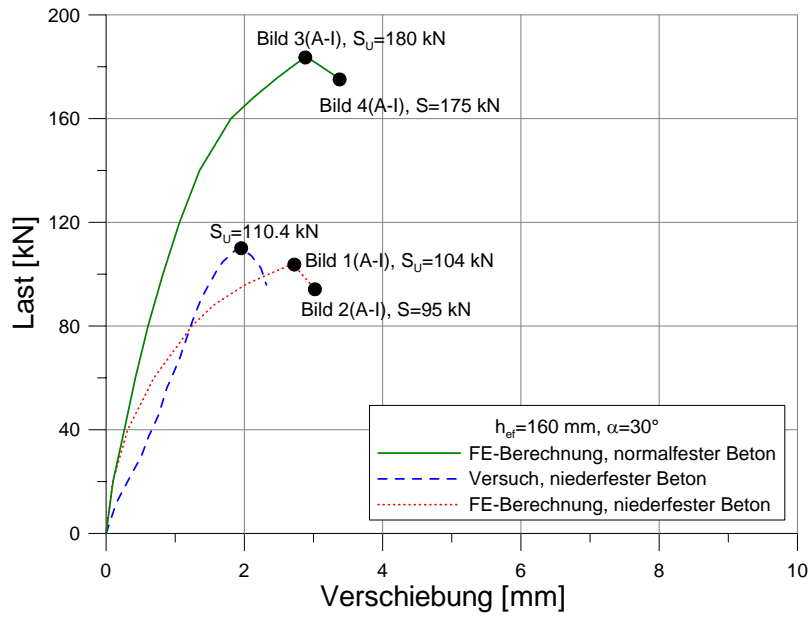
	mittelfester Beton	niederfester Beton	normalfester Beton	Stahl
Elastizitätsmodul $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	20000	15000	30000	200000
Querdehnzahl $\nu$	0.18	0.18	0.18	0.33
Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.40	0.65	2.15	-
Würfeldruckfestigkeit $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	18.0	8.0	26.0	-
Bruchenergie $G_F$ [N/mm]	0.06	0.06	0.07	-

**Tabelle 2:** Die verwendeten Betoneigenschaften.

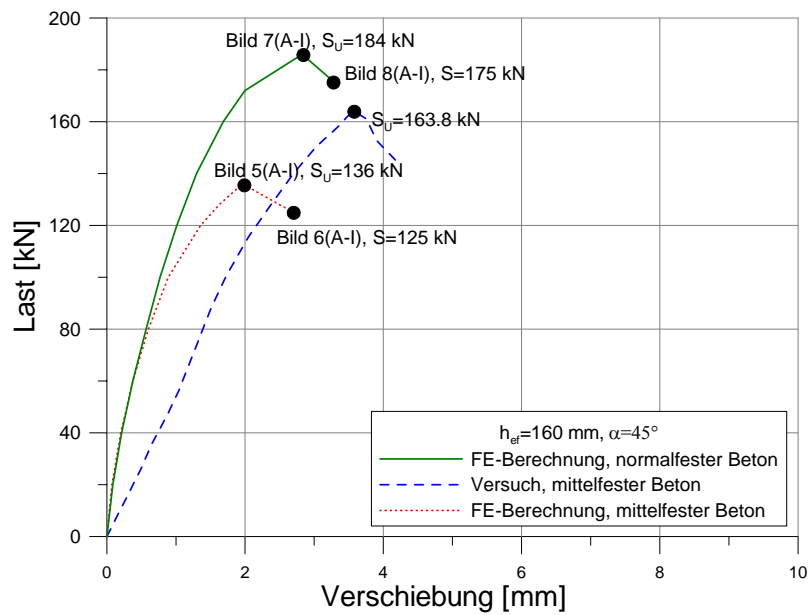
In Tabelle 3 sind die berechneten Bruchlasten zusammengefasst und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Die zugehörigen Last-Verschiebungskurven sind in den Bildern 23 bis 25 dargestellt. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung stimmen bei überwiegender Zugbeanspruchung ( $\alpha = 30^\circ$ ) brauchbar überein ( $F_U(\text{Versuch})/F_U(\text{Rechnung}) = 1.10.$ ). Demgegenüber wird bei  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 60^\circ$  die gemessene Bruchlast überschätzt ( $F_U(\text{Versuch})/F_U(\text{Rechnung}) = 1.20.$ ). Dies liegt möglicherweise an der Art der Lasteinleitung. In der FE-Berechnung wurde die Verbindung zwischen der Platte und dem Bolzen als gelenkig angenommen. Dadurch wurden die Druckspannungen, die durch die Biegung des Systems Stahlplatte-Kopfbolzen bei Querbeanspruchung entstehen, vernachlässigt. Demgegenüber war im Versuch eine teilweise Einspannung des Bolzens in der Ankerplatte vorhanden. Die dabei entstehenden Druckspannungen bewirken eine Erhöhung der Bruchlast. Der Einfluss der Einspannung auf die Bruchlast wird im Abschnitt 3.2 näher untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung zeigen eine deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit der eingespannten Gerüstanker gegenüber nicht eingespannten (gelenkigen) Gerüstankern bei Querbeanspruchung.

Verank.- tiefe	Winkel der Last	Bruchlasten für Betonfestigkeit				
		niederfest		mittelfest		normal
		Versuch	FE-Berechnung	Versuch	FE-Berechnung	FE-Berechnung
$h_{ef} = 160$	$\alpha = 30^\circ$	110.4 kN	100 kN	-	-	180 kN
	$\alpha = 45^\circ$	-	-	163.8 kN	136 kN	184 kN
	$\alpha = 60^\circ$	151.9 kN	124 kN	-	-	184 kN

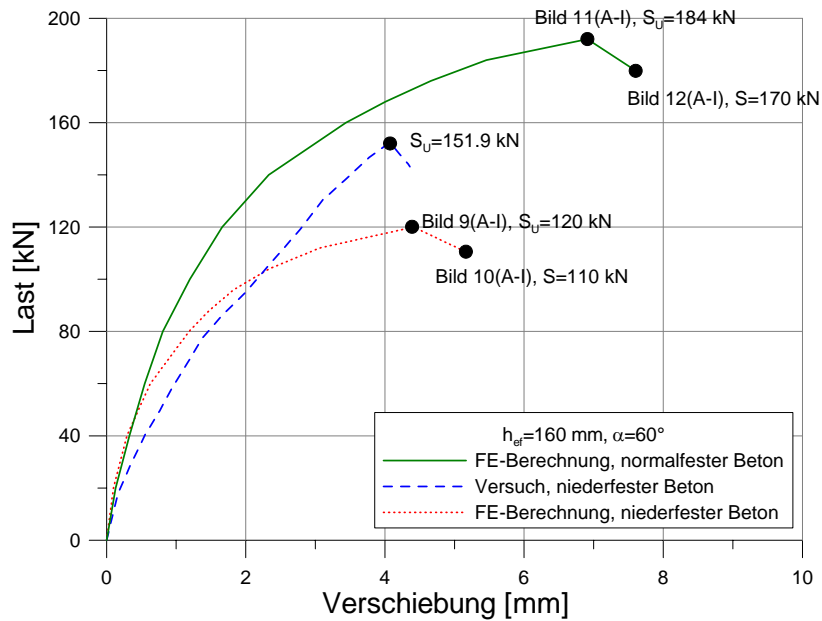
**Tabelle 3:** Darstellung und Vergleich der Ergebnisse.



**Bild 23:** Last-Verschiebungskurven für  $\alpha = 30^\circ$ ,  $h_{ef} = 160$  mm.

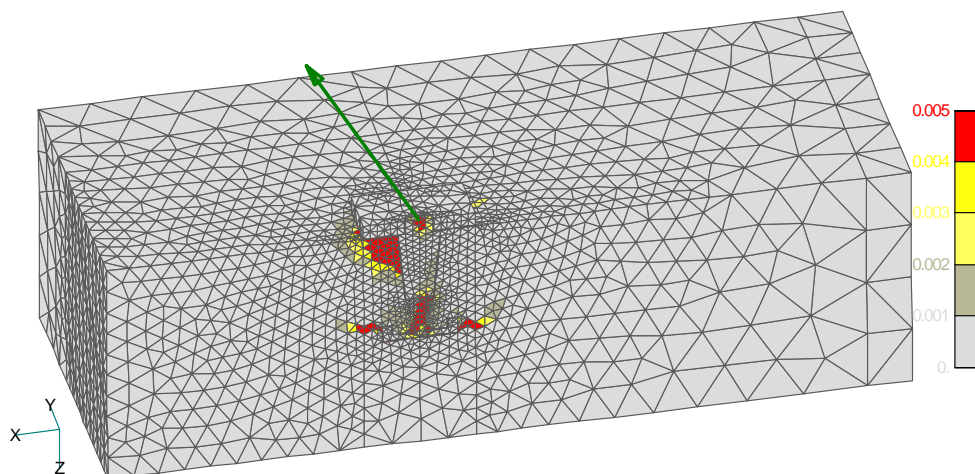


**Bild 24:** Last-Verschiebungskurven für  $\alpha = 45^\circ$ ,  $h_{ef} = 160$  mm.

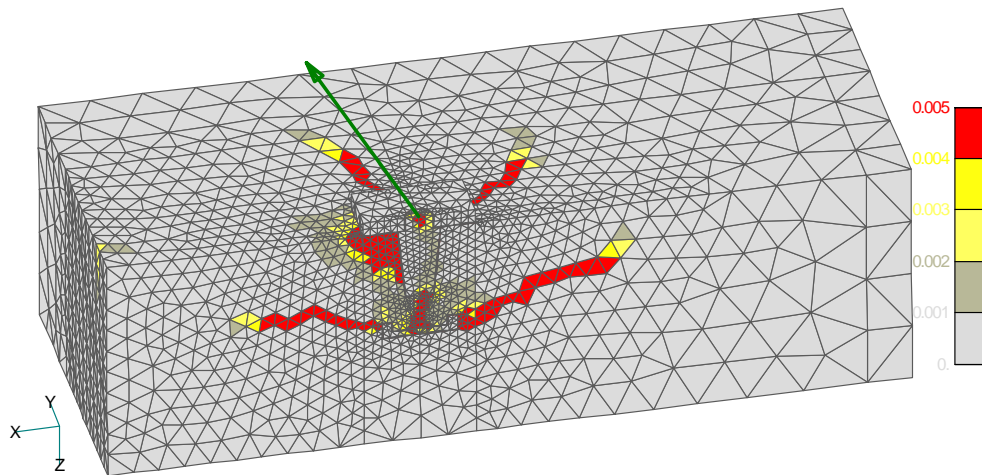


**Bild 25:** Last-Verschiebungskurven für  $\alpha = 60^\circ$ ,  $h_{ef} = 160$  mm.

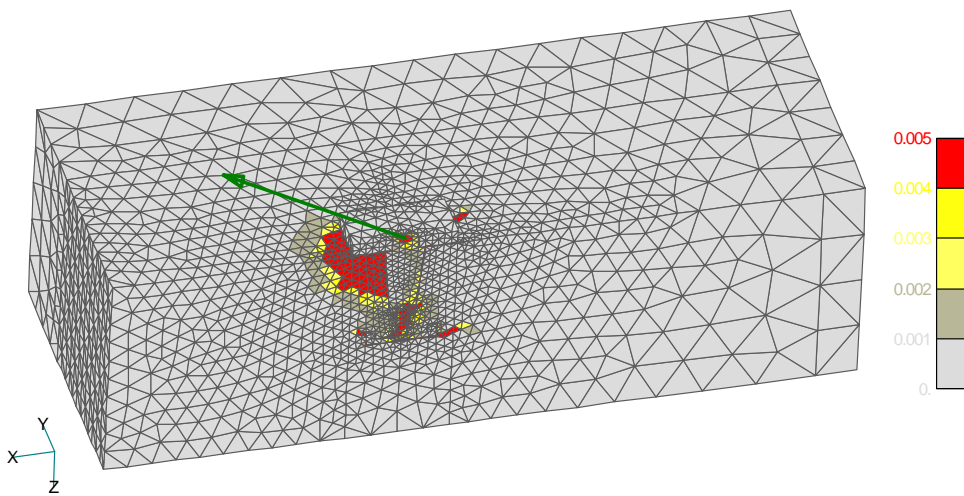
In den Abbildungen 26 bis 29 sind die typischen Rissbilder dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich der Winkel des Ausbruchkegels je nach dem Winkel der angreifenden Last ändert. Bei überwiegender Zugbelastung ( $\alpha = 30^\circ$ ) bildet sich ein Ausbruchkegel mit einem relativ flachen Rissverlauf. Bei überwiegender Querbelastung zeigt sich eine Kombination zwischen Kantenbruch und Ausbruch auf der lastabgewandten Seite. In den Versuchen wurden die gleichen Ausbrucharten beobachtet. Die Rissbilder aller berechneten Fälle sind im Anhang 1 zusammengestellt.



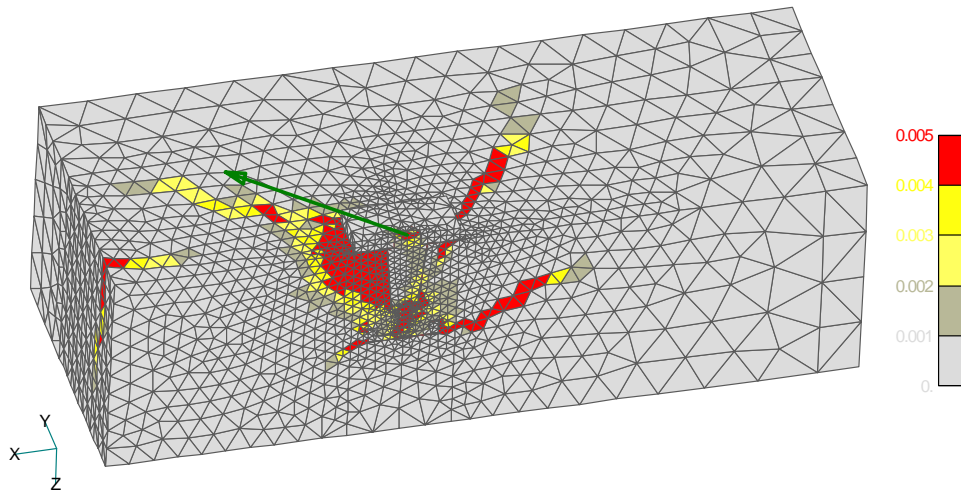
**Bild 26:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 30^\circ$ , alter Beton.



**Bild 27:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 30^\circ$ , alter Beton.



**Bild 28:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 60^\circ$ , alter Beton.



**Bild 29:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 60^\circ$ , alter Beton.

#### 2.4. Zusammenfassung

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zeigen, dass die FE-Analyse realistische Ergebnisse liefert. Die Versagensart wurde in allen untersuchten Lastfällen gleich wie in den Versuchen beobachtet. Weiterhin zeigen die berechneten Last-Verschiebungsdiagramme im Allgemeinen eine brauchbare Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Während bei Zug- und Querbelastrung die berechneten Bruchlasten gut mit den gemessenen Werten übereinstimmen, werden bei Schrägzugbeanspruchung und einem Lastangriffswinkel  $\alpha = 45^\circ$  bzw.  $\alpha = 60^\circ$  (überwiegend Querzug) die gemessenen Bruchlasten unterschätzt ( $F_U(\text{Versuch})/F_U(\text{Rechnung}) \approx 1.2$ ). Dies dürfte an der angenommenen gelenkigen Verbindung zwischen Gerüstanker und Stahlplatte liegen. In Wirklichkeit liegt eine teilweise Einspannung vor, die sich positiv auf die Bruchlast auswirkt. Der Einfluss der Einspannung auf die Bruchlast wird in Abschnitt 3.2 näher untersucht.



### 3. Numerische Untersuchung des Gerüstankers

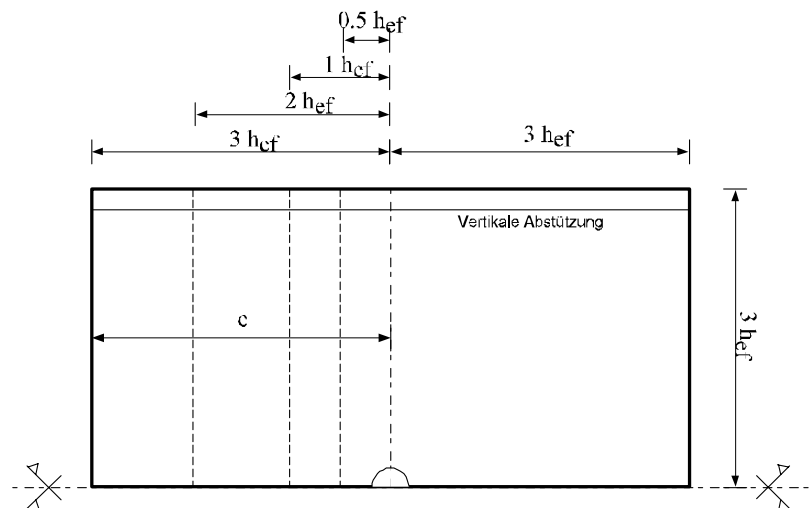
Nachdem durch die ersten numerischen Untersuchungen gezeigt wurde, dass die FE-Analyse in der Lage ist, das Verhalten des Gerüstankers realistisch vorherzusagen, wurde eine ausführliche Studie zur Untersuchung des Verhaltens des Gerüstankers unter Zug- und Querbelastung durchgeführt. Außerdem wurden auch Berechnungen für normale Kopfbolzen durchgeführt, um das Verhalten des Gerüstankers mit diesen Kopfbolzen vergleichen zu können. Es wurden sowohl randnahe Befestigungen als auch Befestigungen in der Fläche untersucht. Schließlich wurden die Ergebnisse mit den Bemessungsgleichungen der CC-Methode verglichen.

#### 3.1. Zentrische Zugbeanspruchung

Bei zentrischer Zugbeanspruchung wurde der Einfluss des Randabstandes auf die Tragfähigkeit des Gerüstankers untersucht. Die numerischen Untersuchungen wurden für zwei Verankerungstiefen  $h_{ef} = 160$  mm und  $h_{ef} = 210$  mm durchgeführt.

##### 3.1.1. Geometrie, Materialkennwerte und räumliche Diskretisierung

Die Abmessungen der untersuchten Betonkörper wurden variiert (siehe Bild 30). Im Fall einer Befestigung in der Fläche wurden die Abmessungen des Betonkörpers zu  $3h_{ef} \times 6h_{ef} \times 2h_{ef}$  angenommen. In weiteren Untersuchungen wurde der Randabstand auf  $c = 2h_{ef}$ ,  $c = 1h_{ef}$  bzw.  $c = 0.5h_{ef}$  reduziert. Der Körper wurde nur auf einer Seite streifenweise in vertikaler Richtung abgestützt. Die Abstützungslinie verläuft parallel zur Seitenkante. Der Abstand der vertikalen Abstützung zu dem Bolzen betrug ungefähr  $2.9h_{ef}$ .



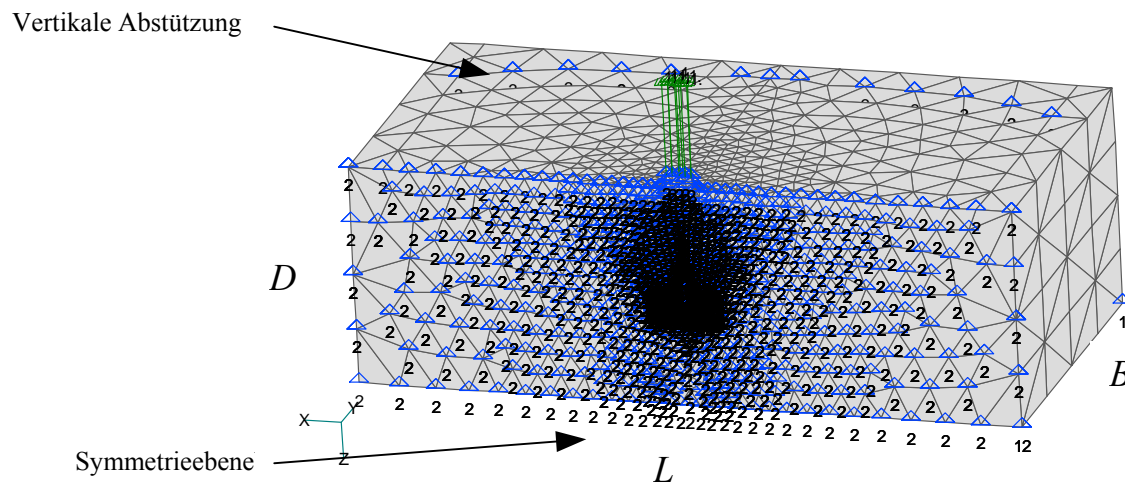
**Bild 30:** Grundriss der Geometrie des Probekörpers bei Zugbelastung – Körperabmessungen.

In Bild 31 ist ein typisches FE-Netz dargestellt. Es wurde die Symmetrie zur Mittelachse ausgenutzt. Die Last wurde verschiebungsgesteuert auf den Bolzen aufgebracht. Um ein lokales Versagen unter dem Kopf des Bolzens zu verhindern, wurden entlang eines Drittels der Verankerungstiefe zwischen dem Bolzen und dem Betonkörper Kontaktelemente eingesetzt. Um Stahlversagen zu verhindern, wurden die Stahlelemente als linear-elastisch

angenommen. Die in der Untersuchung verwendeten Materialeigenschaften sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

	Beton	Stahl
Elastizitätsmodul $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28000	200000
Querdehnzahl $\nu$	0.18	0.33
Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2.15	-
Würfeldruckfestigkeit $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	26.0	-
Bruchenergie $G_F$ [N/mm]	0.07	-

**Tabelle 4:** Verwendete Materialeigenschaften.



**Bild 31:** Typisches FE-Netz des Betonkörpers bei Zugbeanspruchung.

### 3.1.2. Ergebnisse der FE-Untersuchung

Die berechneten Bruchlasten sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Weiterhin sind in Tabelle 5 die Bruchlasten nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen ohne Randeinfluss, als auch für randnahe Befestigungen ( $c = 1.0h_{ef}$  und  $c = 0.5h_{ef}$ ) eingetragen.

Bei Verankerungen mit großem Randabstand ( $c \geq 1.5h_{ef}$ ), wird die Bruchlast nach dem CC-Verfahren mit folgender Gleichung berechnet [1]:

$$F_U = 15.5 \sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1.5} \quad (1)$$

mit

$f_{cc}$  = Betonwürfeldruckfestigkeit, gemessen an Würfeln mit 200 mm Kantenlänge

$h_{ef}$  = Verankerungstiefe.

Wenn die Befestigungen randnah angeordnet sind, kann sich kein vollständiger Bruchkegel ausbilden [1]. Dadurch nimmt die Bruchlast in Vergleich zu Gleichung (1) ab. Die Betonbruchlast einer Randbefestigung kann nach dem CC-Verfahren mit folgender Gleichung (2) berechnet werden:

$$F_{U,R} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} F_U \quad (2)$$

mit

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3c / c_{cr,N} \leq 1; c_{cr,N} = 1.5h_{ef}$$

$A_{c,N}$  = vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche.

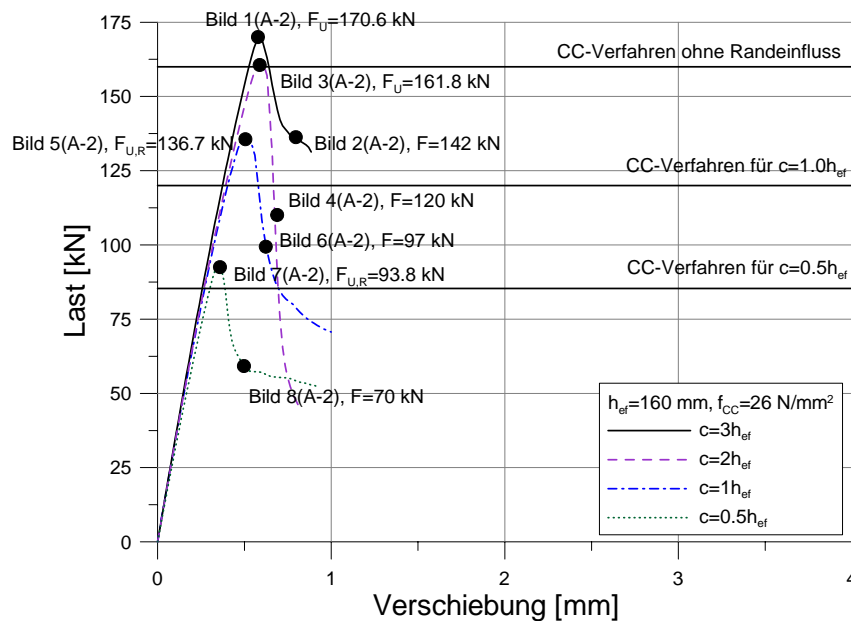
$A_{c,N}^0$  = projizierte Fläche des Ausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche bei einer Befestigung in der Fläche =  $9h_{ef}^2$ .

Aus Tabelle 5 ist zu erkennen, dass die Ergebnisse der FE-Analyse für Gerüstanker sowohl ohne Randeinfluss ( $c = 3h_{ef}$  bzw.  $c = 2h_{ef}$ ) als auch mit Randeinfluss ( $c = 1.0h_{ef}$ , bzw.  $c = 0.5h_{ef}$ ) mit dem CC-Verfahren gut übereinstimmen. Weiterhin kann festgestellt werden, dass bei kleinerem Randabstand die Tragfähigkeit des Gerüstankers deutlich abnimmt. Bei einem Randabstand von  $c = 0.5 h_{ef}$  beträgt die Höchstlast nur noch 55 % der Höchstlast der gleichen Befestigung in der Fläche.

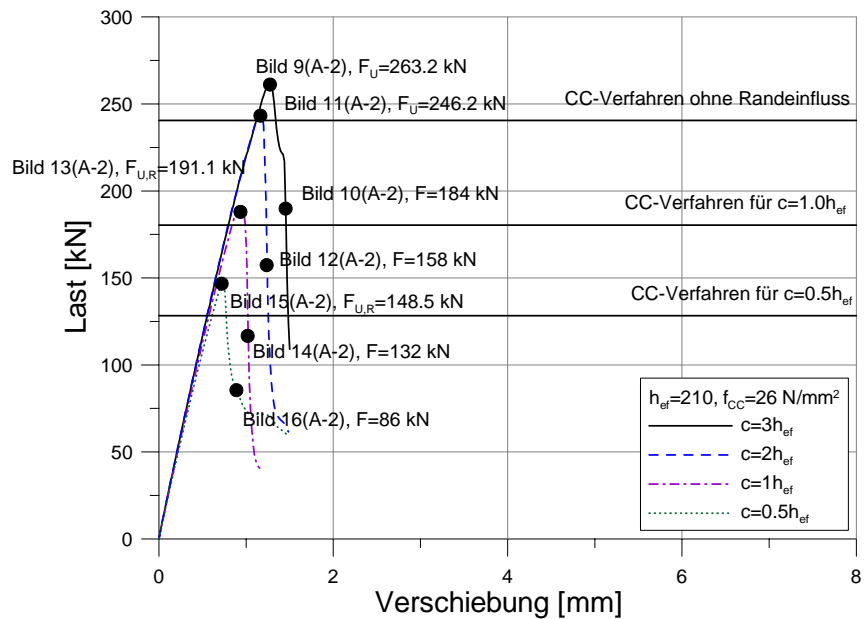
$h_{ef}$ [mm]	Höchstlast $F_U$ [kN]						
	CC-Verfahren (ohne Randeinfluss)	CC- Verfahren ( $c = 1.0h_{ef}$ )	CC- Verfahren ( $c = 0.5h_{ef}$ )	Numerische Berechnungen			
				$c = 3h_{ef}$	$c = 2h_{ef}$	$c = 1h_{ef}$	$c = 0.5h_{ef}$
160	160	120	85.3	170.6	161.8	136.7	93.8
210	240.5	180.4	128.3	263.2	246.2	191.1	148.5

**Tabelle 5:** Zusammenfassung der Ergebnisse.

Die berechneten Last-Verschiebungs-Kurven für die Betonkörper mit verschiedenen Randabständen sind in den Bilder 32 und 33 dargestellt.

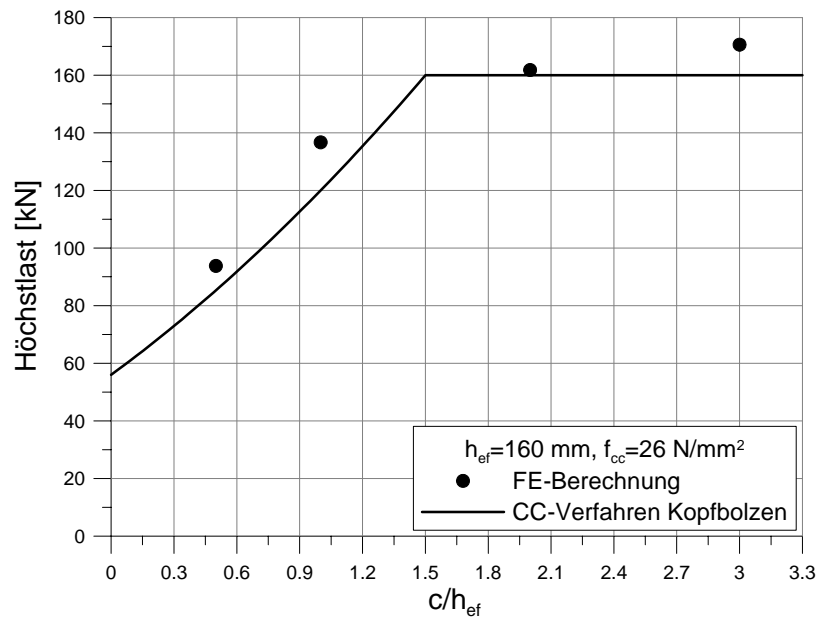


**Bild 32:** Last-Verschiebungskurven für die Verankerungstiefe von 160 mm.

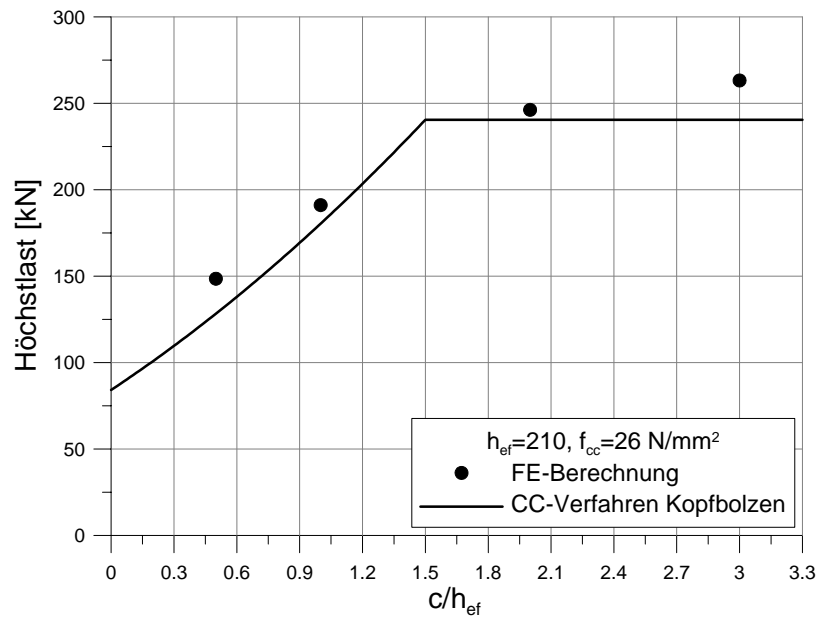


**Bild 33:** Last-Verschiebungskurven für die Verankerungstiefe von 210 mm.

In den Bildern 34 und 35 ist der Einfluss des Randabstandes auf die Betonbruchlast dargestellt. Die Ergebnisse der FE-Analyse wurden mit den Bruchlasten nach dem CC-Verfahren verglichen. Für beide Verankerungstiefen zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den numerischen Ergebnissen und dem CC-Verfahren.



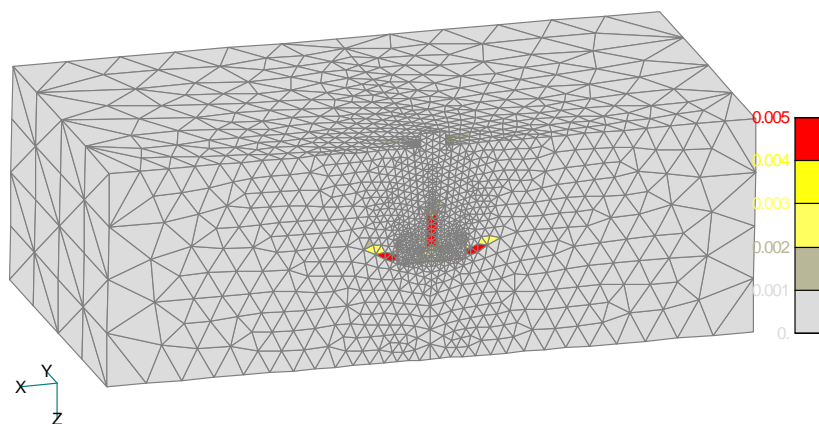
**Bild 34:** Einfluss des Randabstandes auf die Betonbruchlast bei zentrischer Zugbeanspruchung – Verankerungstiefe  $h_{ef} = 160$  mm,  $f_{cc} = 26$  N/mm<sup>2</sup>.



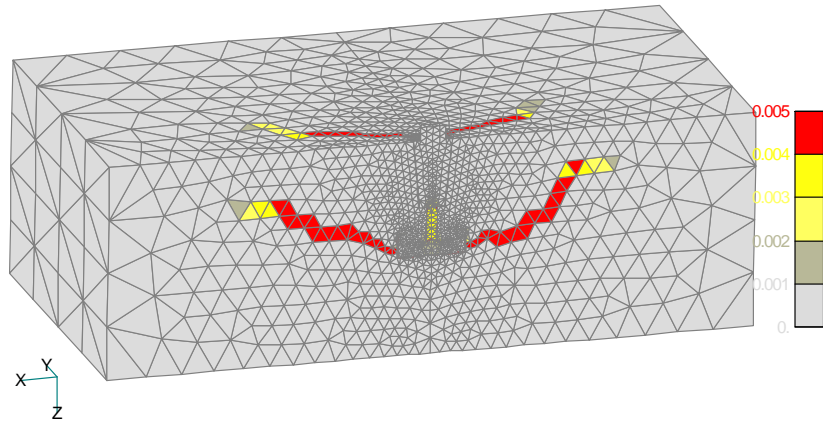
**Bild 35:** Einfluss des Randabstandes auf die Betonbruchlast bei zentrischer Zugbeanspruchung – Verankerungstiefe  $h_{ef} = 210$  mm,  $f_{cc} = 26$  N/mm<sup>2</sup>.

### 3.1.2.1. Typische Rissbilder

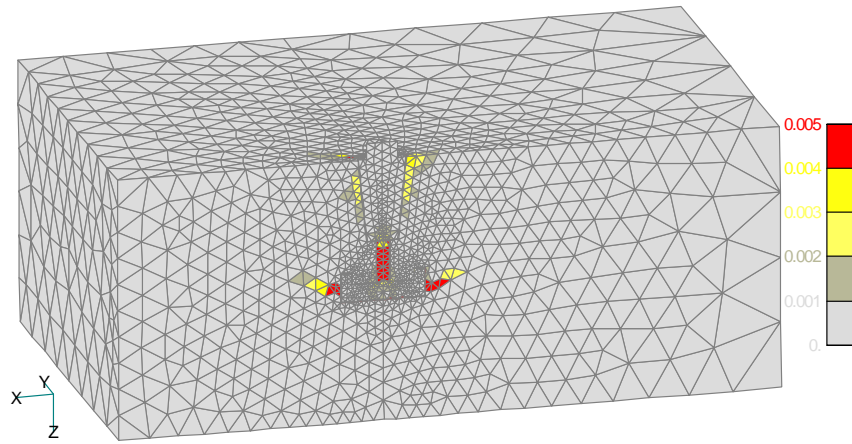
In allen berechneten Fällen versagte die Verankerung durch kegelförmigen Ausbruch des Betons. Die Abbildungen 36 bis 43 zeigen typische berechnete Rissbilder. Die Risse (rote Bereiche) sind als maximale Hauptzugdehnungen dargestellt (Lokalisierung der Dehnungen). Aus den Bildern ist zu erkennen, dass bei Randabständen von  $c = 3h_{ef}$  und  $c = 2h_{ef}$  ein vollständiger Betonausbruch auftritt (Abb. 36 bis 39). Bei Randabständen  $c = 1.0h_{ef}$  bzw.  $c = 0.5h_{ef}$  bildete sich der Ausbruchkegel nicht vollständig aus (Abb. 40 bis 43). Das erklärt die Abnahme der Tragfähigkeit für diese Fälle. Die Rissbilder für alle berechneten Fälle sind im Anhang 3 zusammengestellt.



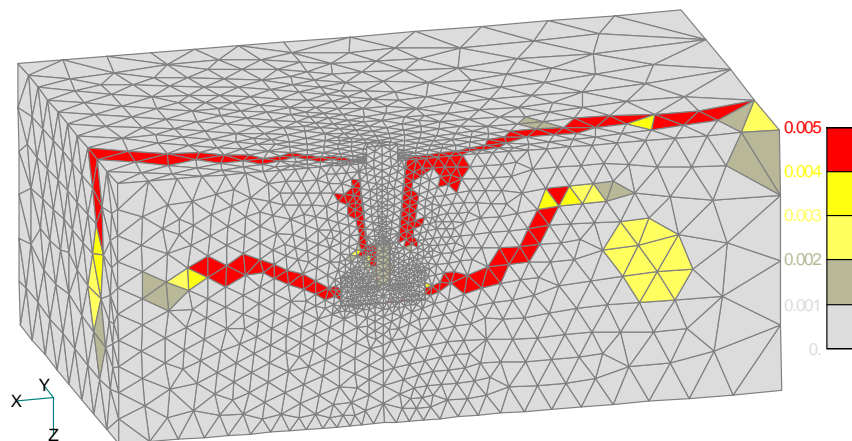
**Bild 36:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 480$  mm.



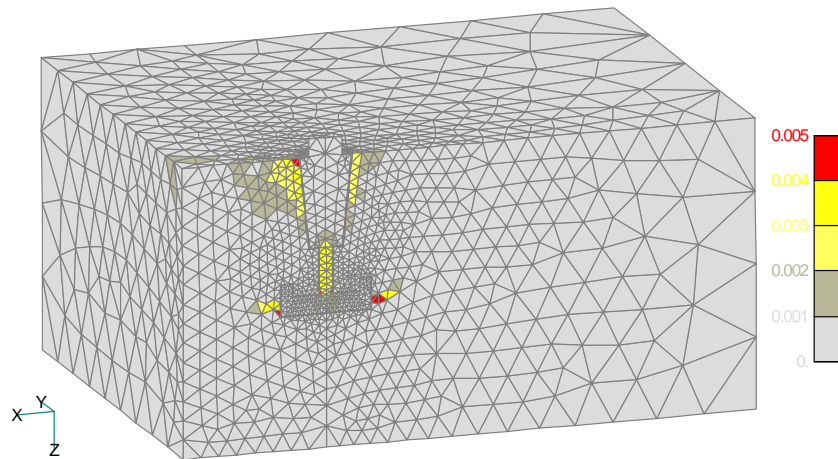
**Bild 37:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 480$  mm.



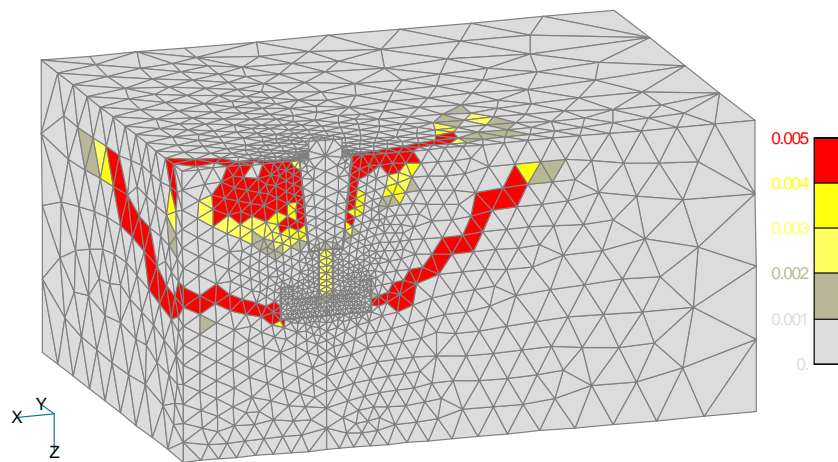
**Bild 38:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 320$  mm.



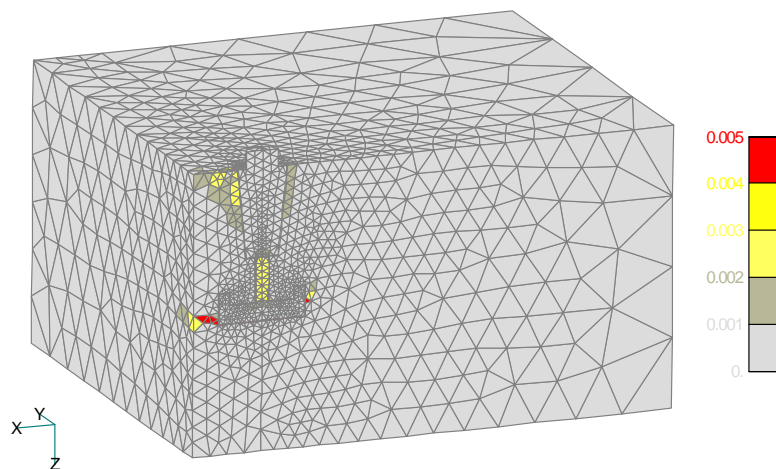
**Bild 39:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 320$  mm.



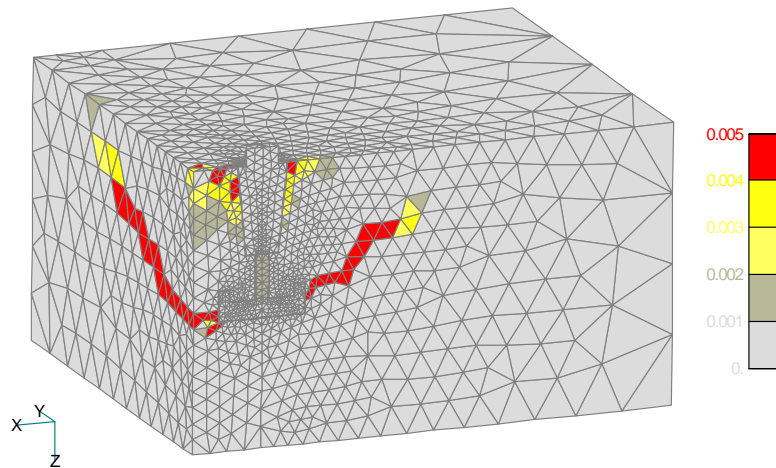
**Bild 40:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm.



**Bild 41:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm.



**Bild 42:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm.



**Bild 43:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm.

### 3.1.3. Berechnungsergebnisse für normale Kopfbolzen

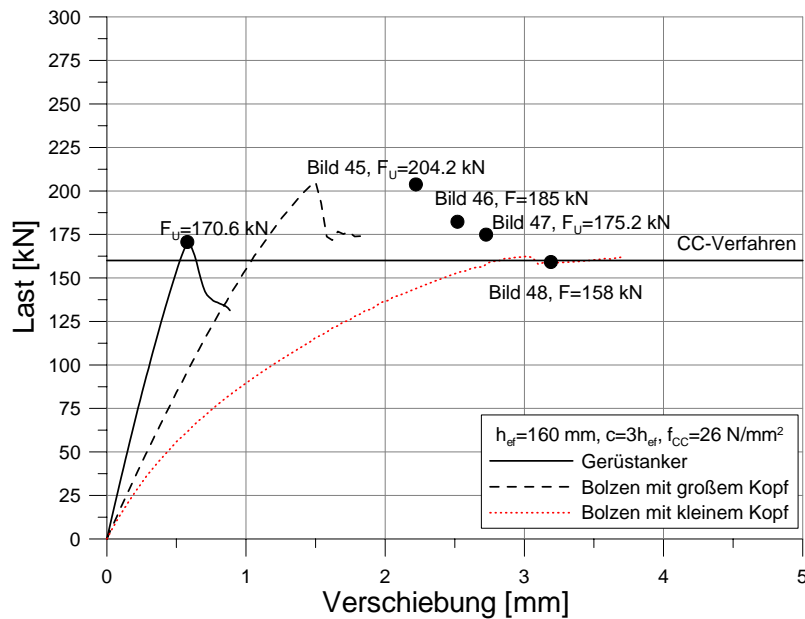
Zum Vergleich wurden neben dem Gerüstanker auch Berechnungen für Kopfbolzen mit den in der Praxis üblichen Köpfen durchgeführt. Für die Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 160$  mm und den Randabstand von  $c = 3h_{ef}$  wurden zwei Kopfgröße gewählt – klein und groß. Die Größe des Kopfes wurde so gewählt, dass bei Höchstlast die Pressungen unter dem kleinen Kopf ungefähr  $\sigma = 15f_{cc}$  und unter dem großen Kopf ungefähr  $\sigma = 5f_{cc}$  betragen. Die geometrischen Eigenschaften der untersuchten Kopfbolzen sind in Tabelle 6 zusammengefasst.

Verankerungstiefe $h_{ef}$	Schaftdurchmesser $d$	Kopfdicke $t$	Kopfgröße (quadratischer Kopf)	
			$a_1$	$a_2$
160	16	17	26	40

**Tabelle 6:** Geometrischen Eigenschaften der Kopfbolzen in der FE-Analyse (alle Maße in [mm]).

Die berechneten Last-Verschiebungskurven sind in Bild 44 dargestellt und mit den Ergebnissen für den Gerüstanker verglichen. Es ist zu erkennen, dass im Vergleich zum Gerüstanker die normalen Bolzen deutlich größere Verschiebungen aufweisen. Dies ist auf die geringeren Verformungen des Betons unter dem kopf zurückzuführen. Weiterhin ist die Tragfähigkeit für den Kopfbolzen mit dem großen Kopf ungefähr 20 % größer als die des Gerüstankers. Die Tragfähigkeit für den Bolzen mit kleinem Kopf stimmt mit der des Gerüstankers gut überein.

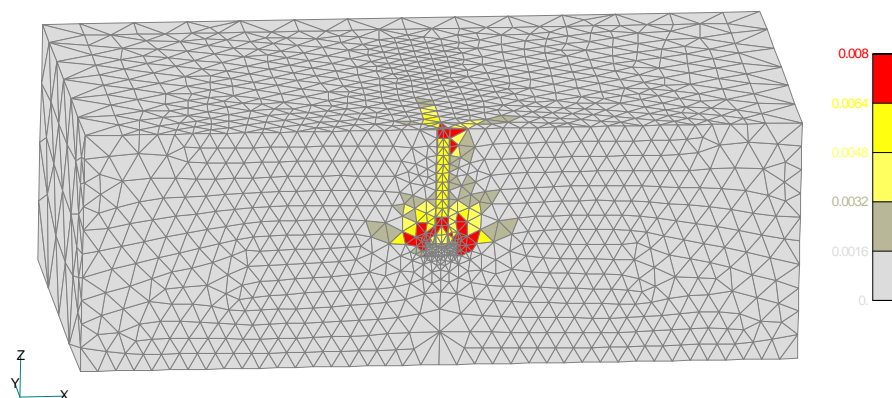




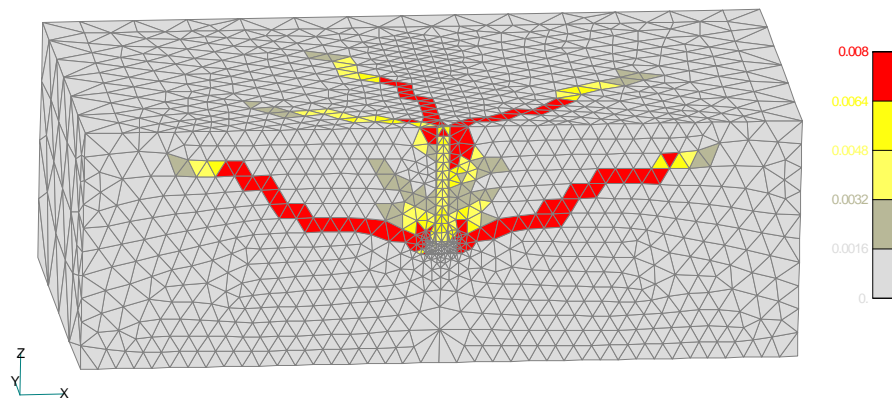
**Bild 44:** Last-Verschiebungskurven für Gerüstanker und praxisübliche Kopfbolzen (kleiner und großer Kopf) für  $h_{ef} = 160$  mm, großer Randabstand,  $f_{cc} = 26$  N/mm<sup>2</sup>.

In den Bildern 45 bis 48 sind die berechneten Brucharten von normalen Kopfbolzen dargestellt. Die Größe der Schädigungszone unter dem Kopf des Bolzens nimmt mit abnehmender Kopfgröße zu und ist für die üblichen Kopfbolzen deutlich größer als bei dem Gerüstanker. Auch der Ausbruchkegel wird mit abnehmender Kopfgröße steiler.

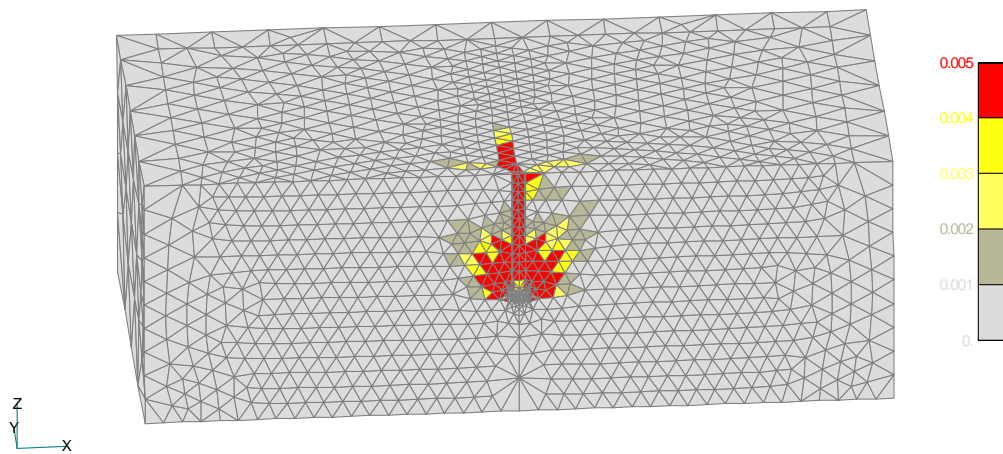
Die Tatsache, dass mit zunehmender Kopfgröße die Bruchlast zuerst zunimmt (große Köpfe) und dann aber abnimmt (Gerüstanker, siehe Abb. 44) ist vermutlich auf die Veränderung der Bruchart zurückzuführen. Bei sehr großem Kopf (Gerüstanker) dominiert ab Anfang der Belastung die Bruchart I und dadurch wird das Verhalten im Vergleich zu den normalen Kopfbolzen deutlich spröder.



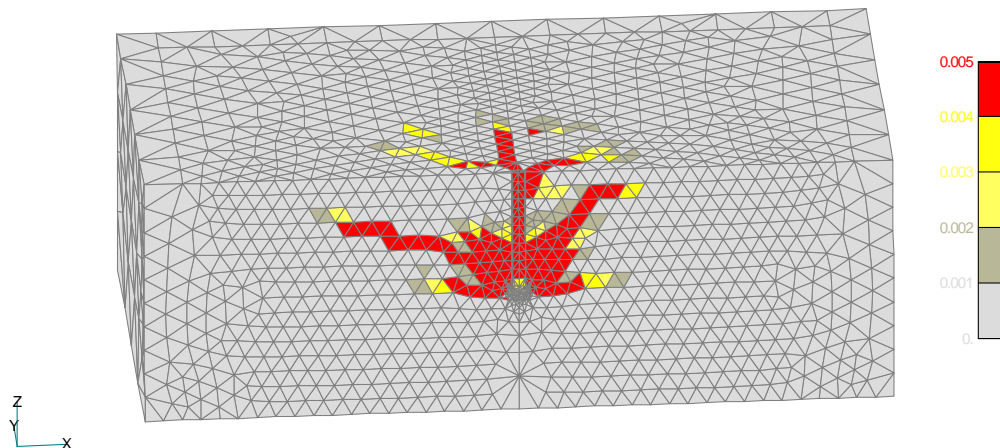
**Bild 45:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm, Bolzen mit großem Kopf (Pressungen  $\sigma \approx 5f_{cc}$ ).



**Bild 46:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm, Bolzen mit großem Kopf.



**Bild 47:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm, Bolzen mit kleinem Kopf (Pressungen  $\sigma \approx 15f_{cc}$ ).



**Bild 48:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm, Bolzen mit kleinem Kopf.

#### 3.1.4. Zusammenfassung

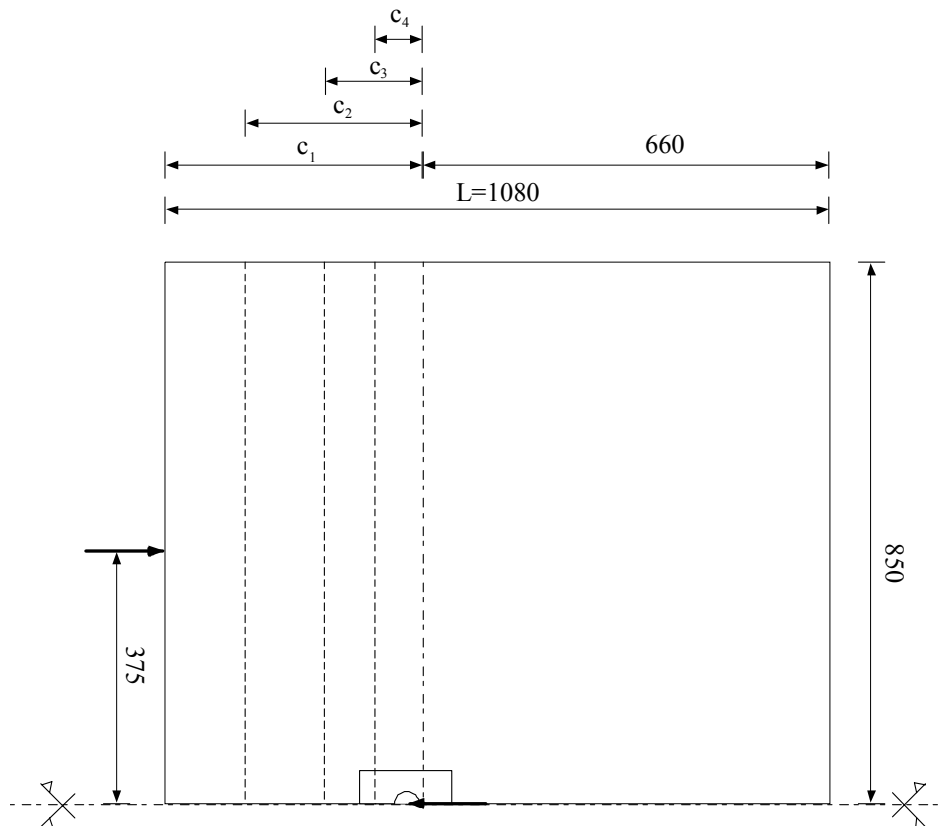
Die numerischen Untersuchungen für Gerüstanker unter Zugbeanspruchung zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der FE-Analyse und der theoretischen Gleichung nach der linearen Bruchmechanik (CC-Verfahren). Weiterhin wurde im Vergleich mit üblichen Kopfbolzen festgestellt, dass die Gerüstanker deutlich geringere Verschiebungen bei Höchstlast aufweisen, d.h. ihr Verhalten wird deutlich spröder. Bei der Tragfähigkeit wurde jedoch kein großer Unterschied zwischen dem Gerüstanker und Kopfbolzen mit kleinen Köpfen beobachtet. Daher kann festgestellt werden, dass für die hier untersuchten Gerüstanker mit  $h_{ef} \leq 210$  mm unter Zugbeanspruchung die Bemessungsgleichung nach dem CC-Verfahren gültig ist.

## 3.2. Querbeanspruchung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchung mit Gerüstankern unter Querbeanspruchung dargestellt. Parallel zu Gerüstankern wurden zum Vergleich auch übliche Kopfbolzen untersucht. Die numerischen Untersuchungen wurden für drei Bolzentypen durchgeführt: Gerüstanker und zwei übliche Kopfbolzen mit verschiedenem Schaftdurchmesser –  $d=15$  und  $d=30$  mm. Alle Bolzentypen wurden mit zwei Verankerungstiefen  $h_{ef}=160$  und  $h_{ef}=210$  mm geprüft. Es wurden 4 Randabstände pro Verankerungstiefe untersucht. Jeder Randabstand wurde mit allen drei obengenannten Kopfbolzen berechnet, um den Einfluss des Durchmessers auf die Tragfähigkeit näher zu untersuchen. Das Ziel der Untersuchungen war festzustellen, wie die Quertragfähigkeit des Gerüstankers vom Randabstand beeinflusst wird und wie sich dieser Anker im Vergleich zu normalen Kopfbolzen unter Querbeanspruchung verhält. In den Berechnungen wurden die Materialeigenschaften nach Tabelle 4 für  $f_{cc} = 26 \text{ N/mm}^2$  angenommen.

### 3.2.1. Geometrie und räumliche Diskretisierung

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde folgende Betonkörpergeometrie verwendet: Länge x Breite x Dicke =  $1080 \times 850 \times 320$  für  $h_{ef}=160$  mm bzw.  $1080 \times 850 \times 420$  für  $h_{ef}=210$  mm (siehe Abb. 49). Da verschiedene Randabstände untersucht wurden, wurde die Gesamtlänge ( $L$ ) des Modells je nach dem Randabstand verkürzt. Für jede Verankerungstiefe wurden vier Randabstände untersucht:  $c_1 = 420$  mm,  $c_2 = 290$  mm,  $c_3 = 160$  mm und  $c_4 = 80$  mm für  $h_{ef}=160$  mm bzw.  $c_1 = 420$  mm,  $c_2 = 310$  mm,  $c_3 = 210$  mm und  $c_4 = 105$  mm für  $h_{ef}=210$  mm.



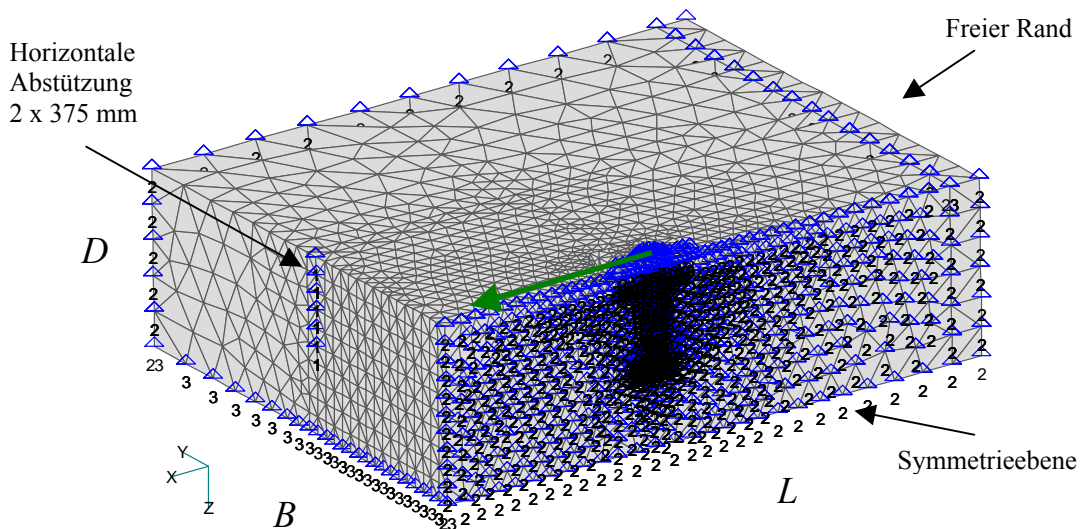
**Bild 49:** Geometrie des Betonkörpers bei Querzugberechnungen

In Tabelle 7 sind die geometrischen Eigenschaften der verwendeten Anker zusammengefasst. Die Materialeigenschaften sind in der Tabelle 4 (Seite 22) dargestellt. Die Eigenschaften des Stahls wurden als linearelastisch angenommen.

	Gerüstanker	Anker mit $d = 15$	Anker mit $d = 30$
Verankerungstiefe $h_{ef}$	160, 210	160, 210	160, 210
Schaftdurchmesser $d$	siehe Bild 1	15	30
Kopfdurchmesser $d_h$		35	40
Kopfdicke $t$		10	10

**Tabelle 7:** Abmessungen der Anker.

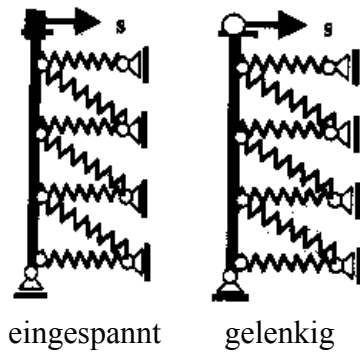
In Bild 50 ist ein typisches, bei den Quersugberechnungen verwendetes FE-Netz dargestellt. Der Betonkörper wurde für alle untersuchte Randabstände 375 mm von der Symmetrieebene horizontal streifenweise abgestützt. In Querversuchen mit Gerüstanker [6] wurde nur der Randabstand von 420 mm untersucht, mit dem Abstand der Abstützung  $2 \times 375$  mm. In den Berechnungen wurde dieser Abstand übernommen und er wurde bei kleineren Randabständen konstant gehalten. Die Abstützungslänge betrug ca. ein Drittel der Betonkörperdicke. Der Körper wurde am vorderen unteren und am hinteren oberen Rand vertikal gehalten.



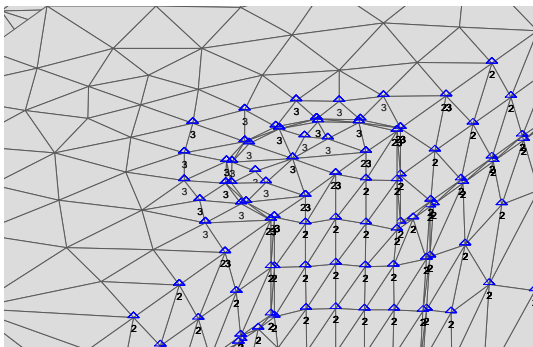
**Bild 50:** Typisches FE-Netz bei Quersugbeanspruchung.

Wie im Abschnitt 2.2. bereits beschrieben, wurde in den Versuchen mit Gerüstankern eine auf der Oberfläche des Betonkörpers aufliegende Stahllasche zur Lasteinleitung verwendet. Bei der FE-Diskretisierung ist es sehr schwer den Kontakt zwischen der Lasche und der Befestigung realistisch abzubilden. Deshalb wurden für jede Verankerungstiefe, jeden Anker und jeden Randabstand zwei Extremfälle berechnet: der Fall eines steifen (eingespannten) und der Fall eines gelenkig an die Ankerplatte angeschlossenen Gerüstankers. Schematische Darstellungen dieser Einspannbedingungen sind in Bild 51 gezeigt. Die entsprechenden Modellrandbedingungen stellt das Bild 52 dar. Bei der eingespannten Lage wurde der Bolzen

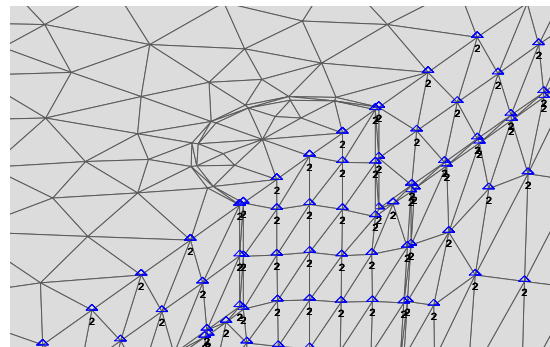
und die erste Reihe der Elemente der Lasche um den Bolzen zusätzlich in vertikaler Richtung festgehalten.



**Bild 51:** Schematische Darstellung der Einspannbedingungen am Lastangriffspunkt.



**Bild 52a:** Eingespannte Lage – zusätzliche Abstützung des Bolzens und der ersten Reihe der Elemente der Lasche um den Bolzen.



**Bild 52b:** Gelenkige Lage – keine zusätzliche Abstützung.

### 3.2.2. Ergebnisse der FE-Untersuchung

In der Arbeit von Hofmann [7] wurde gezeigt, dass die Betonausbruchlast eines Bolzens am Bauteilrand mit folgender Gleichung ausreichend genau bestimmt werden kann:

$$V_U = 3d^\alpha h_{ef}^\beta \sqrt{f_{cc}} c^{1.5} \quad (3)$$

mit

$$\alpha = 0.1(h_{ef}/c)^{0.5}; \quad \beta = 0.1(d/c)^{0.2}$$

Die Ergebnisse der FE-Untersuchung sind in den Tabellen 8 und 9 zusammengefasst und mit den Rechnerergebnissen nach Gleichung (3) verglichen. Bei der Berechnung der Bruchlast für den Gerüstanker wurde  $d_s = 57$  mm und  $h_{ef} = 160$  mm angenommen. Es ist zu erkennen, dass zwischen den Höchstlasten für die eingespannte Lage am Lastangriffspunkt und Ergebnissen für die gelenkige Lage am Lastrangriffspunkt ein großer Unterschied besteht. Bei gelenkiger Verbindung zwischen der Stahlplatte und dem Bolzen stimmt die Höchstlast relativ gut mit Gleichung (3) überein (die Berechnungswerte sind ungefähr 20 % höher). Bei eingespannter Lage ist die berechnete Höchstlast durchschnittlich 80 % größer als der Wert nach Gl. (3).

In den meisten untersuchten Fällen wurde die Versagensart Betonkantenbruch beobachtet. Nur bei sehr großem Randabstand kam es zu lokalem Versagen des Betons unter der Stahlplatte. Die Ergebnisse mit lokalen Versagen sind in den Tabellen 8 und 9 fett gedruckt.

c [mm]	Bruchlast $V_U$ [kN]								
	Gerüstanker			Normalanker, $d = 30$			Normalanker, $d = 15$		
	eingesp.	gelenk.	Gleich. (3)	eingesp.	gelenk.	Gleich. (3)	eingesp.	gelenk.	Gleich. (3)
80	66	37.8	31.2	52.6	36.8	26.9	48.4	23	23.1
160	112.8	77.8	70.1	114	78	62.6	103.6	69.2	55.7
290	300	189.6	147.2	229	170	134.3	177.8	<b>109.4</b>	122.3
420	438	<b>230.6</b>	237.5	328	<b>215</b>	219.1	<b>214</b>		202.0

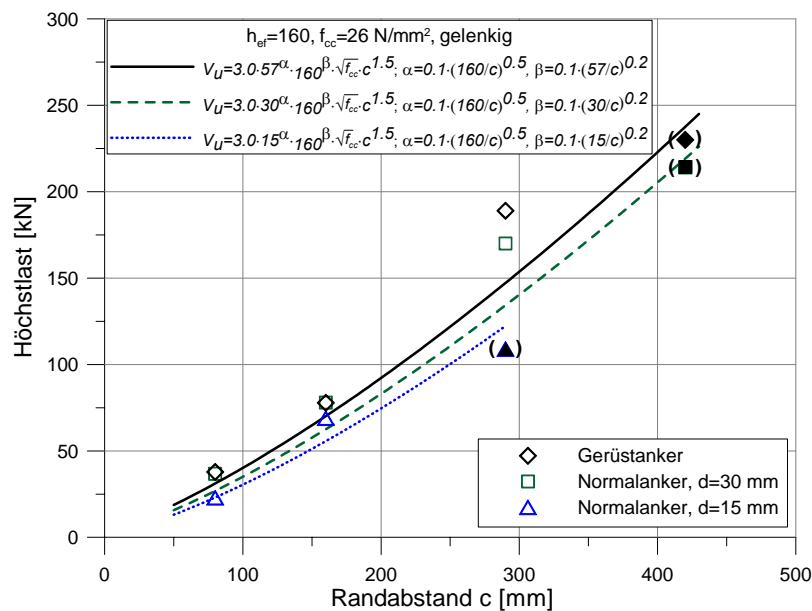
**Tabelle 8:** Numerische Ergebnisse für die Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 160$  mm – fett gekennzeichnete Werte stehen für einen lokalen Ausbruch.

c [mm]	Bruchlast $V_U$ [kN]								
	Gerüstanker			Normalanker, $d = 30$			Normalanker, $d = 15$		
	eingesp.	gelenk.	Gleich. (3)	eingesp.	gelenk.	Gleich. (3)	eingesp.	gelenk.	Gleich. (3)
105	91.4	60.4	46.8	84.4	51.4	40.4	63.2	39.6	34.7
210	200	137.6	105.3	173.8	135.6	94.0	148	97.8	83.7
310	309	187	170.5	279.2	180	154.5	210.4	<b>105</b>	139.7
420	446	<b>270</b>	250.8	392		229.6	<b>231.2</b>		209.8

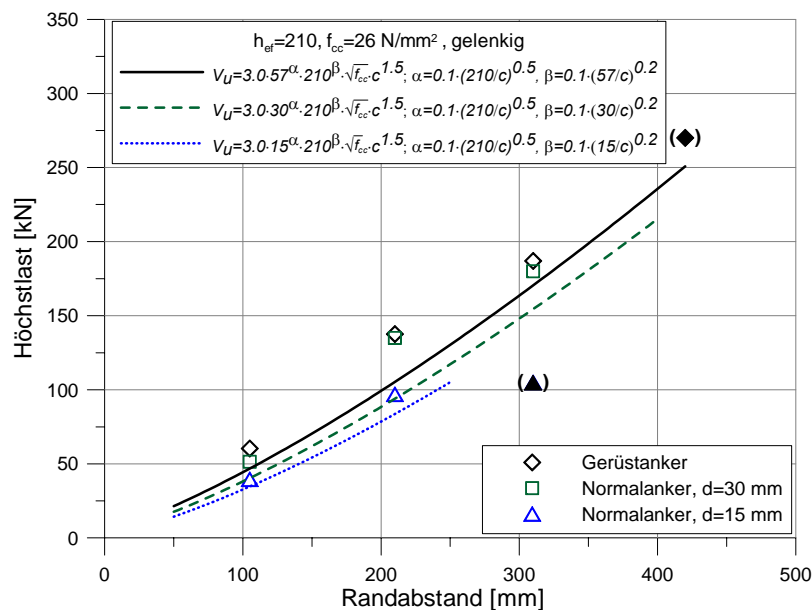
**Tabelle 9:** Numerische Ergebnisse für die Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 210$  mm – fett gekennzeichnete Werte stehen für einen lokalen Ausbruch.

### 3.2.2.1. Einfluss des Randabstandes

In Abbildungen 53 und 54 ist die Höchstlast in Abhängigkeit vom Randabstand für die Verankerungstiefen  $h_{ef}=160$  mm und  $h_{ef}=210$  mm dargestellt. Wegen der besseren Übersicht sind nur die Ergebnisse für die gelenkige Lage am Lastangriffspunkt aufgetragen. Die Diagramme zeigen, dass die Ergebnisse relativ gut mit Gleichung (3) übereinstimmen. Allerdings steigt die numerisch ermittelte Bruchlast etwas stärker an als nach Gleichung (3). Für den Gerüstanker mit einem über die Verankerungstiefe veränderlichem Durchmesser wurde der größte Durchmesser eingesetzt. Die eingeklammerten Symbole in den Abbildungen stehen für das lokale Versagen des Betons unter der Stahlplatte. Zu diesem Versagen kam es bei großem Randabstand ( $c \geq 290$  mm für  $d = 15$  mm und  $c \geq 420$  mm für  $d = 30$  mm).



**Bild 53:** Höchstlast in Abhängigkeit vom Randabstand,  $h_{ef} = 160$  mm, gelenkige Lage.

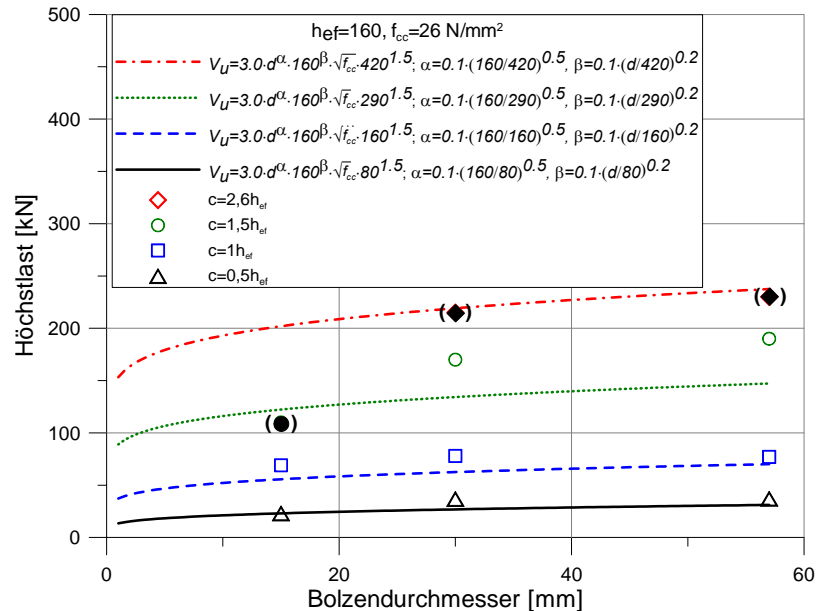


**Bild 54:** Höchstlast in Abhängigkeit vom Randabstand,  $h_{ef} = 210$  mm, gelenkige Lage.

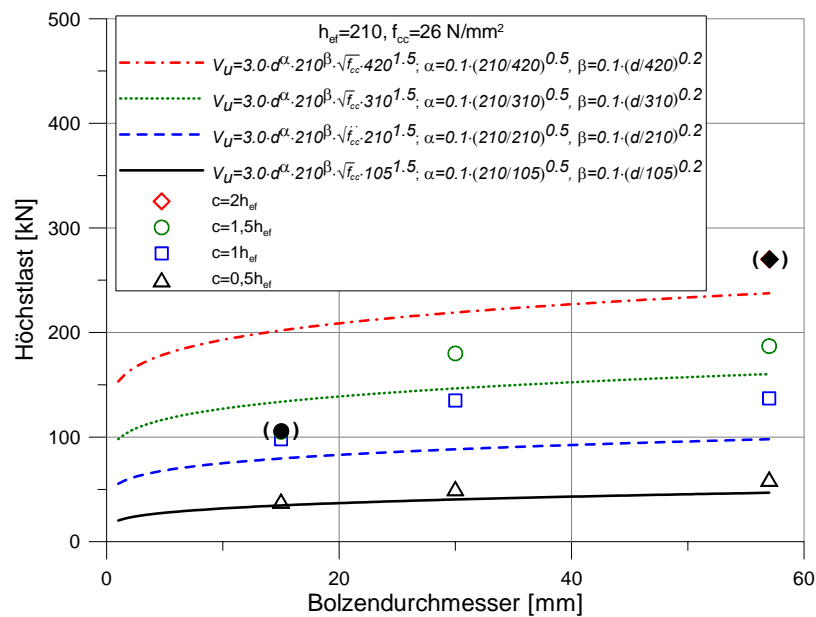


### 3.2.2.2. Einfluss der Bolzendicke

In Abbildungen 55 und 56 sind die Bruchlasten in Abhängigkeit von der Bolzendicke für zwei verschiedene Verankerungstiefen dargestellt. Auch hier sind nur die Ergebnisse für die gelenkige Lage am Lastangriffspunkt gezeigt. Die gefüllten Symbole in den Abbildungen stehen für lokales Versagen. Es ist eine brauchbare Übereinstimmung der Ergebnisse und der Gleichung (3) zu erkennen.



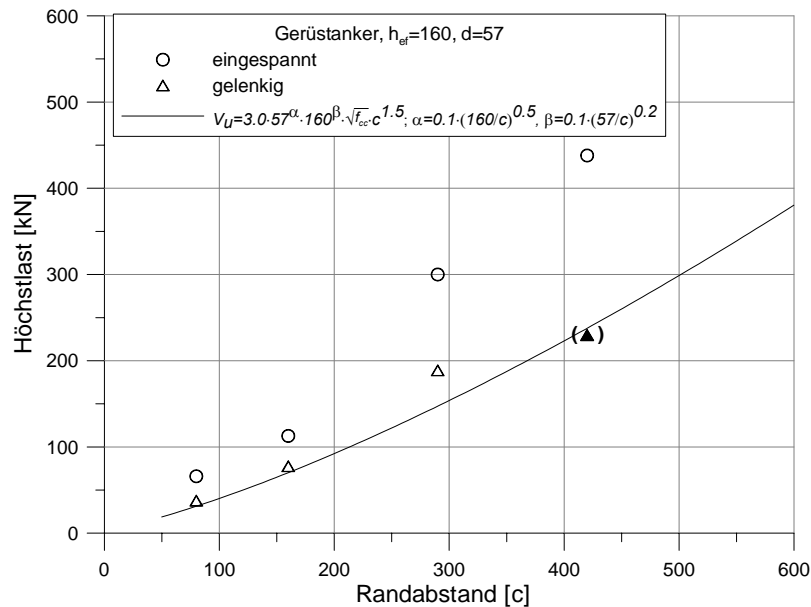
**Bild 55:** Höchstlast in Abhängigkeit vom Bolzendurchmesser,  $h_{ef} = 160$  mm, gelenkige Lage.



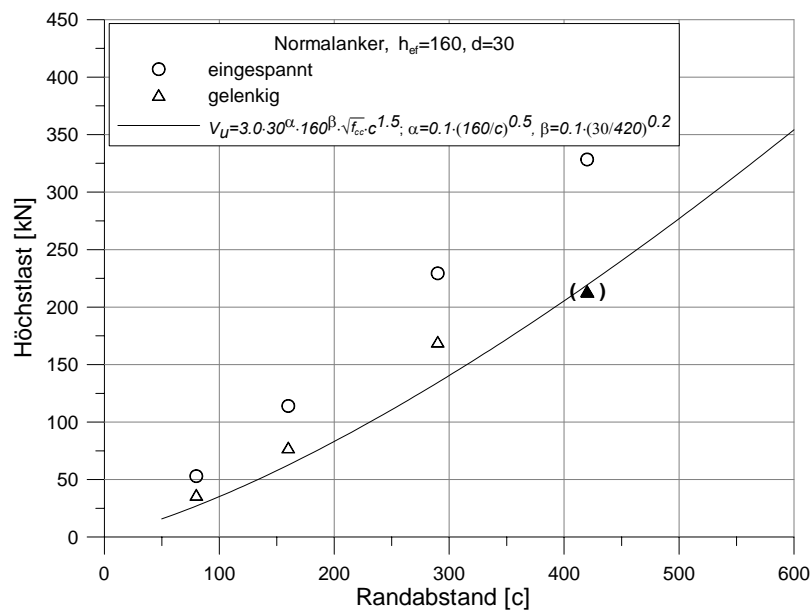
**Bild 56:** Höchstlast in Abhängigkeit vom Bolzendurchmesser,  $h_{ef} = 210$  mm, gelenkige Lage.

### 3.2.2.3. Einfluss der Einspannung am Lastangriffspunkt

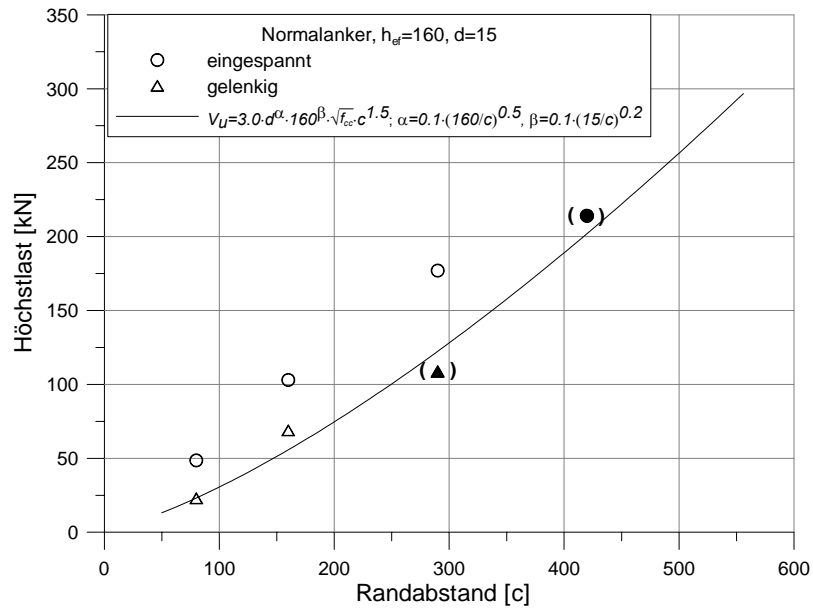
Wie schon erwähnt, unterscheiden sich die Ergebnisse für die zwei untersuchten Extremsituationen (gelenkig gelagerte bzw. eingespannten Bolzen) deutlich. In Abbildungen 57 bis 62 sind die Bruchlasten über den Randabstand dargestellt, jedoch für jeden Bolzentyp und Verankerungstiefe getrennt. Die gefüllten Symbole in den Abbildungen stehen für das lokale Versagen. Zum Vergleich sind die Rechenwerte nach Gleichung (3) mit eingezeichnet. Es ist anzunehmen, dass in Wirklichkeit das Verhalten von Bolzen zwischen diesen zwei Extremen liegt.



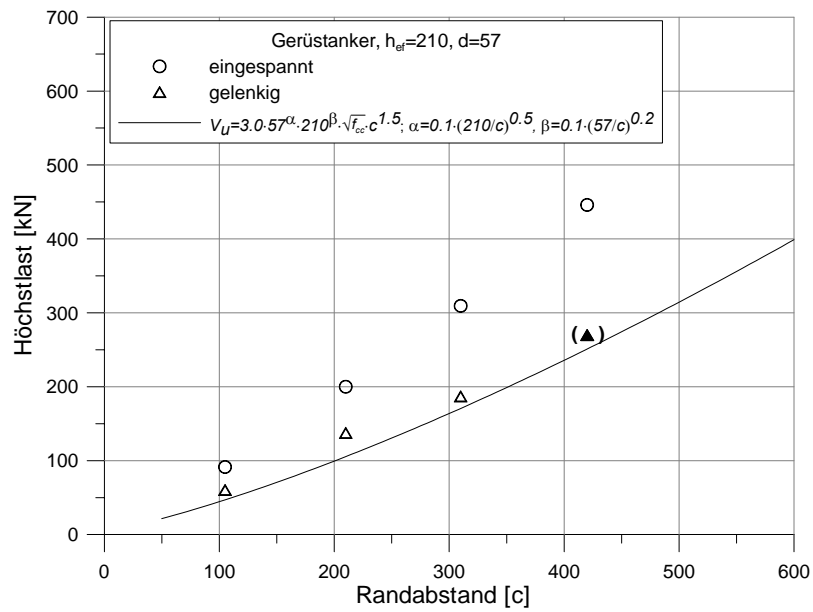
**Bild 57:** Last-Randabstand-Diagramm für den Gerüstanker für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 160$  mm.



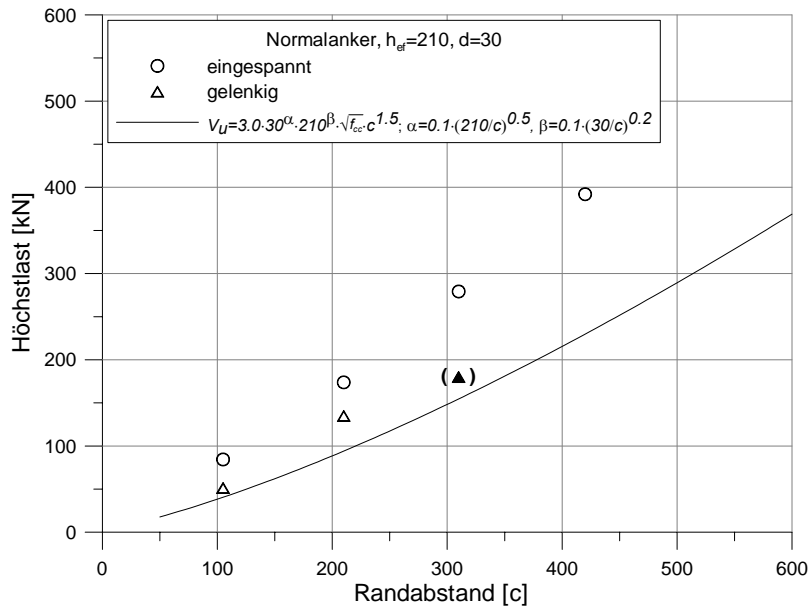
**Bild 58:** Last-Randabstand-Diagramm für den Normalanker ( $d = 30$ ) für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 160$  mm.



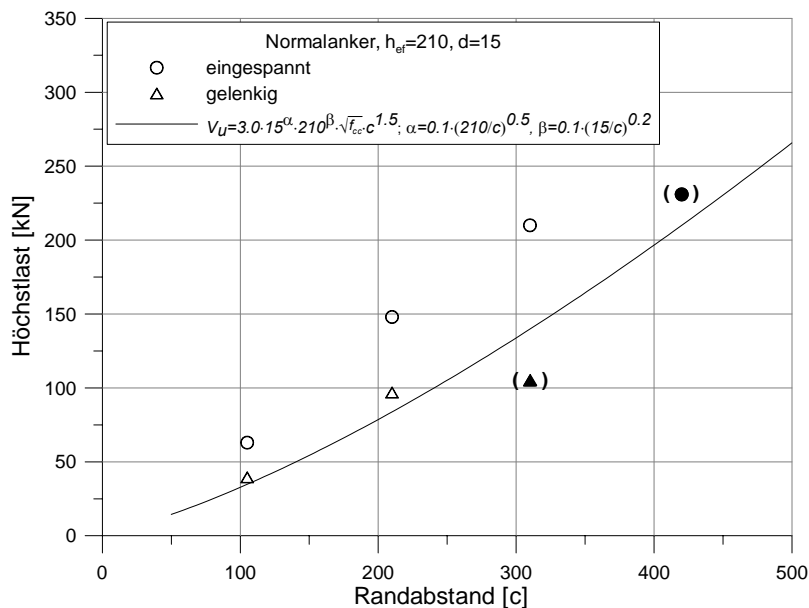
**Bild 59:** Last-Randabstand-Diagramm für den Normalanker ( $d = 15$ ) für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 160$  mm.



**Bild 60:** Last-Randabstand-Diagramm für den Gerüstanker für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 210$  mm.

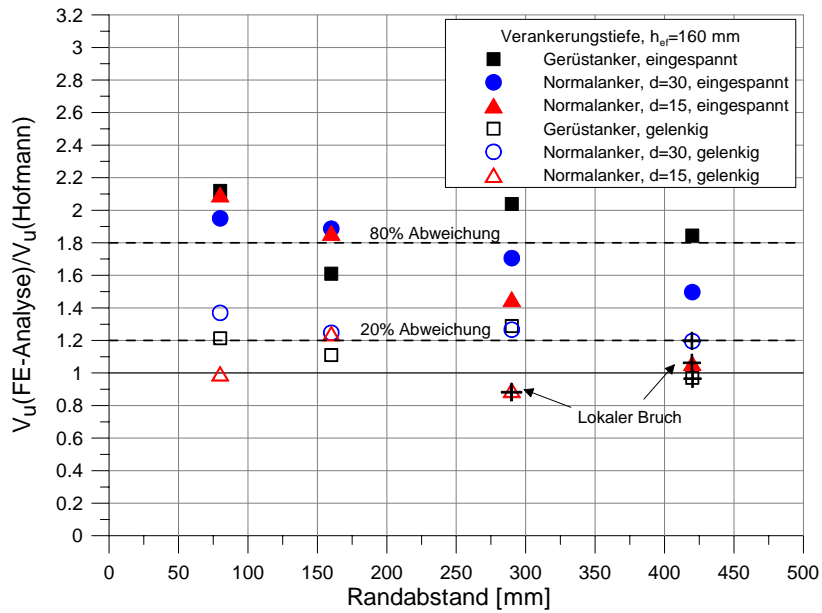


**Bild 61:** Last-Randabstand-Diagramm für den Normalanker ( $d = 30$ ) für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 210$  mm.

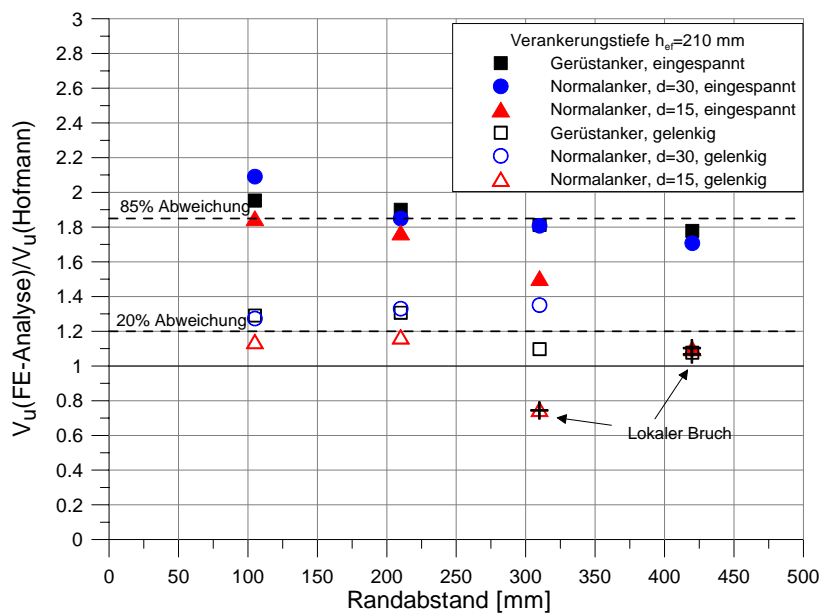


**Bild 62:** Last-Randabstand-Diagramm für den Normalanker ( $d = 15$ ) für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 210$  mm.

In den Abbildungen 63 und 64 sind die Abweichungen der Ergebnisse von der Gleichung (3) dargestellt. Durchschnittlich sind die Ergebnisse für die gelenkige Lagerung des Bolzens etwa 20 % höher als nach der Gleichung (3). Im Fall einer Einspannung am Angriffspunkt sind die Unterschiede größer – durchschnittlich ist die berechnete Last 85 % höher als Gleichung (3). Ein ähnlich starker Einfluss der Art der Lagerung des Bolzens auf die Kantenbruchlast wurde auch von Hofmann [7] gefunden.



**Bild 63:** Vergleich der Ergebnisse mit der Gleichung (3) für die Verankerungstiefe von 160 mm.

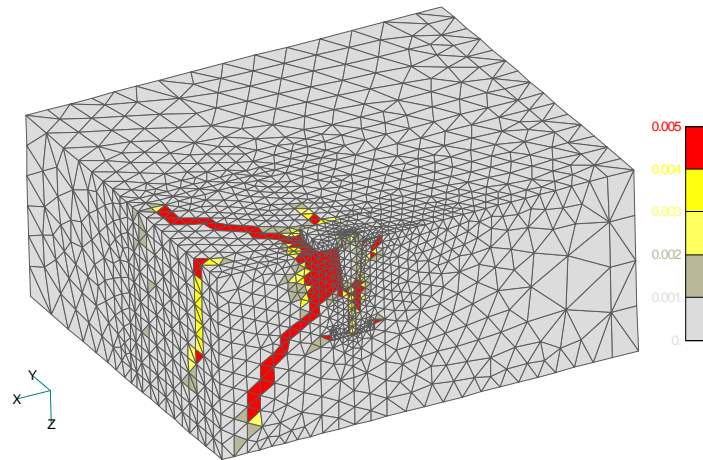


**Bild 64:** Vergleich der Ergebnisse mit der Gleichung (3) für die Verankerungstiefe von 210 mm.

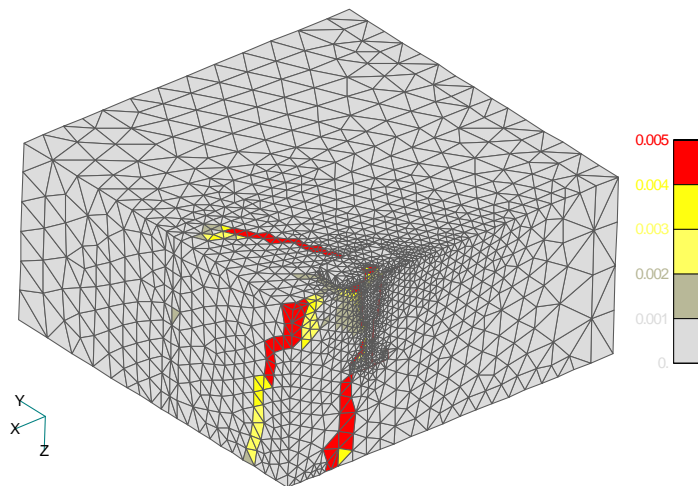
### 3.2.2.4. Typische Rissbilder

In den folgenden Abbildungen sind die typischen Rissbilder für den Gerüstanker dargestellt. Es ist zu erkennen, dass im Fall der gelenkigen Lagerung des Bolzens die Schädigungszone vor dem Bolzen relativ groß ist (siehe Bild 65). Bei eingespannter Verbindung ist das System viel steifer und dadurch wird die Schädigungszone deutlich kleiner (siehe Bild 66). Der lokale Bruch tritt aufgrund der kleineren Steifigkeit bei gelenkiger Verbindung bei kleinerer Last auf. Die Verankerungstiefe und der Bolzentyp weisen keinen großen Einfluss auf die

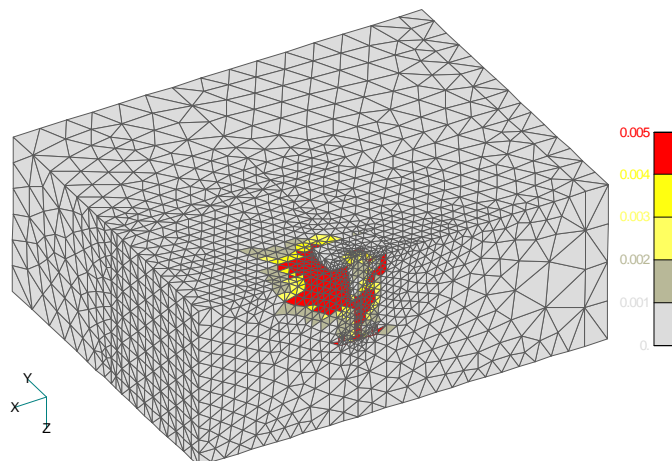
Rissbildung auf. Bei den normalen Kopfbolzen wurden in den FE-Berechnung prinzipiell die gleichen Brucharten beobachtet (siehe Anhang 3).



**Bild 65:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 310$  mm, gelenkig.



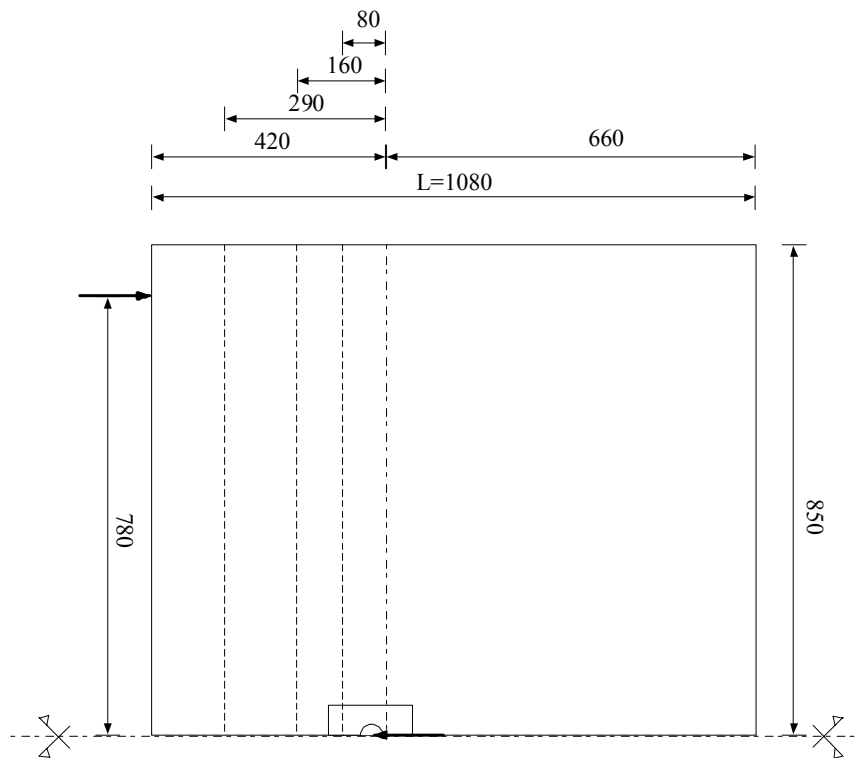
**Bild 66:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 210$  mm, eingespannt.



**Bild 67:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch vor dem Bolzen) – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 420$  mm, gelenkig.

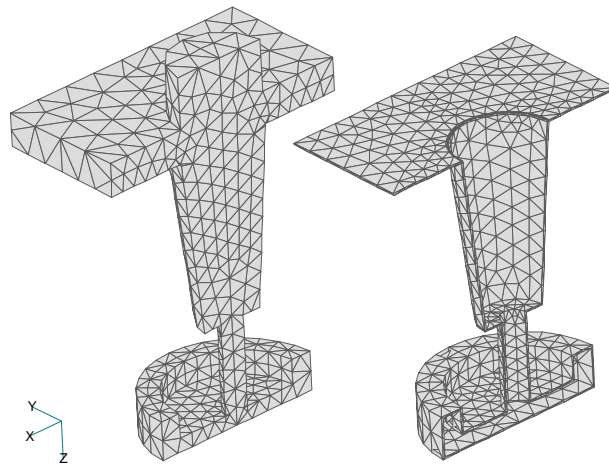
### 3.2.3. Zusätzliche Berechnungen von Gerüstankern unter Querbelastung

Die Randabstände in der oben beschriebenen numerischen Untersuchungen wurden abhängig von der Verankerungstiefe gewählt. Dadurch sind die Ergebnisse für zwei verschiedene Verankerungstiefen nicht miteinander vergleichbar. Weiterhin wurde der Abstand der horizontalen Lager wie im Versuch angenommen, d.h. er betrug  $2 \times 375$  mm. Dieser Abstand ist für die Randabstände  $c = 420$  mm und  $c = 290$  mm bzw.  $c = 310$  mm möglicherweise zu klein, da er nach dem CC-Verfahren  $\min. 2 \times 1.5c$  betragen sollte. Aus diesem Grund ist in den Ergebnissen für große Randabstände der Einfluss der Abstützung möglicherweise mit enthalten. Um diesen Einfluss auszuschließen und um die Ergebnisse für Gerüstanker mit zwei verschiedenen Verankerungstiefen vergleichen zu können, wurden Randabstände  $c = 420$  mm,  $c = 290$  mm,  $c = 160$  mm und  $c = 80$  mm mit einer horizontalen Abstützungsweite von  $2 \times 780$  mm für beide Verankerungstiefen ( $h_{ef} = 160$  mm und  $h_{ef} = 210$  mm) neu untersucht. Die Geometrie des Probekörpers wurde nicht geändert (siehe Bild 68.). Die Bauteildicke betrug für beide Verankerungstiefen 640 mm.

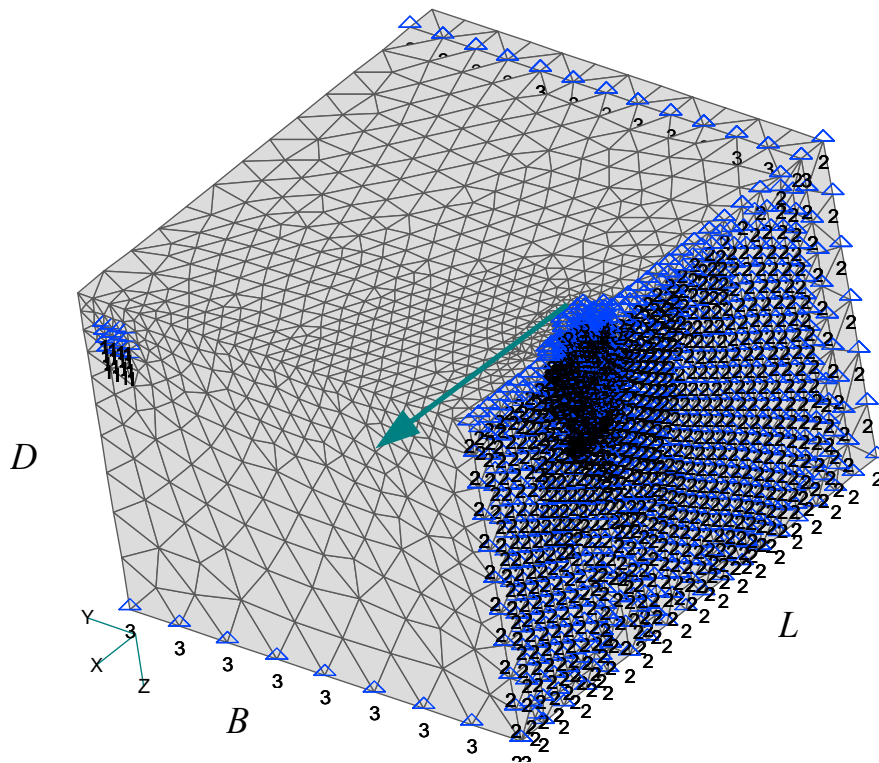


**Bild 68:** Geometrie bei den neuen Queruntersuchungen.

Bisherige Untersuchungen zeigen, dass die Verbindung zwischen der Platte und dem Anker einen großen Einfluss auf die Quertragfähigkeit aufweist. Deshalb wurde bei der Modellierung die Verbindung zwischen der Stahlplatte und dem Anker möglichst wirklichkeitsnah ausgebildet. Oberhalb der Stahlplatte wurde die Stahlmutter modelliert. Der Gerüstanker wurde mit der Stahlplatte über den ganzen Konus verbunden (siehe Bild 69.). Die Kontaktelemente wurden zwischen dem Gerüstanker bzw. der Stahlplatte und dem Beton und nicht mehr zwischen dem Anker und der Stahlplatte eingesetzt. Dadurch wurde die Verbindung Gerüstanker-Stahlplatte steifer als bei den früheren Untersuchungen. Die horizontale Abstützung wurde als ein quadratischer Stempel modelliert (früher streifenweise). Das gesamte Modell ist in Bild 70 gezeigt. Die Materialeigenschaften wurden gleich wie in der vorherigen Untersuchung gewählt (siehe Tabelle 4).



**Bild 69:** Verbessertes Modell des Gerüstankers mit Stahlplatte und Zwischenschicht.



**Bild 70:** Modellabbildung und Randbedingungen.

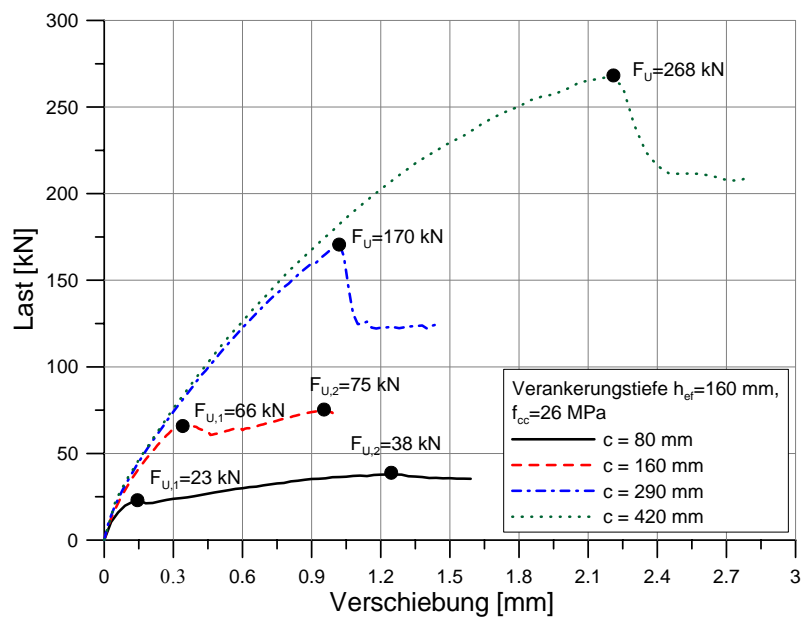
### 3.2.3.1. Ergebnisse der Untersuchung

Die Ergebnisse der FE-Untersuchung sind in der Tabelle 10 zusammengefasst und mit den Rechnerergebnissen nach Gleichung (3) verglichen. Es ist zu erkennen, dass die Ergebnisse der Untersuchung mit der Gleichung (3) brauchbar übereinstimmen. Allerdings steigt nach den numerischen Untersuchungen die Bruchlast mit zunehmendem Randabstand steiler an als nach Gleichung (3). In den Bildern 71 und 72 sind die Lastverschiebungskurven für alle untersuchten Fälle dargestellt.

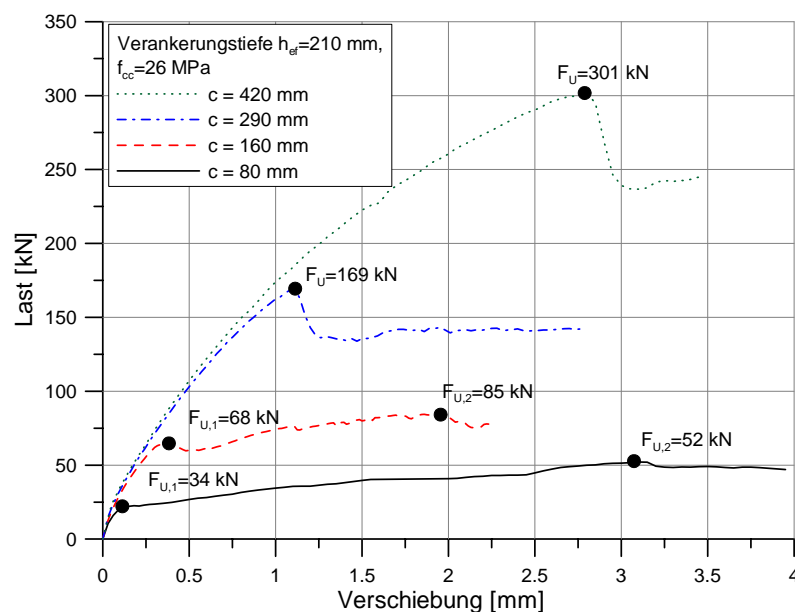


Randabstand $c$ [mm]	Bruchlast für Verankerungstiefe [kN]			
	$h_{ef} = 160$ mm		$h_{ef} = 210$ mm	
	Numerisch	Gleichung (3)	Numerisch	Gleichung (3)
80	23	31	34	35
160	66	70	68	76
290	170	147	169	157
420	268	237	301	251

**Tabelle 10:** Bruchlasten aus den neuen Berechnungen.

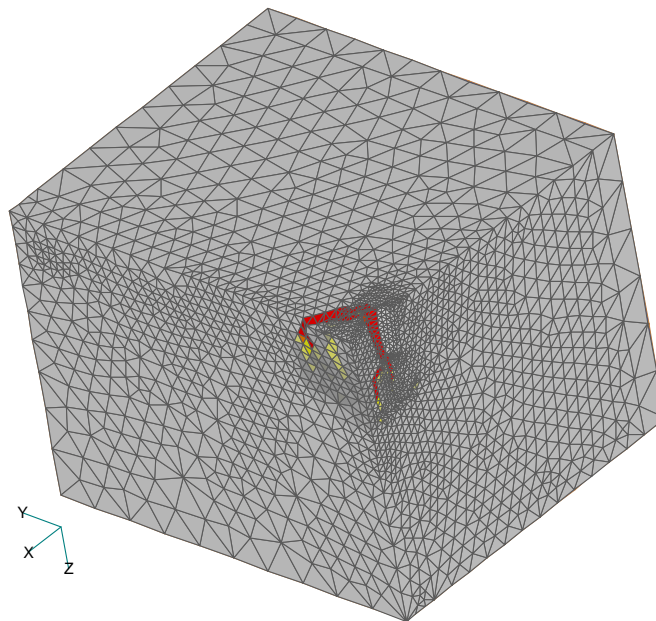


**Bild 71:** Last-Verschiebungsdiagramm für  $h_{ef} = 160$  mm.

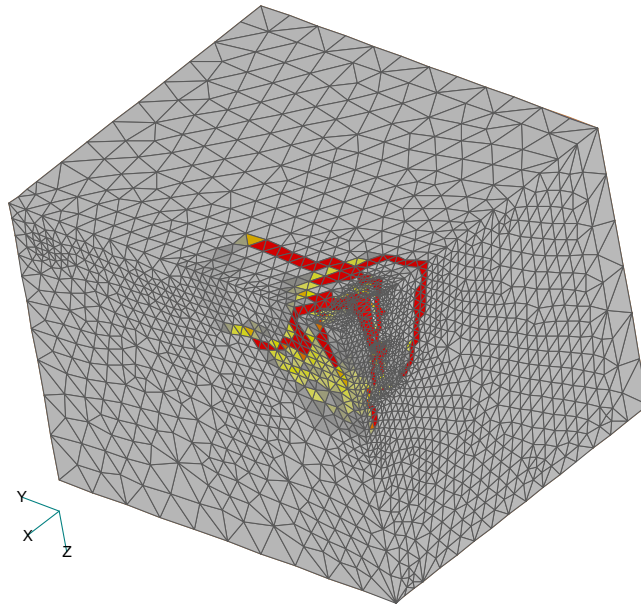


**Bild 72:** Last-Verschiebungsdiagramm für  $h_{ef} = 210$  mm.

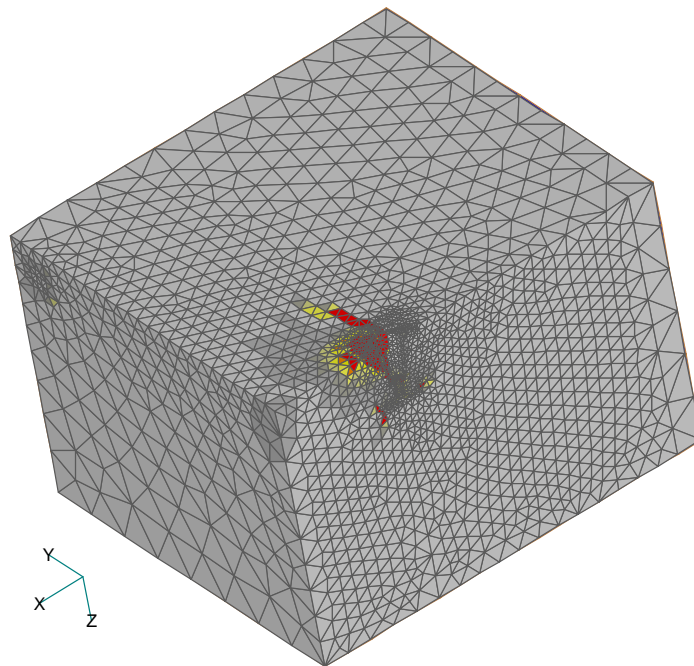
Es ist zu sehen, dass für kleine Randabstände ( $c = 80 \text{ mm}$  und  $c = 160 \text{ mm}$ ) die Last-Verschiebungskurven zwei Höchstlasten aufweisen. Die erste Höchstlast entspricht dem Betonkantenbruch – die Last wird an der oberen Spitze des Bolzens in den Beton eingeleitet (siehe Abb. 73). Da der Gerüstanker einen großen oberen Durchmesser hat ( $d = 57 \text{ mm}$ ), ist der tatsächliche Randabstand reduziert, was zu einer etwas niedrigeren Tragfähigkeit als nach Gleichung (3) führt. Nachdem der Beton vor dem Anker abgeplatzt ist, wird die Last über dem Kopf des Ankers an der lastabgewandten Seite in den Beton eingeleitet (siehe Abb. 74). Dies führt zu einer weiteren Zunahme der Last und zu einer zweiten Höchstlast, die jedoch wegen der hohen Verschiebungen nicht mehr relevant ist. Bei der großen Randabständen ( $c = 290 \text{ mm}$  und  $c = 420 \text{ mm}$ ) wurde nur eine Höchstlast beobachtet und der Betonkantenbruch und Betonbruch an der lastabgewandten Seite treten gleichzeitig auf (siehe Abb. 75, 76). Es ist weiterhin zu erkennen, dass die Verankerungstiefe keinen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Gerüstankers hat. Der Unterschied ist am größten für den größten Randabstand ( $c = 420 \text{ mm}$ ) und beträgt nur 6 %.



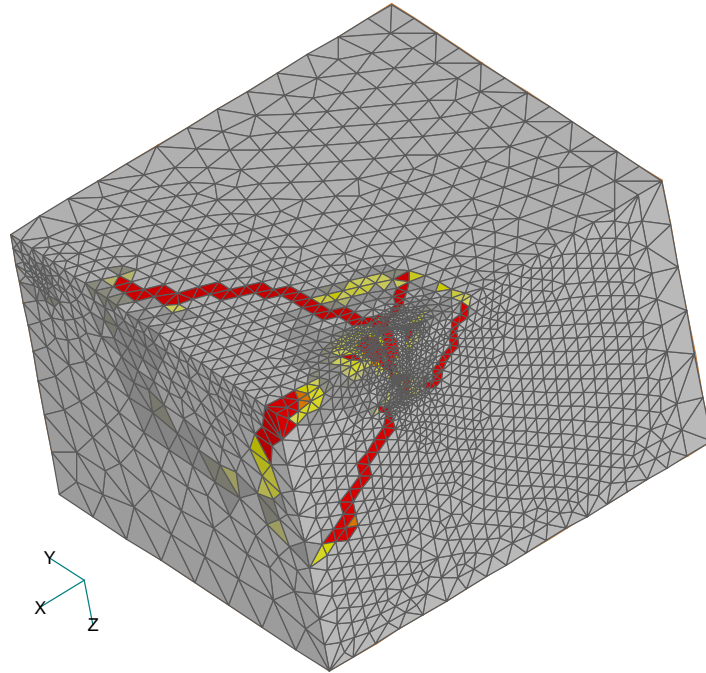
**Bild 73:** Hauptzugdehnungen kurz nach der ersten Höchstlast,  $h_{ef} = 210 \text{ mm}$ ,  $c = 80 \text{ mm}$ .



**Bild 74:** Hauptzugdehnungen nach der zweiten Höchstlast,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 80$  mm.



**Bild 75:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 290$  mm.



**Bild 76:** Hauptzugdehnungen nach der Höchstlast,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 290$  mm.

In den Abbildungen 77 und 78 sind die berechneten Ausbruchlasten über den Randabstand aufgetragen. Die Höchstlasten nach dem Vorschlag von Hofmann (3) und nach dem CC-Verfahren (4) für den Versagensfall Kantenausbruch sind ebenso dargestellt:

$$V_U = 0.9\sqrt{d} \left( \frac{l_f}{d} \right)^{0.2} \sqrt{f_{cc}} c^{1.5}; \quad l_f \leq 8d \quad (4)$$

mit

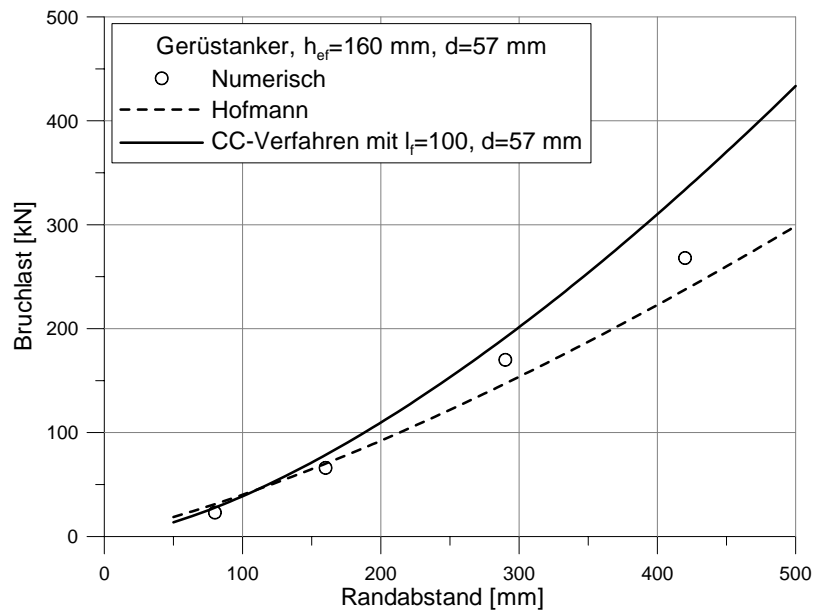
$d$  = Durchmesser des Bolzens

$c$  = Randabstand

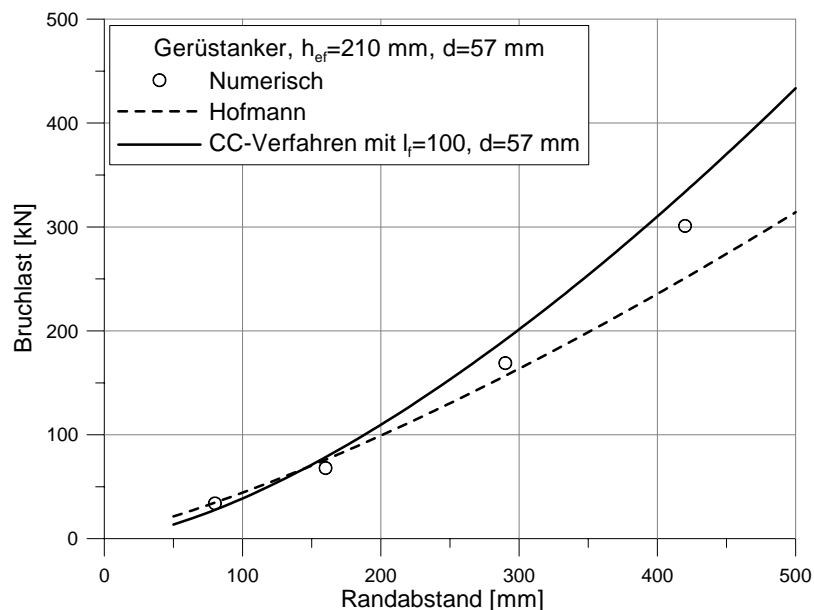
$l_f$  = wirksame Lasteinleitungslänge

$f_{cc}$  = Betonwürfeldruckfestigkeit, gemessen an Würfeln mit 200 mm Kantenlänge.

Als wirksame Lasteinleitungslänge wurde in Gleichung (4) die Länge des Konuses (100 mm) und als Durchmesser der größere Konusdurchmesser (57 mm) eingesetzt. Es ist zu erkennen, dass die Ergebnisse der FE-Untersuchung i.A. mit dem Vorschlag von Hofmann besser als mit dem CC-Verfahren übereinstimmen. Bei den kleinen Randabständen ( $c = 80, 160$  mm) liegen die Ausbruchlasten etwas unterhalb von Gleichung (3), da wegen der großen Ankerdurchmesser der wirksame Randabstand reduziert wird. Bei großen Randabständen ( $c = 290, 420$  mm) sind die Höchstlasten nach der FE-Berechnung etwas höher als nach Gleichung (3). Das CC-Verfahren überschätzt bei größeren Randabständen den Einfluss des Durchmessers und liegt damit auf der unsicheren Seite.



**Bild 77:** Einfluss des Randabstandes auf die Betonbruchlast für  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $f_{cc} = 26 \text{ N/mm}^2$   
 – Ergebnisse der FE-Berechnung, CC-Verfahren und Vorschlag von Hofmann.



**Bild 78:** Einfluss des Randabstandes auf die Betonbruchlast für  $h_{ef} = 210 \text{ mm}$ ,  $f_{cc} = 26 \text{ N/mm}^2$   
 – Ergebnisse der FE-Berechnung, CC-Verfahren und Vorschlag von Hofmann.

### 3.2.4. Zusammenfassung

Ein großer Einfluss auf die Ergebnisse der FE-Untersuchung zeigte die Art der Verbindung zwischen der Stahlplatte, die zur Lasteinleitung dient, und dem Bolzen. Wenn die Verbindung als gelenkig angenommen wird, stimmen die Ergebnisse brauchbar mit Gleichung (3) überein, die sowohl auf bruchmechanischen Überlegungen als auch auf Versuchsergebnissen basiert. Bei der eingespannten Verbindung sind die Bruchlasten bis zu 100 % größer als nach

Gleichung (3). Um diesen Einfluss möglichst realistisch zu berücksichtigen, wurde bei zusätzlichen Untersuchungen die Verbindung zwischen dem Bolzen und der Platte wirklichkeitsnah abgebildet. Die Ergebnisse zeigen eine brauchbare Übereinstimmung mit der Gleichung (3) von Hofmann. Demgegenüber überschätzt das CC-Verfahren den Einfluss des Bolzendurchmessers bei größeren Randabständen und ist unsicher.

Der Vergleich der numerischen Ergebnisse nach Abschnitt 3.2.2. und Abschnitt 3.2.3. zeigt auch, dass die Betonkantenbruchlast von der Abstützweite der eingeleiteten Querlast abhängt. Wird diese - wie in den Versuchen mit Gerüstankern - relativ klein gewählt, wird die Ausbruchlast günstig beeinflusst.

Die numerische Untersuchung zeigt, dass der Einfluss des Randabstandes, des Schaftdurchmessers und der Verankerungstiefe auf die Höchstlast gut mit Gleichung (3) beschrieben werden kann. Dies gilt für alle hier untersuchte Anker. Es kann festgestellt werden, dass für auf Querkraft beanspruchte Gerüstanker die gleiche Bemessungsgleichung wie für übliche Kopfbolzen gilt, wenn als Durchmesser der Wert an der Betonoberfläche und als Verankerungstiefe die Länge des Konus eingesetzt werden.

## 4. FE Untersuchung von Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen und großen Köpfen

### 4.1. Zugbeanspruchung

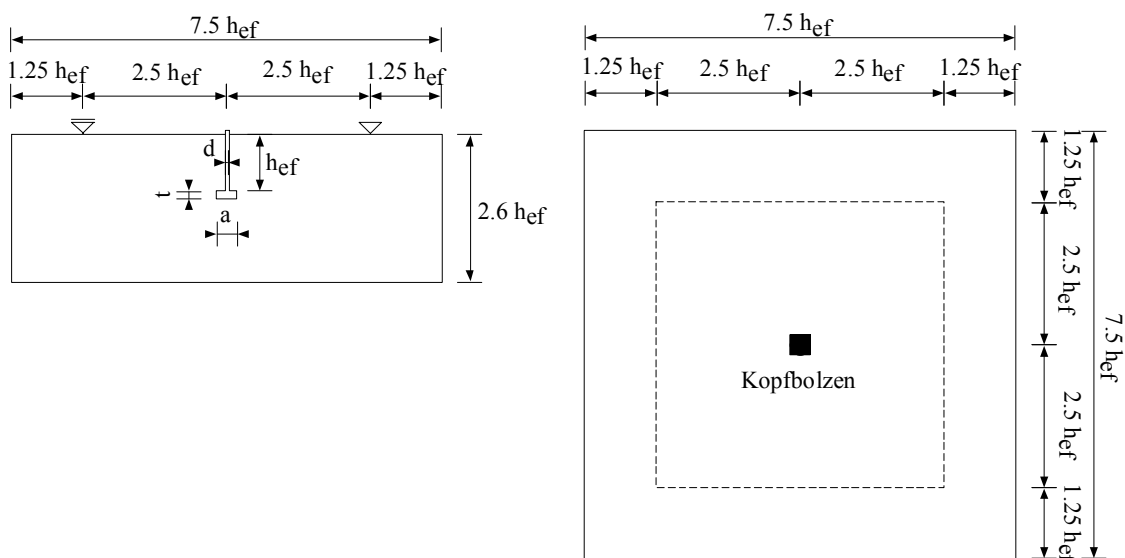
#### 4.1.1. Allgemeines

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Verankerungstiefe und der Kopfgröße auf die Betonausbruchlast von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung in der Fläche (ohne Randeinfluss) numerisch untersucht. Um das Verhalten von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung zu verstehen, wurden zahlreiche Versuche und theoretische Studien [1] durchgeführt. Da der Aufwand bei Versuchen mit großer Verankerungstiefe relativ groß ist, wurden die meisten Versuche mit Verankerungstiefen von  $h_{ef} = 100$  bis  $500$  mm durchgeführt. Weiterhin wurde in den Versuchen die Kopfgröße meistens so gewählt, dass die Betonpressung unter dem Kopf bei Höchstlast ca. 15 bis 20-fache der einachsigen Zylinderdruckfestigkeit  $f_c$  betrug ; d.h. es wurden relativ kleine Köpfe eingesetzt. In der Praxis werden auch Bolzen mit großer Verankerungstiefe und größerem Kopf verwendet. Für diese Bolzen wird die Tragfähigkeit nach den gültigen Normen berechnet, die auf Versuchen mit Bolzen mit kleinen Köpfen und kleinen Verankerungstiefen basieren.

Das Hauptziel der nichtlinearen Berechnungen war festzustellen, wie bei Variation der geometrischen Parameter der Verankerung (Verankerungstiefe und Kopfgröße) die Tragfähigkeit der Kopfbolzen beeinflusst wird. Es sollte weiterhin untersucht werden, ob für solche Verankerungen die Bemessungsgleichung nach dem CC-Verfahren gilt. In allen numerischen Untersuchungen wurde wie bisher das FE-Programm MASA eingesetzt [2].

#### 4.1.2. Geometrie, Materialkennwerte und Modellabbildung

Die Geometrie des untersuchten Betonkörpers ist in Bild 79 dargestellt. In den Untersuchungen wurde die Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 150$  bis  $h_{ef} = 1500$  mm variiert. In Tabelle 11 sind die Abmessungen des Probekörpers zusammengefasst.



**Bild 79:** Untersuchte Geometrie mit Abmessungen und Randbedingungen.

$h_{ef}$	Länge	Breite	Dicke	Stützweite
150	560	560	600	375
300	1130	1130	800	750
635	2380	2380	1840	1580
889	2880	2880	2310	2080
1500	4950	4950	3900	3750

**Tabelle 11:** Zusammenfassung der geometrischen Daten der Probekörper (alle Maße in [mm]).

Für jede Verankerungstiefe wurden drei Kopfgrößen untersucht: klein, mittel und groß. Der kleine Kopf wurde so gewählt, dass die Betonpressungen unter dem Kopf bei Höchstlast  $\sigma \approx 20f_c$  beträgt. Die Höchstlast wurde nach Gleichung (1) berechnet (siehe Abschnitt 3.2.) mit  $f_{cc} = 1.2f_c$ . Die anderen zwei Kopfgrößen wurden in der Untersuchung als 1.4 bzw. 1.8 Mal größer als der kleine Kopf angenommen.

Neben der Kopfgröße wurden mit der Veränderung der Verankerungstiefe auch andere Parameter der Bolzen variiert. Mit zunehmender Verankerungstiefe nimmt der Schaftdurchmesser von  $d = 16$  mm ( $h_{ef} = 150$  mm) über  $d = 33$  mm ( $h_{ef} = 300$  mm),  $d = 70$  mm ( $h_{ef} = 635$  mm),  $d = 95.3$  mm ( $h_{ef} = 889$  mm) auf  $d = 160.8$  mm ( $h_{ef} = 1500$  mm) zu. Auch die Dicke des Kopfes nimmt mit der zunehmenden Verankerungstiefe zu. Die geometrischen Angaben der Kopfbolzen sind in Tabelle 12 zusammengefasst.

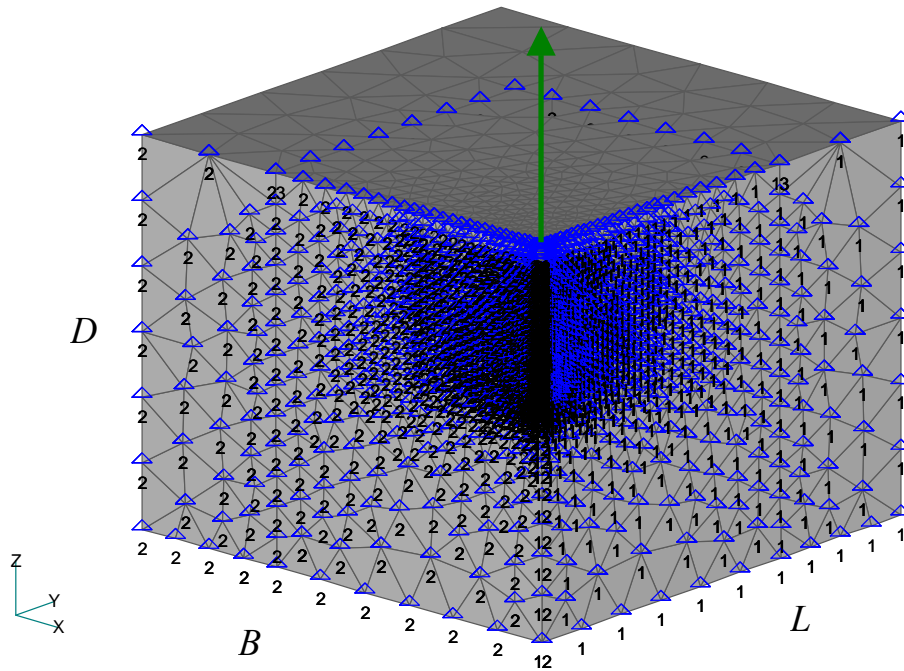
$h_{ef}$	$d$	$t$	Kopfgröße (quadratischer Kopf)		
			$a^{1)}$	$a^{2)}$	$a^{3)}$
150	16	17	22	31	40
300	33	35.6	41	57	72
635	70	76	83	118	152
889	95.3	102	105	162	216
1500	160.8	169	171	241	311

1) kleiner Kopf, 2) mittlerer Kopf, 3) großer Kopf

**Tabelle 12:** Zusammenfassung der geometrischen Daten der Kopfbolzen (alle Maße in [mm]).

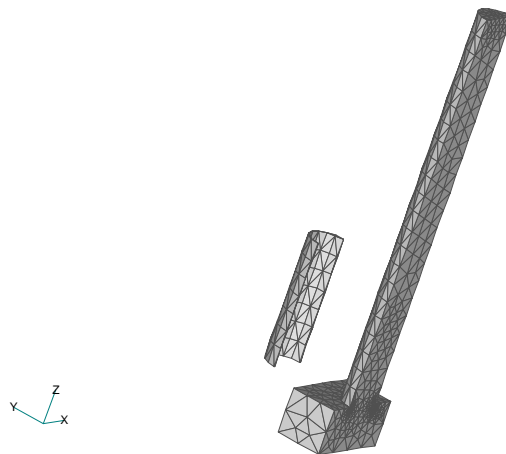
In den Berechnungen wurden vier-knotige 3D Elemente eingesetzt. Um die Symmetrie des Probekörpers auszunutzen, wurde nur ein Viertel des Probekörpers modelliert. Ein typisches FE Netz des Betonkörpers ist in Bild 80 dargestellt. Der Kopfbolzen wurde in allen untersuchten Fällen verschiebungsgesteuert belastet. Der Betonkörper wurde in der Belastungsrichtung gehalten. Um eine unbehinderte Ausbildung des Ausbruchkegels zu ermöglichen, wurde der Abstand zwischen dem Vertikallager und dem Kopfbolzen zu  $2.5h_{ef}$  gewählt.





**Bild 80:** Typisches FE-Netz des untersuchten Probekörpers.

Um ein lokales Versagen des Betons unter dem Kopf zu verhindern, wurde wie in bisher durchgeführten Berechnungen zwischen dem Bolzen und dem Betonkörper eine Kontaktfläche abgebildet (siehe Bild 70). Diese Kontaktfläche wurde nur entlang eines Drittels der Verankerungstiefe eingesetzt.



**Bild 81:** FE-Netz der Kontaktfläche und das FE-Netz des Bolzens.

Für alle Kopfgrößen wurden die Untersuchungen mit Beton  $f_{cc} = 45 \text{ N/mm}^2$  durchgeführt. Die verwendeten Materialeigenschaften sind in Tabelle 13 zusammengefasst. Um Versagen des Stahls zu verhindern, wurde der Stahl als liner-elastisch angenommen.

	Beton	Stahl
Elastizitätsmodul $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28000	200000
Querdehnzahl $\nu$	0.18	0.33
Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.0	-
Würfeldruckfestigkeit $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	45.0 ( $f_c = 38.0$ )	-
Bruchenergie $G_F$ [N/mm]	0.1	-

**Tabelle 13:** Zusammenfassung der Kennwerte der verwendeten Materialeigenschaften ( $f_{cc} = 1.2f_c$ ).

#### 4.1.3. Ergebnisse der FE-Analyse

##### 4.1.3.1. Bruchlasten und Versagensarten

In allen untersuchten Fällen versagte die Verankerung durch Bildung eines Ausbruchkegels. Die berechneten Last-Verschiebungs-Kurven für Bolzen mit verschiedenen Kopfgrößen gehen aus den Bilder 82 bis 86 hervor. Es ist festzustellen, dass die Kopfbolzen mit größeren Köpfen höhere Bruchlasten und kleinere Verschiebungen bei Höchstlast aufweisen. Alle Last-Verschiebungskurven der Kopfbolzen mit kleinem Bolzenkopf deuten auf ein relativ duktiles Verhalten hin, d.h. nach Erreichen der Höchstlast nimmt die Last mit zunehmender Verschiebung nicht schlagartig ab. Die Duktilität nimmt mit zunehmender Kopfgröße ab. Außerdem ist aus den Last-Verschiebungskurven ersichtlich, dass bei großen Köpfen auch mit steigender Verankerungstiefe die Duktilität abnimmt, d.h. die Last nimmt im abfallenden Ast mit zunehmender Verschiebung bei großer Verankerungstiefe stärker ab als bei kleiner Verankerungstiefe.

Weiterhin ist ersichtlich, dass die Ergebnisse der FE-Analyse nur für kleine Köpfe mit dem CC-Verfahren gut übereinstimmen, während bei größeren Köpfen die berechnete Höchstlast die Tragfähigkeit nach dem CC-Verfahren deutlich überschreitet. Die numerisch berechneten Bruchlasten sind für alle untersuchten Fälle in Tabelle 14 zusammengefasst. In der Tabelle sind auch die Bruchlasten nach dem CC-Verfahren [1], (Gleichung (1)), sowie nach ACI 349-01 [8] mit:

$$P_U = \alpha \sqrt{f_c} h_{ef}^\beta \quad (5)$$

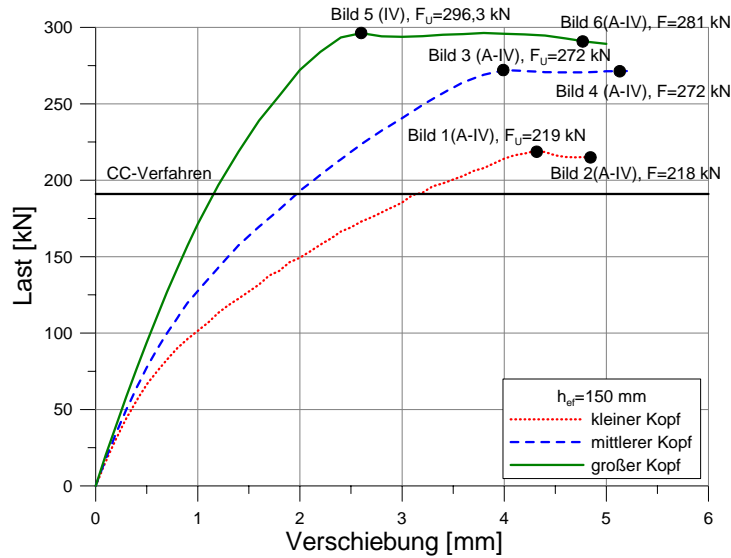
$$0 < h_{ef} < 279.4 \text{ mm} \quad : \quad \alpha = 16.834; \beta = 1.5$$

$$279.4 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 1500 \text{ mm} \quad : \quad \alpha = 6.585; \beta = 5/3$$

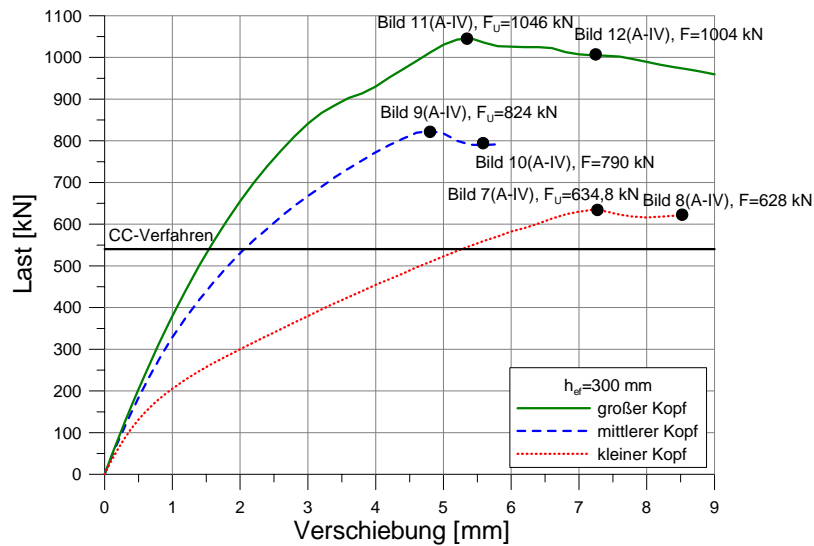
eingetragen. Aus der Tabelle 14 ist zu erkennen, dass die Höchstlasten nach ACI 349-01 (Gleichung (5)) eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen für kleine Köpfe aufweisen. Bei größeren Köpfen sind jedoch die berechneten Bruchlasten deutlich größer als nach Gleichung (5).

$h_{ef}$	Bruchlast $F_U$ [kN]				
	CC-Verfahren	ACI 349-01	kleiner Kopf	mittlerer Kopf	großer Kopf
150	191.0	191.0	219	272	296
300	540.3	545.7	634	824	1044
635	1663.8	1904.3	1982	2867	3628
889	2756.1	3336.4	3313	4635	6048
1500	6040.5	7978.7	7522	10281	13051

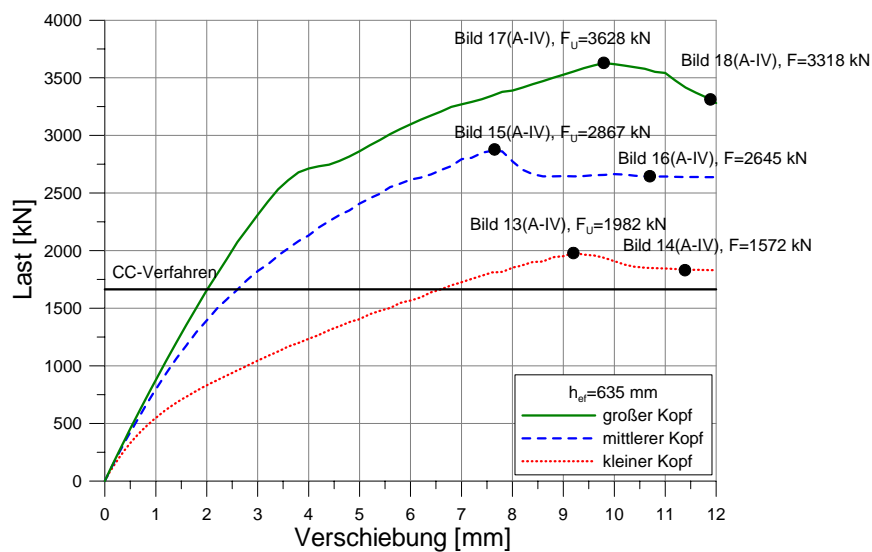
**Tabelle 14:** Zusammenfassung der Ergebnisse der Fe-Analyse.



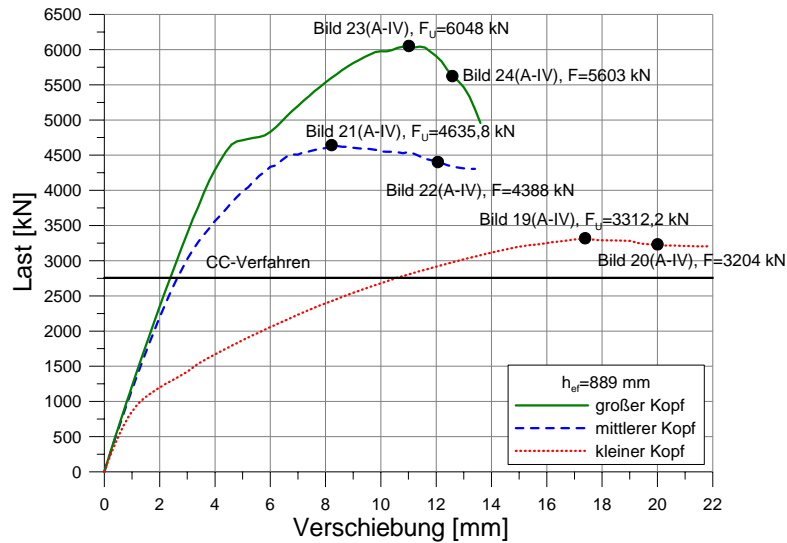
**Bild 82:** Last-Verschiebungskurven für eine Verankerungstiefe von 150 mm,  $f_c = 38 \text{ N/mm}^2$ .



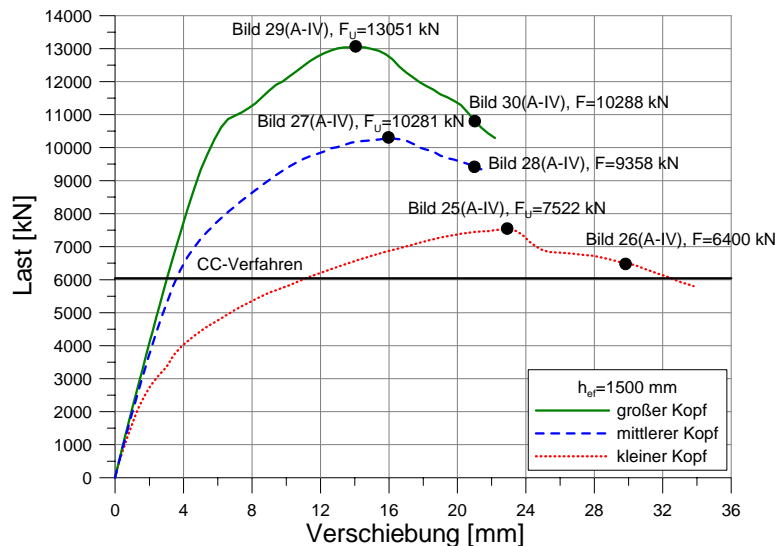
**Bild 83:** Last-Verschiebungskurven für eine Verankerungstiefe von 300 mm,  $f_c = 38 \text{ N/mm}^2$ .



**Bild 84:** Last-Verschiebungskurven für eine Verankerungstiefe von 635 mm,  $f_c = 38 \text{ N/mm}^2$ .

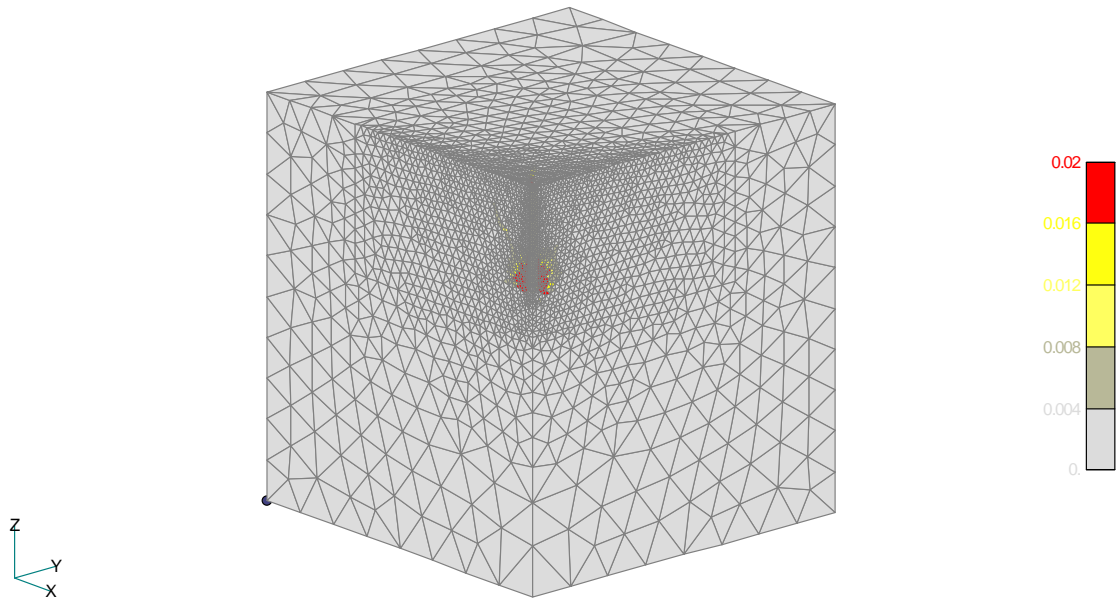


**Bild 85:** Last-Verschiebungskurven für eine Verankerungstiefe von 889 mm,  $f_c = 38 \text{ N/mm}^2$ .

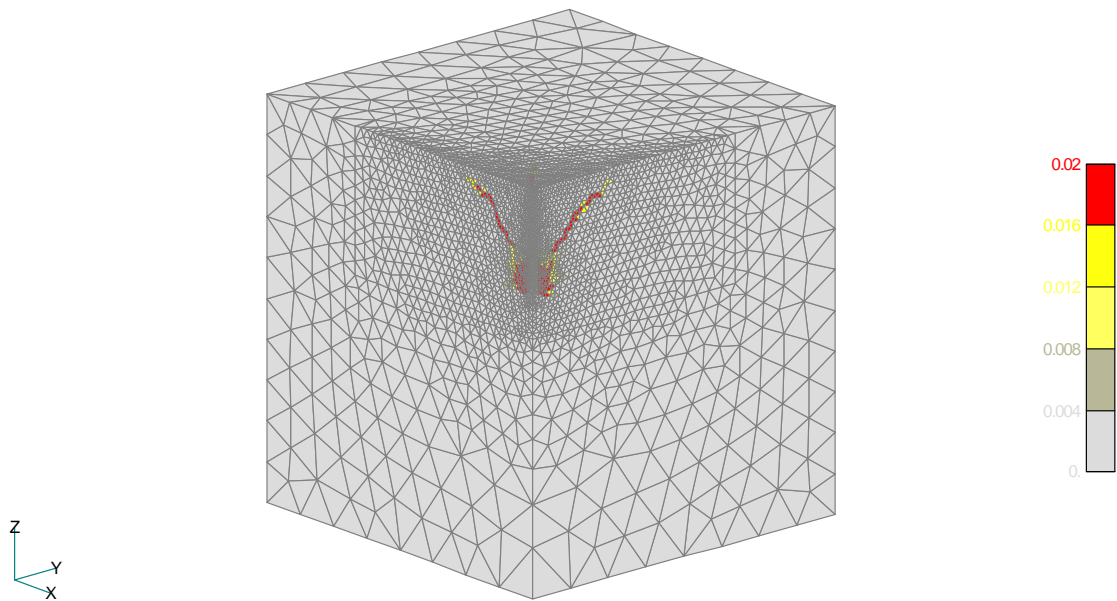


**Bild 86:** Last-Verschiebungskurven für eine Verankerungstiefe von 1500 mm,  $f_c = 38 \text{ N/mm}^2$ .

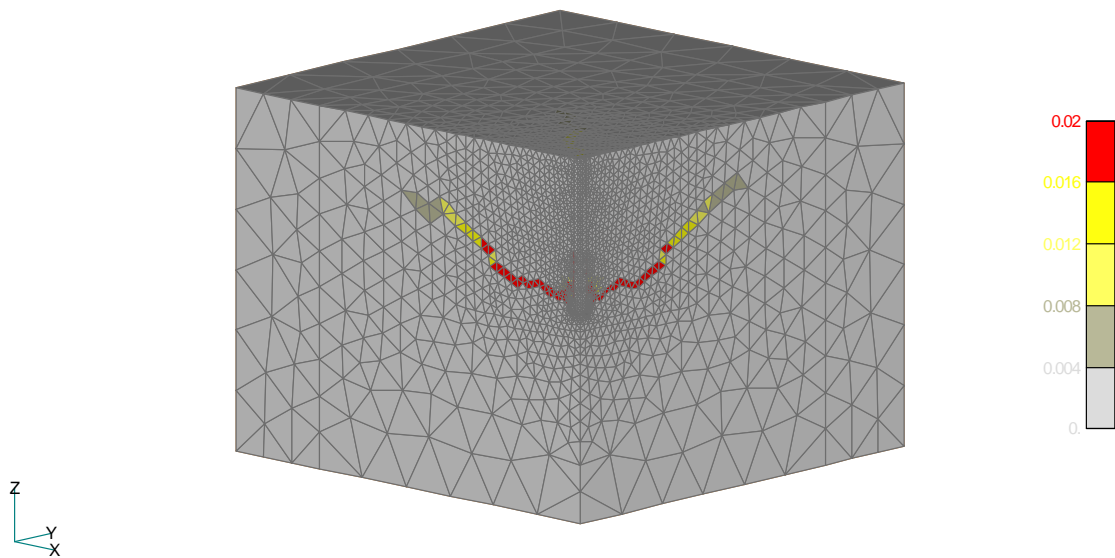
Die typischen berechneten Rissbilder gehen aus den Bildern 87 bis 90 hervor. Dargestellt sind die Rissbilder für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 150 \text{ mm}$ , kleiner Kopf und für die Verankerungstiefe  $h_{ef} = 1500 \text{ mm}$ , großer Kopf. Die Risse (rote Bereiche) sind als maximale Hauptzugdehnungen abgebildet. Es wurde eine kritische Rissöffnung von  $w_{cr} = 0.2 \text{ mm}$  angenommen. Die Rissbilder sind für Höchstlast und im abfallenden Ast der Last-Verschiebungs-Kurve dargestellt. Aus den Bildern ist zu erkennen, dass für kleine Verankerungstiefen in Verbindung mit einem kleinen Kopf die Risslänge kürzer ist. Weiterhin wuchs der Risswinkel  $\alpha$ , gemessen von der Belastungsrichtung, mit Erhöhung der Verankerungstiefe und der Kopfgröße an. Für kleine Verankerungstiefen und kleine Kopfgröße ist der Ausbruchkegel deutlich steiler als bei großen Verankerungstiefen und großen Köpfen.



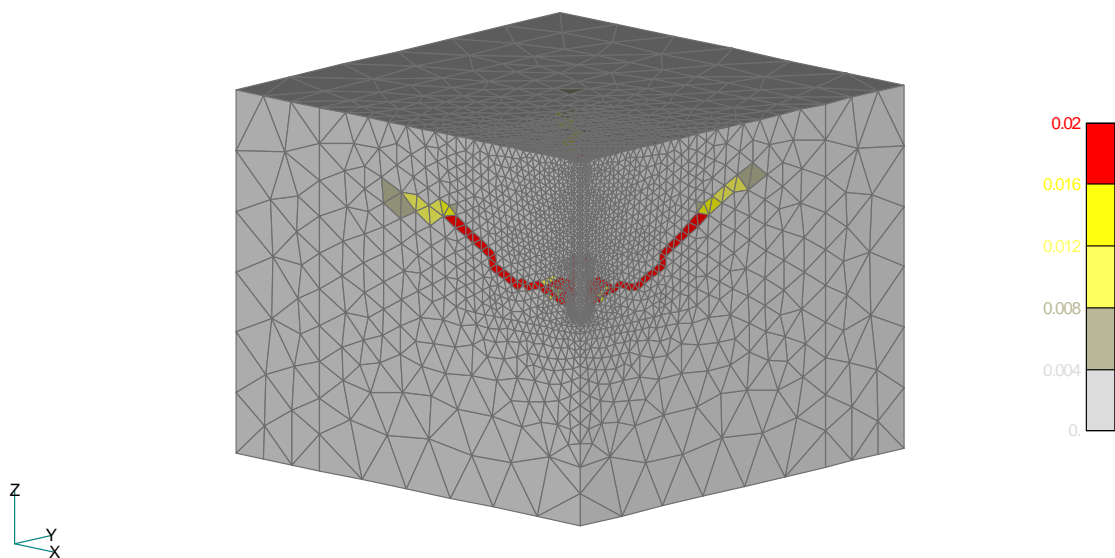
**Bild 87:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).



**Bild 88:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).



**Bild 89:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – großer Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).

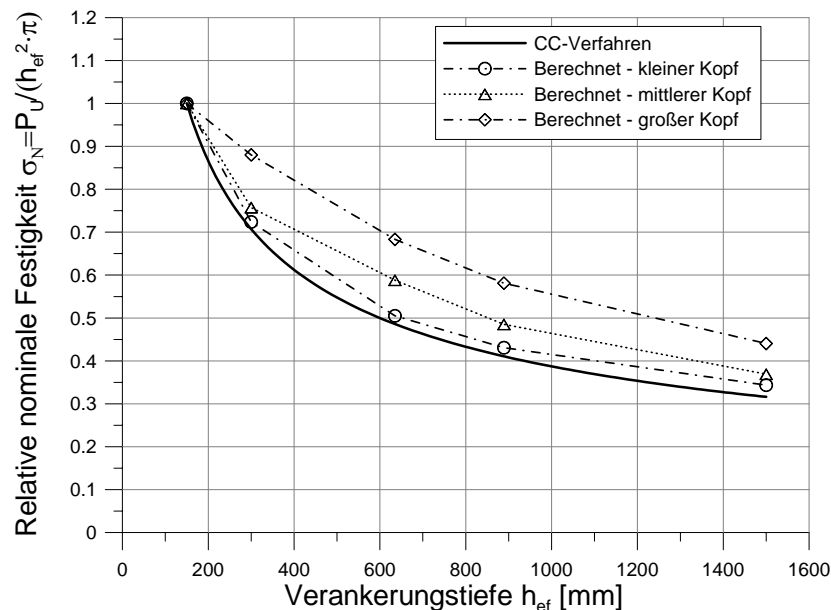


**Bild 90:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – großer Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).

#### 4.1.3.2. Maßstabseffekt

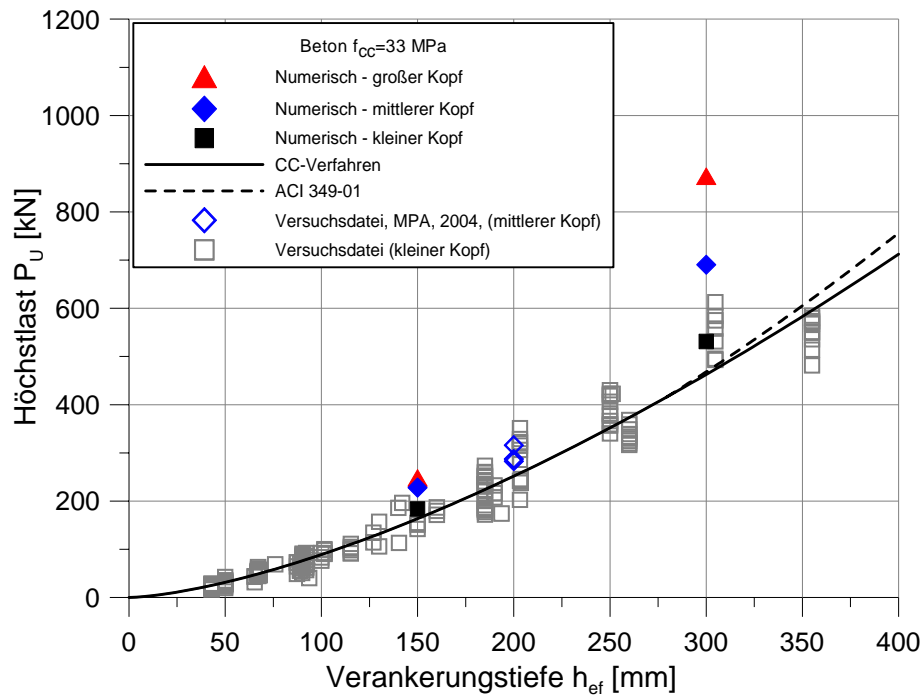
Die numerischen Ergebnisse zeigen einen starken Maßstabseinfluss auf die Tragfähigkeit. Bild 91 zeigt den Einfluss der Verankerungstiefe auf die berechnete relative Bruchlast ( $\sigma_R = \sigma_N / \sigma_N(h_{ef} = 150)$  mit  $\sigma_N = P_U / (h_{ef}^2 \pi)$ ). Zum Vergleich ist auch die relative Festigkeit nach dem CC-Verfahren dargestellt. Je größer der Gradient  $\partial \sigma_R / \partial h_{ef}$  wird, desto ausgeprägter wird der Maßstabseinfluss. Das CC-Verfahren, das auf der linearen Bruchmechanik (LEBM)

basiert, weist den größten Maßstabeffekt auf. Wie aus dem Bild 91 zu entnehmen ist, stimmen die numerischen Ergebnisse für kleine Köpfe sehr gut mit dem CC-Verfahren überein. Jedoch ist der Maßstabseinfluss mit zunehmender Größe des Bolzenkopfes weniger ausgeprägt. Die Ergebnisse für Befestigungen mit kleinem Kopf stimmen gut mit der linearen Bruchmechanik überein, wenn die Risslänge bei der Höchstlast bei allen Verankerungstiefen relativ klein ist und ungefähr proportional zur Verankerungstiefe ist. Die Hauptannahme der LEBM ist erfüllt, nämlich die Proportionalität der Risslänge bei Höchstlast. Demgegenüber ist die Rissform bei großen Köpfen nicht proportional. Das trifft für Risslänge und Form des Ausbruchkegels zu. Infolgedessen ist der Maßstabseinfluss auf die Höchstlast weniger ausgeprägt.

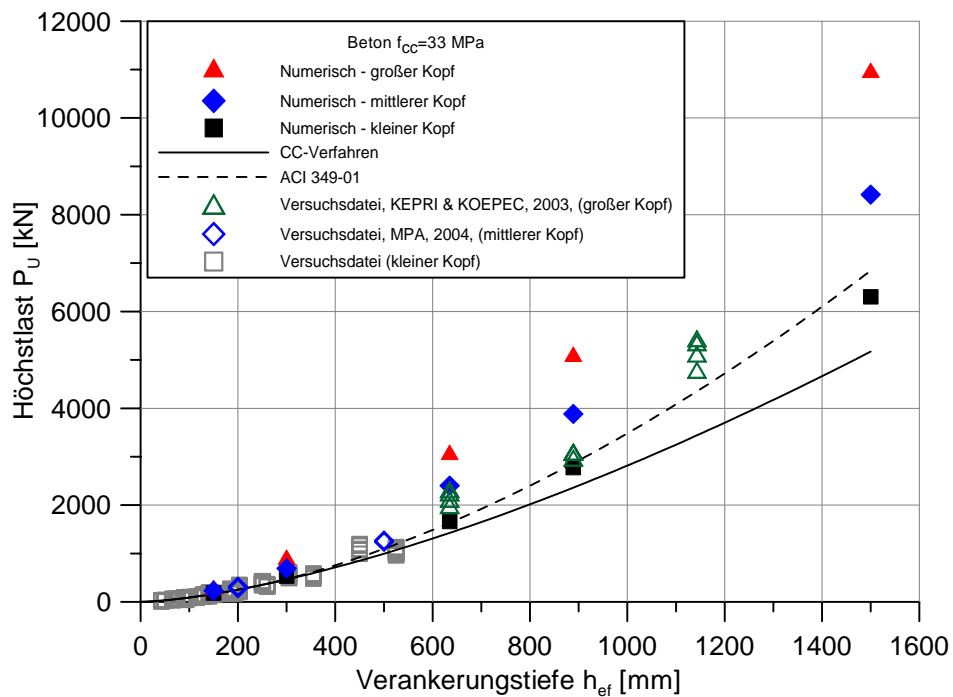


**Bild 91:** Relative Ausziehfestigkeit in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe.

In Bildern 92 und 93 ist der Einfluss der Verankerungstiefe auf die berechnete Höchstlast in normalem Maßstab dargestellt. Im gleichen Bild sind auch die verfügbaren Versuchsergebnisse und die Werte nach der Gleichung (1) und (5) dargestellt. Alle Werte sind über  $\sqrt{f_{cc}}$  auf eine Betonwürfeldruckfestigkeit von  $f_{cc} = 33 \text{ N/mm}^2$  skaliert. Es ist zu erkennen, dass die meisten Versuchsergebnisse nur für kleine Verankerungstiefen und kleine Kopfgröße vorhanden sind. Die wenigen Versuchsergebnisse, die für große Verankerungstiefen und große Köpfe [9] vorliegen, überschreiten die Höchstlasten nach Gleichungen (1) bzw. (5) und bestätigen die Tendenz aus der numerischen Untersuchung. Jedoch sind in diesen Versuchen die gemessenen Bruchlasten kleiner als die Bruchlasten in der numerischen Untersuchung mit großem Kopf. Dafür gibt es verschiedene mögliche Gründe. Zum einen wurden die Versuche an sehr großen Probekörpern durchgeführt, deren Randbedingungen möglicherweise nicht gleich mit denen aus der FE-Untersuchung sind. Weiterhin sind in der FE-Analyse für die Betoneigenschaften die Werte angenommen, die im Labor gemessen wurden. Die Betonfestigkeit bzw. die Bruchenergie können jedoch durch nichtelastische Dehnungen (Temperatur, Schwinden, usw.) reduziert werden. Diese Effekte wurden in der FE-Analyse nicht berücksichtigt. Dennoch bestätigen die Ergebnisse der Versuche und der numerischen Untersuchung einen deutlichen Einfluss der Kopfgröße auf die Tragfähigkeit. Weiterhin deuten sowohl die Ergebnisse der FE-Analyse als auch die Versuchsergebnisse darauf hin, dass die beiden Gleichungen (1) und (5) für große Verankerungstiefen und große Kopfgröße konservative Bruchlasten vorhersagen.



**Bild 92:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast, Ergebnisse der FE-Untersuchung und Versuchsdatei für Verankerungstiefe bis 400 mm.



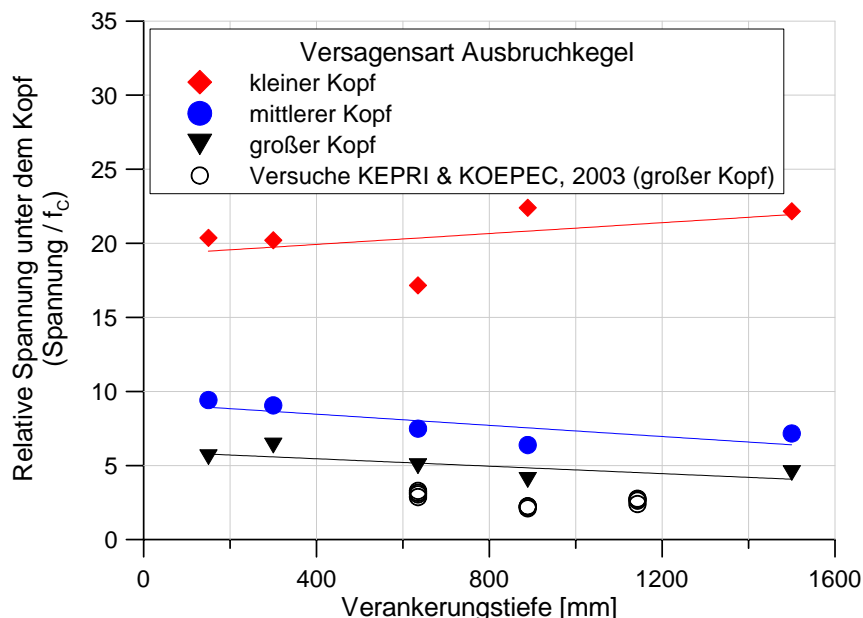
**Bild 93:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast, Ergebnisse der FE-Untersuchung und Versuchsdatei für Verankerungstiefe über 400 mm.



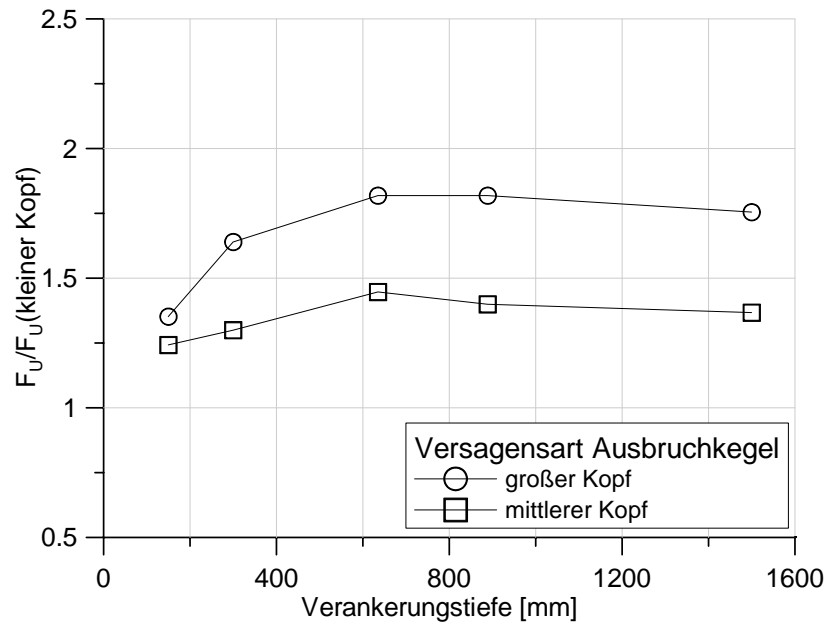
#### 4.1.3.3. Einfluss der Kopfgröße

Die Tatsache, dass die Ausziehtragfähigkeit mit steigender Kopfgröße zunimmt, ist eng mit dem lokalen Druck unter dem Bolzenkopf verbunden. Wenn diese Druckspannungen groß sind, ist der Beton unter dem Kopf sehr beschädigt. Dies führt zu einer Reduzierung der effektiven Verankerungstiefe und zur Bildung eines steileren Ausbruchkegels (siehe Abb. 88). In der Umgebung des Kopfes tritt eine komplexe Druck-Schub Versagensart auf. Demgegenüber ist bei einem relativ großen Kopf der Beton unter dem Bolzenkopf fast unbeschädigt und von dem Kopf aus verläuft der Riss nahezu horizontal (siehe Abb. 90). Infolgedessen bildet sich eine relativ große Ausbruchfläche, was in Vergleich zu einem Kopfbolzen mit relativ kleinem Kopf zu einer erhöhten Tragfähigkeit führt.

In Bild 94 sind die auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogenen Druckspannungen unter dem Kopf bei Höchstlast als Funktion der Verankerungstiefe dargestellt. Es sind die Ergebnisse für alle drei Kopfgrößen abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die Spannungen von der Kopfgröße abhängig sind, d.h. je kleiner die Kopfgröße, desto größer sind die bezogenen Spannungen. Weiterhin ist zu sehen, dass bei konstanter (kleiner oder großer) Kopfgröße die Spannungen fast unabhängig von der Verankerungstiefe sind. Das bedeutet, dass der Einfluss der Kopfgröße auf die Tragfähigkeit des Kopfbolzens mit der Spannung unter dem Bolzenkopf bei Höchstlast in Verbindung steht. In Bild 95 ist das Verhältnis der berechneten Bruchlasten zwischen großen und kleinen Kopf bzw. mittelgroßen und kleinen Kopf in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Kopfgröße die Bruchlasten bei einer großen Verankerungstiefe mehr beeinflusst als bei kleiner Verankerungstiefe. Die wahrscheinliche Ursache dafür ist die Form des Ausbruchkegels. Wie schon erwähnt, zeigen die numerischen Ergebnisse die Tendenz, dass nicht nur bei kleinen Köpfen der Ausbruchkegel mit abnehmender Verankerungstiefe steiler wird. Das bedeutet, dass die großen Köpfe bei kleinen Verankerungstiefen weniger effektiv sind.



**Bild 94:** Auf die Betondruckfestigkeit  $f_c$  bezogenen Spannung unter dem Bolzenkopf als Funktion der Verankerungstiefe.



**Bild 95:** Verhältnis zwischen der bezogenen Festigkeit und der Verankerungstiefe.

Um den Maßstabeinfluss und den Einfluss der Kopfgröße auf die Ausbruchlast zu berücksichtigen, wurde aufgrund der numerischen Ergebnissen die Gleichung (1) mit dem Faktor  $\gamma^\kappa$  erweitert:

$$P_U = 15.5 \gamma^\kappa \sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1.5}$$

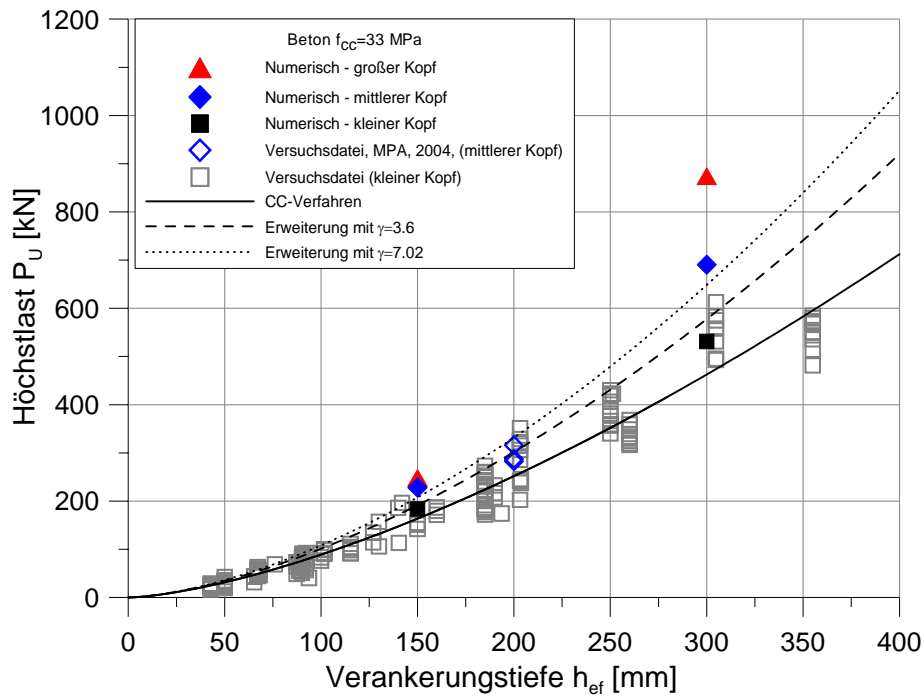
$$\gamma = \frac{A}{A_0}; \quad A_0 = \frac{P_U}{20f_c} = \frac{15.5 \sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1.5}}{20f_c}; \quad \kappa = \frac{\sqrt{h_{ef}}}{100} \quad (6)$$

$A$  = Aufstandsfläche des Kopfbolzens;

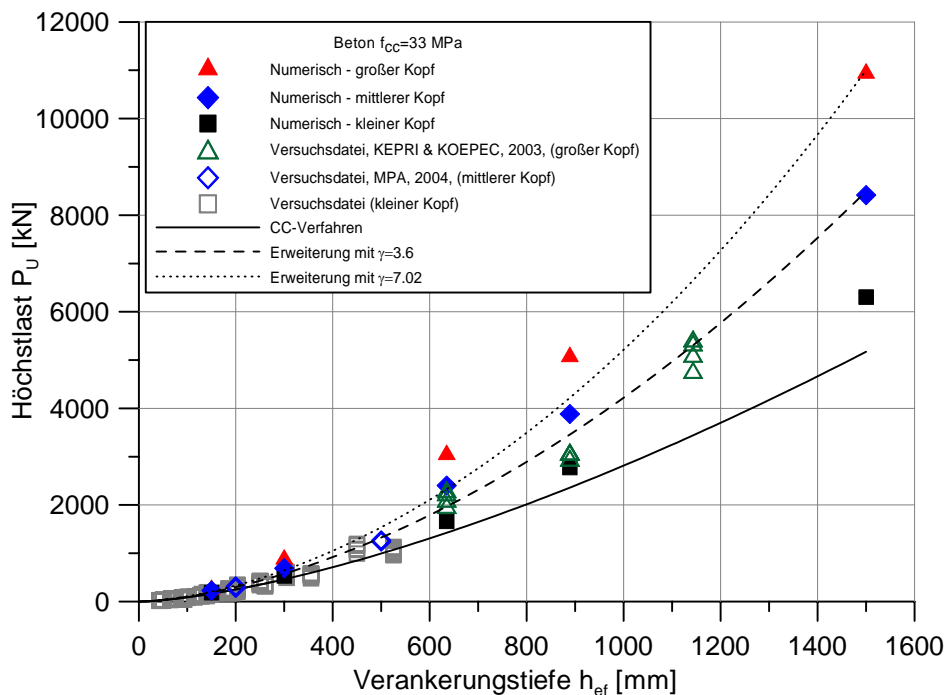
$A_0$  = Aufstandsfläche des Kopfbolzens berechnet für die Betonpressung, die 20 Mal größer ist als die einachsige Zylinderdruckfestigkeit des Betons ( $P_U/A_0/f_c = 20$ ).

Der Parameter  $\gamma$  kontrolliert den Einfluss der Kopfgröße (Spannung unter dem Kopf) auf die Tragfähigkeit. Bei konstantem Parameter  $\gamma$  steigt die Bruchlast mit zunehmender Verankerungstiefe stärker an. Dies wird durch den Parameter  $\kappa$  gesteuert. Die Hauptannahme in Gleichung (6) ist die Gültigkeit des CC-Verfahrens für Kopfbolzen mit kleinen Köpfen. Diese Annahme wurde durch die numerischen Ergebnisse bestätigt (siehe Bild 93).

Um die Richtigkeit der Gleichung (6) zu überprüfen, wurden die numerischen und Versuchsergebnisse mit den Rechnerergebnissen nach Gleichung (6) verglichen (siehe Abb. 96, 97). Für kleine Köpfe sind Gleich. (6) und Gleich. (1) identisch. Da für Kopfbolzen mit mittlerem bzw. großem Kopf die Variable  $\alpha$  für alle Verankerungstiefen nicht gleich war, wurde in Gleichung (6) ein durchschnittlicher Wert eingesetzt ( $\gamma = 3.60$  für mittleren Kopf und  $\gamma = 7.02$  für großen Kopf). Es ist aus Bild 97 zu erkennen, dass die numerisch berechneten Bruchlasten gut mit Gleichung (6) übereinstimmen. Jedoch sind weitere Versuche notwendig, um die Gültigkeit der Gleichung (6) zu überprüfen.



**Bild 96:** Einfluss der Kopfgröße auf die Ausziehtragfähigkeit – Vergleich zwischen den Rechnerwerten nach Gleichung (6), der Ergebnisse der FE-Analyse und der Versuchsdatei für Verankerungstiefe bis 400 mm.



**Bild 97:** Einfluss der Kopfgröße auf die Ausziehtragfähigkeit – Vergleich zwischen Gleichung (6), der Ergebnisse der FE-Analyse und der Versuchsdatei für Verankerungstiefe über 400 mm.

#### 4.1.4. Zusammenfassung

Es wurde das Verhalten von auf zentrischen Zug beanspruchten Kopfbolzen in der Betonfläche mit großer Verankerungstiefe und mit Köpfen verschiedener Größe numerisch untersucht. Die Ergebnisse der FE-Analyse wurden mit Versuchsergebnissen und derzeitigen Bemessungsgleichungen verglichen. Aufgrund der Ergebnisse der FE-Analyse kann folgendes festgestellt werden:

- (1) Die numerisch berechneten Tragfähigkeiten für Kopfbolzen mit kleinen Köpfen stimmen mit dem CC-Verfahren gut überein;
- (2) Für diesen Fall bestätigte die FE-Analyse den maximalen Maßstabeffekt auf die Betonausbruchlast von Kopfbolzen. Mit zunehmender Kopfgröße steigt bei konstanter Verankerungstiefe die Höchstlast an und der Maßstabeffekt wird weniger ausgeprägt;
- (3) Die verfügbaren Versuche bestätigen die Tendenz, die in der FE-Analyse beobachtet wurde, d.h. die Tragfähigkeit der Kopfbolzen nimmt mit steigender Kopfgröße zu, allerdings war der Einfluss in den Versuchen weniger ausgeprägt als in den numerischen Untersuchungen;
- (4) Die derzeitigen Bemessungsgleichungen für Kopfbolzen mit großer Verankerungstiefe und großem Kopf sind konservativ;
- (5) Um den Effekt der Kopfgröße zu berücksichtigen, wird ein zusätzlicher Faktor vorgeschlagen, der auf den Ergebnissen der FE-Analyse basiert.

Nach den numerischen Ergebnissen wird der Ausbruchkegel bei zunehmender Kopfgröße flacher. Dies bedeutet, dass sich eine zunehmende Kopfgröße zwar günstig auf die Ausbruchlast von Einzelbolzen auswirkt, allerdings wird der gegenseitige Einfluss der Bolzen bei Gruppen bzw. der Einfluss eines Randes größer. Daher sollten zusätzliche Untersuchungen mit Gruppen mit großem Randabstand und mit Einzelbolzen am Rand mit verschiedenen Kopfgrößen durchgeführt werden.

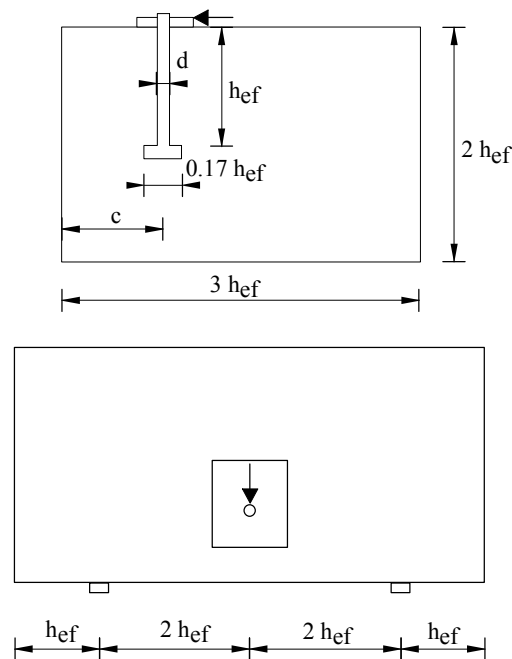
## 4.2. Querbeanspruchung

### 4.2.1. Allgemeines

Das Ziel der FE-Analyse von Kopfbolzen mit relativ großem Kopf am Bauteilrand ist die Untersuchung des Einflusses der Verankerungstiefe, des Randabstandes und des Bolzendurchmessers auf deren Tragfähigkeit bei Querbeanspruchung. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen wurden mit Versuchsergebnissen verglichen. Schließlich wurde die Gültigkeit der aktuellen Bemessungsgleichungen überprüft.

### 4.2.2. Geometrie und räumliche Diskretisierung

Die in der FE-Analyse untersuchte Geometrie ist im Bild 98 dargestellt. Die geometrischen Daten sind in Tabelle 15 zusammengefasst. Die Geometrie der Kopfbolzen und des Versuchskörpers wurde wie bei den in [9] beschriebenen Versuchen gewählt.



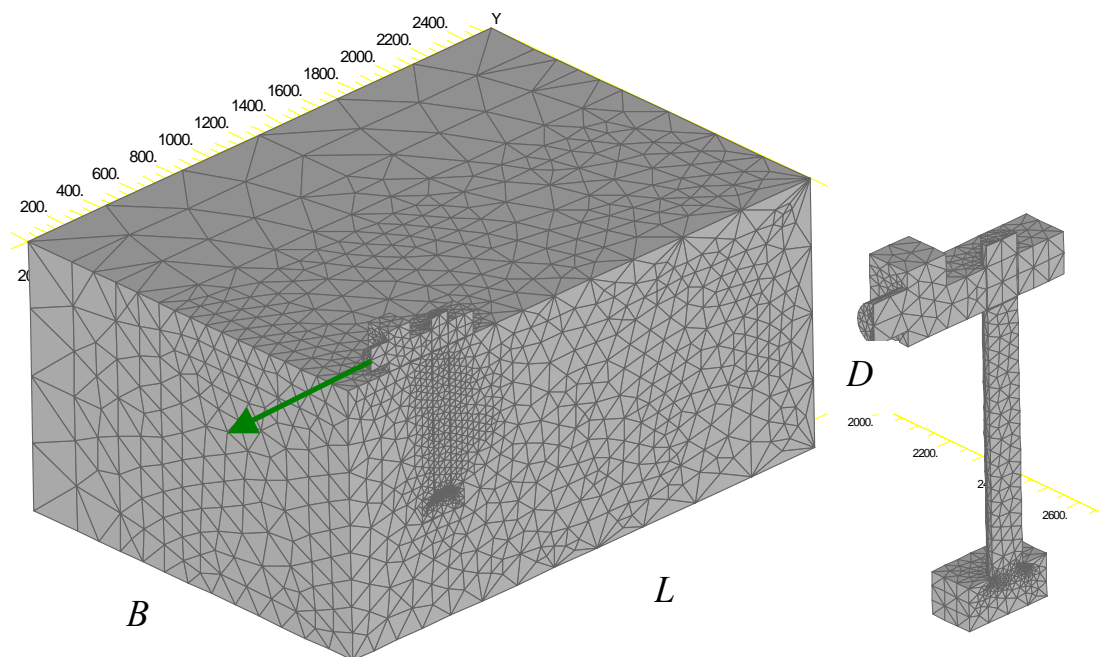
**Bild 98:** Die Geometrie des untersuchten Probekörpers bei Querbeanspruchung.

Versuchskörper	Bolzendurchmesser $d$	Verankerungstiefe $h_{ef}$	Randabstand $c$
S1	63.5	635	508
S2	76.2	635	508
S3	88.9	635	508
S4	76.2	889	508
S5	63.5	635	229
S6	63.5	635	762

**Tabelle 15:** Geometrische Eigenschaften der untersuchten Versuchskörper – alle Werte in [mm].

Die numerische Analyse wurde für zwei Verankerungstiefen - Versuche S2 und S4 ( $h_{ef} = 635$  bzw.  $889$  mm), für drei Randabstände - Versuche S4, S5 und S6 ( $c = 229, 508$  und  $762$  mm) und für drei Bolzendurchmesser – Versuche S1 bis S3 mit  $d = 63.5, 76.2$  und  $88.9$  mm durchgeführt.

Die Betoneigenschaften wurden wie folgt angenommen: Elastizitätsmodul  $E = 30000$  N/mm<sup>2</sup>, Querdehnzahl  $\nu_C = 0.18$ , Zugfestigkeit  $f_t = 2.7$  N/mm<sup>2</sup>, Druckfestigkeit  $f_c = 38.0$  N/mm<sup>2</sup> ( $f_{cc} = 45.0$  N/mm<sup>2</sup>) und Betonbruchenergie  $G_F = 0.1$  N/mm. Die Materialeigenschaften sind auch in Tabelle 16 zusammengefasst. In den Versuchen [9] wurde nur die Betondruckfestigkeit gemessen. Sie stimmt mit dem angenommenen Wert überein. Das Verhalten von Stahl (Bolzen und Bolzenplatte) wurde in der FE-Analyse als linear-elastisch angenommen mit Elastizitätsmodul  $E_S = 200000$  N/mm<sup>2</sup> und Querdehnzahl  $\nu_S = 0.33$ . Die Verbindung zwischen Bolzen und Beton und zwischen Ankerplatte und Beton wurde mit Kontaktelementen modelliert, die nur Druck und keinen Zug übertragen können. Das typische FE-Netz ist in Bild 99 dargestellt. Der Abstand der horizontalen Abstützung vom Bolzen beträgt  $2 \times h_{ef}$ . Es wurden vierknotige 3D Elemente verwendet. Die FE Berechnungen wurden mit dem Programm MASA durchgeführt [2].



**Bild 99:** Typische FE-Diskretisierung – Versuchkörper und Kopfbolzen (die Symmetrie wurde ausgenutzt).

	Beton	Stahl
Elastizitätsmodul $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30000	200000
Querdehnzahl $\nu$	0.18	0.33
Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2.7	-
Würfeldruckfestigkeit $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	45.0 ( $f_c = 38.0$ )	-
Bruchenergie $G_F$ [N/mm]	0.10	-

**Tabelle 16:** Die in der numerischen Untersuchung verwendeten Materialeigenschaften ( $f_{cc} = 1.2f_c$ ).

### 4.2.3. Ergebnisse der numerischen Untersuchung

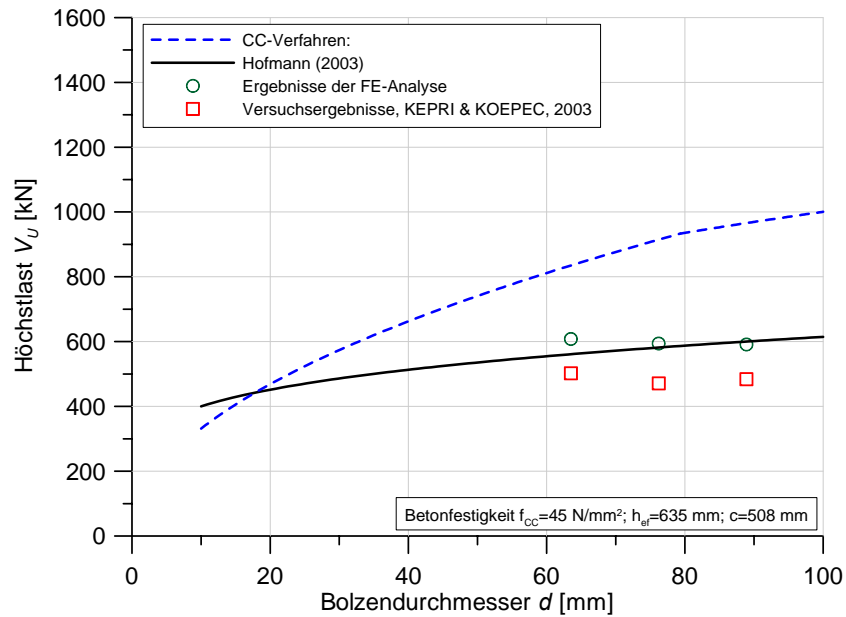
In allen untersuchten Fällen versagte die Verankerung durch einen Betonkantenbruch. Die berechneten Bruchlasten sind in Tabelle 17 zusammengefasst und mit den Versuchsergebnissen [9] verglichen. In der gleichen Tabelle sind auch die mittleren Bruchlasten nach dem CC-Verfahren (Gleichung (4)) für Kopfbolzen unter Querbeanspruchung für den Versagensfall Betonkantenbruch angegeben. Weiterhin sind die Bruchlasten nach Gleichung (3) von Hofmann (siehe Seite 35) eingetragen.

Versuchskörper	Versuch [kN]	FE-Analyse [kN]	Gleichung (3) [kN]	Gleichung (4) [kN]
S1	496	608	561	835
S2	470	594	582	915
S3	494	591	600	966
S4	-	607	650	915
S5	-	175	229	253
S6	1047	976	916	1534

**Tabelle 17:** Bruchlasten: Ergebnisse der FE-Analyse, Versuchsergebnisse und Höchstlasten nach den Gleichungen (3) bzw. (4).

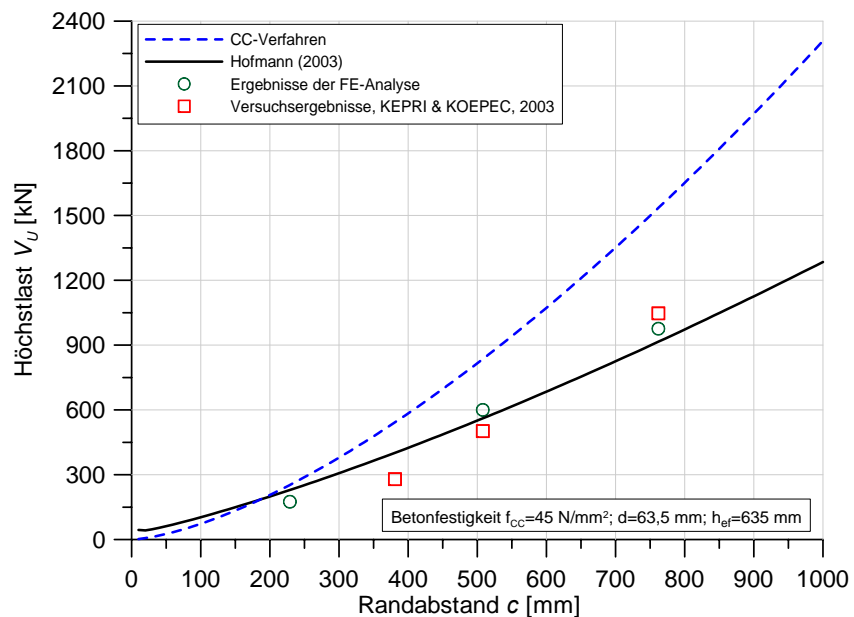
Es ist eine brauchbare Übereinstimmung der Ergebnisse der FE-Analyse und der Versuche zu erkennen. Die gemessenen Höchstlasten sind ca. 20 % kleiner (Versuche S1 bis S3) bzw. 7 % höher (Versuch S6) als die numerisch ermittelten. Weiterhin zeigen die Ergebnisse der FE-Analyse nahezu keinen wesentlichen Einfluss des Bolzendurchmessers und der Verankerungstiefe auf die Tragfähigkeit der untersuchten Kopfbolzen.

In Bild 100 sind die Höchstlasten aus der numerischen Untersuchung und aus den Versuchen für verschiedene Bolzendurchmesser aufgetragen. Die Bruchlasten nach den Gleichungen (3) und (4) sind ebenfalls dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Bruchlasten nach Gleichung (4) beinahe zweimal größer sind als die Höchstlasten aus der FE-Analyse und aus den Versuchen. Demgegenüber zeigen die Bruchlasten nach Gleichung (3) nach Hofmann [7] eine brauchbare Übereinstimmung mit den Versuchs- und numerischen Ergebnissen.



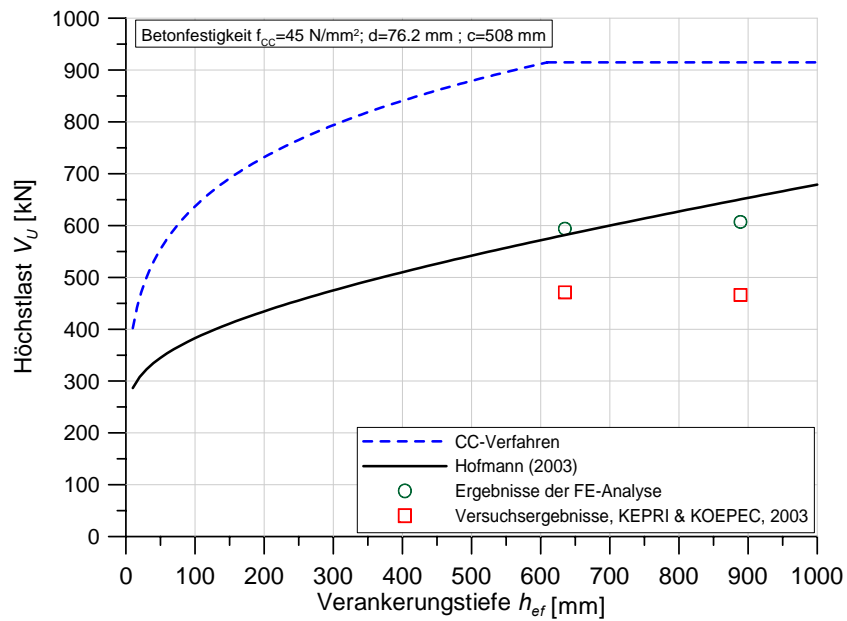
**Bild 100:** Bruchlast als Funktion des Bolzendurchmessers.

In den Bildern 101 und 102 sind die Ergebnisse der FE-Analyse als Funktion des Randabstandes bzw. der Verankerungstiefe aufgetragen. Die Ergebnisse der Versuche, und die rechnerischen Bruchlasten nach den Gleichungen (3) und (4) sind ebenso dargestellt. Die Gleichung (4) überschätzt die Bruchlasten aus den Versuchen und der FE-Analyse. Die Gleichung (3) zeigt weiterhin eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen. In den Versuchen ergab sich – wie in der numerischen Analyse – kein wesentlicher Einfluss der Verankerungstiefe auf die Bruchlast (Bild 102). Allerdings ist der Einfluss des Randabstandes nach den Versuchsergebnissen ausgeprägter als numerisch gefunden bzw. nach Gleichung (3) berechnet wird.



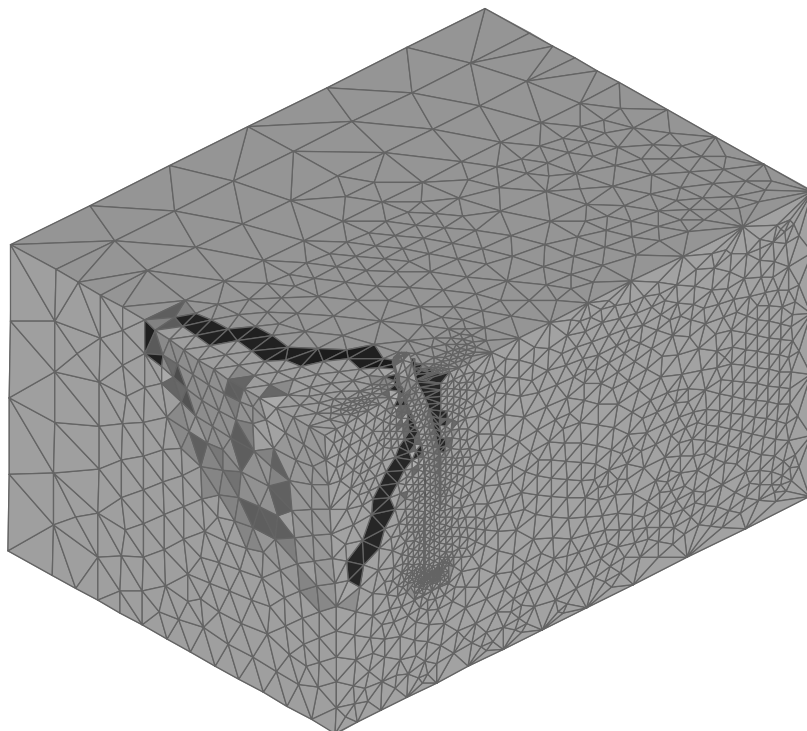
**Bild 101:** Bruchlast in Abhängigkeit vom Randabstand.





**Bild 102:** Berechnete Bruchlasten aufgetragen über der Verankerungstiefe.

Im Bild 103 wird ein typisches Rissbild gezeigt. Es werden die maximalen Hauptzugdehnungen mit einer kritischen Rissöffnung von  $w_{cr} = 0.2 \text{ mm}$  dargestellt. Der Ausbruchkörper bildet sich wie in den Versuchen aus. Der Riss wächst unter einem Winkel von etwa  $35^\circ$  vom Bolzen in Richtung Rand.



**Bild 103:** Typisches Rissbild aus der FE-Analyse.

#### 4.2.4. Zusammenfassung

Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen und relativ großen Köpfen unter Querkzugbeanspruchung wurden numerisch untersucht. Der Randabstand, die Verankerungstiefe und der Bolzendurchmesser wurden variiert. Die Ergebnisse der FE-Analyse stimmen mit den Versuchsergebnissen [9] brauchbar überein. Es zeigt sich, dass die Betonkantenbruchlast im Wesentlichen vom Randabstand abhängt. Bolzendurchmesser und Verankerungstiefe weisen bei den geprüften Randabständen keinen wesentlichen Einfluss auf die Höchstlast auf. Sowohl die Ergebnisse der numerischen Untersuchung als auch die Versuchsergebnisse deuten darauf hin, dass die derzeitige Bemessungsgleichung bei dicken Bolzen ( $d > 25$  mm) unsicher ist. Demgegenüber stimmen die numerischen Ergebnisse mit der Gleichung (3) aus der Arbeit von Hofmann [7] überein.

## 5. Instationäres 3D thermo-mechanisches Modell für Beton

### 5.1. Einführung

Obwohl Beton nicht brennt, verändern sich seine Eigenschaften, wie Festigkeit, Elastizitätsmodul und Bruchenergie, bei Erhitzung wesentlich. Bei hohen Temperaturen führen die großen Temperaturgradienten in Betonbauteilen zu lastinduzierten Spannungen, die zu Schädigungen führen. Weiterhin spielen das durch die hohen Temperaturen verursachte Kriechen und die Relaxation des Betons eine wichtige Rolle. Der Hauptgrund für das komplexe Verhalten des Betons unter hoher Temperaturbeanspruchung ist die Tatsache, dass der Beton Wasser enthält, dessen Aggregatzustand sich bei erhöhten Temperaturen ändert. Auch im Zuschlag kann es zu Strukturveränderungen kommen oder er kann sein Gewicht wegen der Emission von CO<sub>2</sub> reduzieren (z. B. Kalkstein).

Das Verhalten des Betons bei hohen Temperaturen ist in der Literatur ausführlich beschrieben [10], [11], [12], [13], [14], trotzdem sind weitere Versuche zur Klärung des Zugverhaltens des Betons im Entfestigungsbereich erforderlich. Das Hauptproblem bei der Durchführung der Versuche ist der erhebliche Aufwand, der betrieben werden muss und sowohl die Beanspruchungen als auch die Verformungen bei extrem hohen Temperaturen zu messen. Weiterhin können solche Versuche nur an relativ kleinen Bauteilen realisiert werden. Um das Verhalten des Betons unter Feuerbeanspruchung besser zu verstehen, kann die numerische Analyse angewendet werden. Dafür sind jedoch Modelle notwendig, die das Verhalten des Betons unter hohen Temperaturen realistisch beschreiben.

In der Literatur existieren derzeit zwei Gruppen von Modellen: (i) Thermo-Mechanische Modelle und (ii) Thermo-Hydro-Mechanische Modelle [15], [16], [17], [18]. Die erste Gruppe ist phänomenologisch. In diesen Modellen sind die mechanischen Eigenschaften des Betons temperaturabhängig, während die Temperaturverteilung unabhängig von den mechanischen Eigenschaften des Beton ist. Bei der zweiten Gruppe werden die physikalischen Prozesse, die auf der Mikroebene stattfinden, gekoppelt, d.h. es besteht eine Interaktion zwischen mechanischen Eigenschaften, Temperatur, Feuchtigkeit, Porendruck, Hydratation, etc. Diese Modelle sind sehr komplex und vom theoretischen Standpunkt aus sehr interessant. Aufgrund der äußerst komplexen Struktur des Betons, insbesondere im gerissenen Zustand, sind die theoretischen Annahmen dieser Modelle oft sehr fraglich und können daher zu falschen Ergebnissen führen (z.B. Transport von Wasser und Dampf in beschädigtem Beton bei hohen Temperaturen). Folglich sind für praktische Anwendungen die Modelle der ersten Gruppe besser geeignet.

Nachfolgend wird ein drei-dimensionales (3D) Modell dargestellt, das auf der thermo-mechanischen Kopplung zwischen den Materialeigenschaften des Betons und der Temperatur basiert. Als konstitutives Gesetz für den Beton wird das „Microplane“ Modell verwendet. Die Modellparameter des „Microplane“ Modells werden in Abhängigkeit von der Temperatur formuliert und in ein 3D FE Programm implementiert. Das thermo-mechanische Modell wird zunächst anhand von Versuchsnachrechnungen überprüft. Anschließend wird das Verhalten von zugbeanspruchten Kopfbolzen bei hohen Temperaturen numerisch untersucht. Die FE Analyse wird in zwei Schritten durchgeführt. Im ersten Schritt wird für die gegebenen thermischen Randbedingungen die Temperaturverteilung berechnet. Im zweiten Schritt wird dann für verschiedene Temperaturbelastungen (Brandbeanspruchung) die Tragfähigkeit der Kopfbolzen berechnet.

## 5.2. Nichtstationäre thermische Analyse

Der erste Schritt bei der Kopplung der mechanischen Betoneigenschaften und der Temperatur ist die Berechnung der Temperaturverteilung in einem Bauteil. Zu jedem Zeitpunkt  $t$  muß die Energieerhaltung des Volumens  $\Omega$ , das in kartesischen Koordinaten definiert ist, erfüllt sein. Dies wird mit der folgenden Differentialgleichung beschrieben:

$$\lambda \Delta T(x, y, z, t) + W(x, y, z, t, T) - c\rho \frac{\partial T}{\partial t}(x, y, z, t) = 0 \quad (7)$$

mit  $T$  = Temperatur,  $\lambda$  = Wärmeleitfähigkeit,  $c$  = spezifische Wärmekapazität,  $\rho$  = Dichte des Materials,  $W$  = interne Wärmequelle und  $\Delta$  = Laplace-Operator. Die räumlichen Randbedingungen lassen sich mit Hilfe des Newtonschen Übergangsgesetzes darstellen als:

$$\lambda \frac{\partial T}{\partial \mathbf{n}} = \alpha(T_M - T) \quad (8)$$

worin  $\mathbf{n}$  = Normale auf die Oberfläche  $\Gamma$ ,  $\alpha$  = Wärmeübergangskoeffizient und  $T_M$  = Temperatur des Mediums, dem die Oberfläche  $\Gamma$  des Volumens  $\Omega$  ausgesetzt ist (z.B. Lufttemperatur). Um das Problem mit Hilfe der Finite Element Methode zu lösen, ist es notwendig, die Gleichungen (7) und (8) in eine integrale (schwache) Form zu bringen. Diese lautet [19]:

$$\int_{\Omega} \lambda \left( \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial T}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \frac{\partial T}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \frac{\partial T}{\partial z} \right) d\Omega + \int_{\Omega} v \left( c\rho \frac{\partial T}{\partial t} \right) d\Omega + \int_{\Gamma} v\alpha(T - T_M) d\Gamma = 0 \quad (9)$$

mit  $v$  = Testfunktion. Nach Einführung der Bedingung, dass die Testfunktion stationär ist, bekommt man das folgende System linearer Gleichungen (Voigtsche Formulierung):

$$[C]\{\dot{T}\} + ([K] + [H])\{T\} = \{R\} \quad (9a)$$

mit

$$[C] = \int_{\Omega} c\rho [N]^T [N] d\Omega; \quad [K] = \int_{\Omega} [B]^T [\lambda][B] d\Omega; \quad (9b)$$

$$[H] = \int_{\Gamma} \alpha [N]^T [N] d\Gamma; \quad [R] = \int_{\Gamma} [N]^T \alpha T_M d\Gamma$$

Hierin ist  $[N]$  die Matrix, die das Temperaturfeld und die Knotentemperaturen verbindet, und  $[B]$  stellt die Bindung zwischen dem Temperaturgradientenfeld und den Knotentemperaturen dar. Gleichung (9a) wird mit Hilfe der direkten Integrationsmethode gelöst, die auf der folgenden Annahme für das Ergebnis im Zeitschritt  $(n+1)$  basiert:

$$\{T\}_{n+1} = \{T\}_n + \Delta t \left( (1 - \beta)\dot{T}_n + \beta\dot{T}_{n+1} \right) \quad (10)$$

worin für  $\beta$  der Wert 0.5 gesetzt wurde. Dies führt zu einem bedingungslosen und stabilen Crank-Nicolson Integrationsverfahren [20]:

$$\left( \frac{1}{\Delta t} [C] + \beta ([K] + [H]) \right) \{T\}_{n+1} = \left( \frac{1}{\Delta t} [C] - (1 - \beta) ([K] + [H]) \right) \{T\}_n + (1 - \beta) \{R\}_n + \beta \{R\}_{n+1} \quad (11)$$

Die Gleichungen (9) bis (11) wurden für drei dimensionale Finite Elemente programmiert und in das 3D FE Programm MASA [3] implementiert.

### 5.3. Thermo-mechanische Kopplung

In dem Modell wird der Gesamtdehnungstensor  $\varepsilon_{ij}$  (index Notation) für belasteten Beton unter Temperaturbeanspruchung wie folgt zerlegt [9], [11], [13]:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^m(T, \sigma_{kl}) + \varepsilon_{ij}^{ft}(T) + \varepsilon_{ij}^{tm}(T, \sigma_{kl}) + \varepsilon_{ij}^c(T, \sigma_{kl}) \quad (12)$$

mit  $\varepsilon_{ij}^m$  = mechanischer Dehnungstensor,  $\varepsilon_{ij}^{ft}$  = freier thermischer Dehnungstensor,  $\varepsilon_{ij}^{tm}$  = thermo-mechanischer Dehnungstensor. Die Dehnungen  $\varepsilon_{ij}^c$  sind auf das temperaturabhängige Kriechen des Betons zurückzuführen.

Im Allgemeinen wird die mechanische Dehnungskomponente in einen elastischen und einen nichtelastischen (plastische Dehnungen und Dehnungen als Folge der Schädigung) Teil zerlegt. Im dargestellten Modell folgen diese Dehnungskomponenten aus dem konstitutiven Gesetz (temperaturabhängiges „Microplane“ Modell). Die freie thermische Dehnung ist spannungsunabhängig und wurde an einem unbelasteten Betonkörper gemessen. Da es in solchen Versuchen unmöglich ist, die Schwindkomponente des Betons zu isolieren, ist sie in den freien thermischen Dehnungen enthalten. Die thermo-mechanische Dehnung ist sowohl spannungs- als auch temperaturabhängig. Sie tritt nur während der ersten Aufheizung und nicht während der nachfolgenden Abkühlung oder bei zyklischer Erhitzung auf [13]. Deshalb ist die Dehnung irreversibel und führt während der Abkühlung zu relativ hohen Zwangsspannungen im Beton. Das temperaturabhängige Kriechen ist der thermo-mechanischen Dehnung sehr ähnlich. Jedoch ist diese Dehnung infolge Kriechen teilweise reversibel. In Versuchen ist es nicht möglich, die Kriechdehnung zu isolieren. Für kleine Aufheizungsgeschwindigkeiten, wie sie in Versuchen meistens gegeben sind, ist diese Dehnungskomponente im Vergleich zur thermo-mechanischen Dehnung jedoch sehr klein. Deshalb wurde das temperaturabhängige Kriechen im dargestellten Modell vernachlässigt. Die beiden obengenannten spannungsabhängigen Dehnungskomponenten stellen eine Stauchung dar und sind in der Literatur als transientes Kriechen bekannt [13].

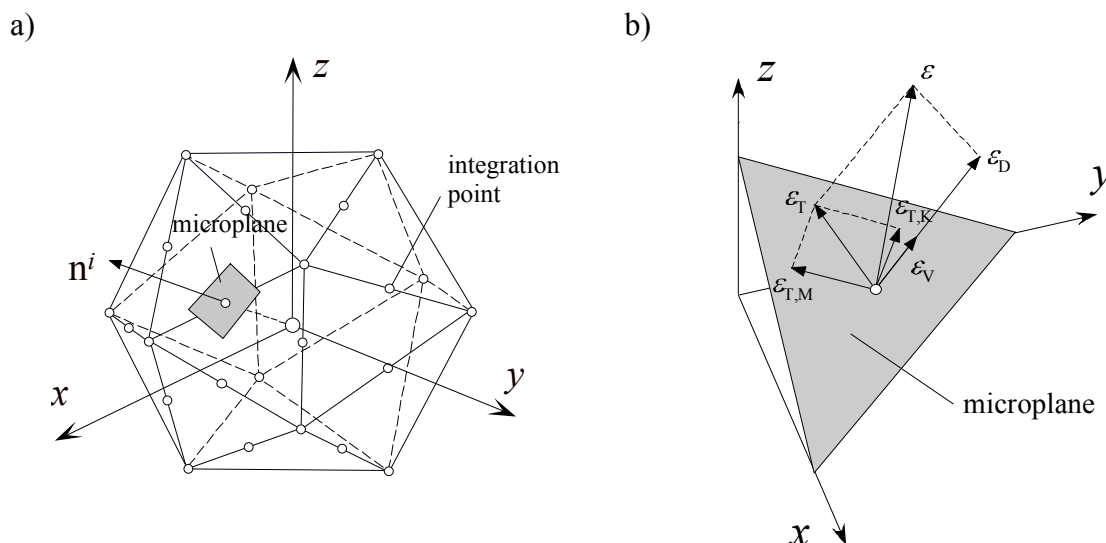
Die mechanischen Dehnungskomponenten werden aus dem konstitutiven Gesetz des Betons berechnet. Im dargestellten Thermomechanischen Modell wurde das „Microplane“ Modell als temperaturunabhängiges (isothermisches) konstitutives Gesetz verwendet [3]. Die Temperaturabhängigkeit ist dadurch berücksichtigt, dass die makroskopischen Betoneigenschaften (Elastizitätsmodul, Druck- und Zugfestigkeit und Bruchenergie) als zeitabhängig formuliert werden. Hier wurde das existierende „Microplane“ Modell für Beton [3] weiterentwickelt, um den Einfluss der hohen Temperatur auf das Betonverhalten zu berücksichtigen.

### 5.3.1. Isothermisches konstitutives Gesetz für Beton – das „Microplane“ Modell

Im „Microplane“ Modell wird das Material durch die Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf Ebenen unterschiedlicher Ausrichtung beschrieben. Diese Ebenen können als Mikrorißebenen oder als schwache Flächen, wie z.B. Kontaktflächen zwischen dem Aggregat und der Zementmatrix, interpretiert werden. Auf den Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor und es müssen keine Anforderungen im Hinblick auf die Tensorvarianz beachtet werden. Den Beschränkungen der Tensorvarianz wird automatisch entsprochen, da die Mikroebenen bis zu einem gewissen Grad direkt das Verhalten auf verschiedenen schwachen Ebenen im Material darstellen. Das Grundkonzept für das „Microplane“ Modell wurde 1938 von G.I. Taylor [21] definiert und 1949 von Batdorf und Budianski unter dem Namen „slip theory of plasticity“ weiterentwickelt [22]. Das Modell wurde dann von Bažant und seinen Mitarbeitern für die Modellierung von quasi-spröden Materialien weiterentwickelt [23], [24], [25], [26], [27].

Das hier verwendete „Microplane“ Modell wurde von Ožbolt et al. [3] vorgeschlagen. Es basiert auf dem s.g. „relaxed kinematic constraint“ Konzept und ist eine Modifikation des M2-Modells von Bažant und Prat [24]. Die Mikroebenen im Modell werden mit ihrem Normalvektor der Komponenten  $n_i$  definiert (siehe Abb. 93). Nimmt man für einen Moment an, dass das Modell temperaturunabhängig ist, wird der Gesamtdehnungstensor dem mechanischen Dehnungstensor identisch, d.h.  $\varepsilon_{ij}^m = \varepsilon_{ij}$ . Die Dehnungen auf den Mikroebenen werden als die Projektionen von  $\varepsilon_{ij}$  berechnet (Methode der kinematischen Bindung). Die Normal- und Schubkomponente der Spannungen und Dehnungen ( $\sigma_N, \sigma_{Tr}, \varepsilon_N, \varepsilon_{Tr}$ ) werden auf jeder Mikroebene berücksichtigt. Unter Verwendung der Methode der virtuellen Arbeit (schwache Form des Gleichgewichts), werden aus bekannten Spannungs-Dehnungs-Gesetzen der Mikroebenen die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnet. Dies erfolgt durch die Integration der Spannungen der Mikroebenen über die Kugeloberfläche  $S$  (der Radius der Kugel wird gleich eins gesetzt):

$$\sigma_{ij} = \frac{3}{2\pi} \int_S \sigma_N n_i n_j dS + \frac{3}{2\pi} \int_S \frac{\sigma_{Tr}}{2} (n_i \delta_{rj} + n_j \delta_{ri}) dS \quad (13)$$



**Bild 104:** Das Konzept des Microplane Modells: a) Diskretisierung der Einheitsvolumenkugel für jeden FE Integrationspunkt (21 „Microplane“ Richtungen – Integrationspunkte) und b) die „Microplane“ Dehnungskomponenten.

Um den Beton realistisch modellieren zu können, muss die normale Komponente der Spannung und Dehnung der Mikroebene in einen volumetrischen und einen deviatorischen Teil zerlegt werden ( $\sigma_N = \sigma_V + \sigma_D$ ,  $\varepsilon_N = \varepsilon_V + \varepsilon_D$ ; siehe Abb. 104). Dieses führt zusammen mit (13) zur folgenden Gleichung für den makroskopischen Spannungstensor:

$$\sigma_{ij} = \sigma_V \delta_{ij} + \frac{3}{2\pi} \int_S \sigma_D n_i n_j dS + \frac{3}{2\pi} \int_S \frac{\sigma_{Tr}}{2} (n_i \delta_{rj} + n_j \delta_{ri}) dS \quad (14)$$

Für jede Komponente der Mikroebene werden die einachsigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen wie folgt definiert:

$$\sigma_V = F_V(\varepsilon_V) \quad ; \quad \sigma_D = F_D(\varepsilon_{D,eff}) \quad ; \quad \sigma_{Tr} = F_{Tr}(\varepsilon_{Tr,eff}, \varepsilon_V) \quad (15)$$

worin  $F_V$ ,  $F_D$  und  $F_{Tr}$  die einachsigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die volumetrische, deviatorische und Schubkomponente darstellen. Für die deviatorische und die Schubkomponente wird zur Berechnung der Spannung aus (15) nur der effektive Teil der Dehnung eingesetzt. Mit (15) wird dann der makroskopische Spannungstensor aus (14) berechnet. Die Integration über alle vordefinierte Richtungen der Mikroebenen (21 Richtungen) erfolgt numerisch.

Um die Rissbildung des Betons für alle Lastgeschichten realistisch zu modellieren, wurde in (15) die effektive Dehnung eingesetzt. Sie wird wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_{m,eff} = \varepsilon_m \psi_m(\varepsilon_m, \sigma_I) \quad (16)$$

worin  $m$  für die entsprechenden Komponenten der Mikroebene ( $V$ ,  $D$ ,  $Tr$ ) steht,  $\varepsilon_m$  ist die Dehnung die durch die Projektion des gesamten Dehnungstensors (kinematische Bindung) berechnet wird und  $\psi$  ist die s.g. Diskontinuitätsfunktion, die von der Dehnungskomponente und der maximalen Hauptspannung  $\sigma_I$  abhängt. Die Diskontinuitätsfunktion berücksichtigt die Diskontinuität des makroskopischen Dehnungsfeldes (Rissbildung) auf den einzelnen Ebenen. Sie wird so berechnet, dass für überwiegende Zugbelastung das Verhältnis zwischen den positiven volumetrischen und deviatorischen Dehnungskomponenten über die ganze Belastungsgeschichte konstant bleibt. Diese Funktion "entspannt" die kinematische Bindung, die für den Fall einer starken Lokalisierung der Dehnungen unrealistisch ist. Weiterhin ermöglicht die Diskontinuitätsfunktion  $\psi$  in der verschmierten Rissmethode die Lokalisierung der Dehnungen sowohl bei Zug- als auch bei Druckversagen.

Von Carol et al. [28] wurde darauf hingewiesen, dass der Ausdruck  $(n_i n_j)$ , der in (14) in Verbindung mit  $\sigma_D$  steht, eigentlich mit  $(n_i n_j - \delta_{ij}/3)$  ersetzt werden müsste, bzw.  $-\delta_{ij}/3$  soll hinzugefügt werden. Dies resultiert aus der Formulierung, in der die virtuelle Arbeit über alle Mikroebene in volumetrische und deviatorische Teile aufgeteilt wird und ist thermodynamisch richtig. Der Ausdruck hat keinen Einfluss auf die elastische Antwort, jedoch er kann das nichtelastische Verhalten beeinflussen. Die Abwesenheit von  $-\delta_{ij}/3$  in (14) kann zum Verstoß gegen thermodynamische Beschränkungen führen, z.B. zur negativen Dissipation innerhalb eines geschlossenen Belastungszyklus. In dem hier dargestellten Modell wurde die Abwesenheit des Ausdrucks  $-\delta_{ij}/3$  durch die Einführung der effektiven Dehnungen ausgeglichen. Die effektive Dehnung bindet die volumetrische mit der deviatorischen und schub Dehnungskomponenten, damit der Steifigkeitstensor für dominante Zugbelastung symmetrisch wird. Für eine dominierende Zugbeanspruchung verhindert das den Verstoß

gegen die o.g. thermodynamische Beschränkungen. Für eine dominante Druckbelastung überwiegt das Phänomen der Reibung und das Fehlen von  $-\delta_{ij}/3$  verliert dadurch an Bedeutung.

Zusammenfassend kann folgendes festgestellt werden. Durch Einführung der effektiven Dehnungen in das Modell kann (i) die unrealistische Antwort des M2 Modells von Bažant und Prat [24] korrigiert und (ii) die thermodynamische Konsistenz gesichert werden.

Eine eingehende Diskussion über Besonderheiten, Entwicklung und Probleme bei der Weiterentwicklung des „Microplane“ Modells ist im Umfang dieses Berichts nicht möglich. Details können der angeführten Literatur entnommen werden.

Im verwendeten Modell lautet die einachsige Spannungs-Dehnungsbeziehung auf der Mikroebene:

$$\sigma_V(\varepsilon_V) = C_V \varepsilon_V; \quad \sigma_D(\varepsilon_{D,eff}) = C_D \varepsilon_{D,eff}; \quad \sigma_{Tr}(\varepsilon_{Tr,eff}, \varepsilon_V) = C_{Tr} \varepsilon_{Tr,eff} \quad (17)$$

mit  $C_V$ ,  $C_D$ ,  $C_{Tr}$ , als Sekantenmoduln der Spannungskomponenten der Mikroebene. Sie werden definiert als:

$$C_V = C_{V,0}(1 - \omega_V); \quad C_D = C_{D,0}(1 - \omega_D); \quad C_{Tr} = C_{T,0}(1 - \omega_{Tr}) \quad (18a)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_V \geq 0: \quad \omega_V &= 1 - \exp\left[-\left|\frac{\varepsilon_V}{e_1}\right|^m\right]; \quad \varepsilon_V < 0: \quad \omega_V = 1 - \left[\left(1 + \left|\frac{\varepsilon_V}{a}\right|^p + \left|\frac{\varepsilon_V}{b}\right|^q\right)\right] \\ \varepsilon_{D,eff} \geq 0: \quad \omega_D &= 1 - \exp\left[-\left|\frac{\varepsilon_{D,eff}}{e_1}\right|^m\right]; \quad \varepsilon_{D,eff} < 0: \quad \omega_D = 1 - \exp\left[-\left|\frac{\varepsilon_{D,eff}}{e_2}\right|^n\right] \\ \omega_{Tr} &= 1 - \exp\left[-\left|\frac{\varepsilon_{Tr,eff}}{e_5}\right|^k\right]; \quad \varepsilon_{Tr} \geq 0: \quad e_5 = e_3; \quad \varepsilon_{Tr} < 0: \quad e_5 = e_3 - e_4 \varepsilon_V \end{aligned} \quad (18b)$$

mit  $\omega$  als skalarer Schädigungsparameter der Mikroebene. Um die Anfangssteifigkeiten der entsprechenden Komponenten  $C_{V,0}$ ,  $C_{D,0}$ ,  $C_{T,0}$  zu bestimmen, wird (18) dem Hookschen Gesetz für isotropes und elastisches Material gleichgesetzt (Elastizitätsmodul =  $E$  und Querdehnzahl =  $\nu$ ). Daraus ergibt sich:

$$C_{V,0} = E / (1 - 2\nu); \quad C_{D,0} = \eta E_{V,0}; \quad C_{T,0} = \frac{1}{3} \left( \frac{5(1 - 2\nu)}{1 + \nu} - 2\eta \right) C_{V,0} \quad (19)$$

mit  $\eta$  als empirisch festgestellter Parameter. Für Beton wurde die beste Anpassung an Versuchsdaten mit  $\eta = 0.8$  erhalten. Die Konstanten  $a$ ,  $b$ ,  $p$ ,  $q$  und  $e_4$  kontrollieren das volumetrische Druckverhalten des Betons. Sie werden unabhängig von der Betonart angenommen und werden durch Anpassung der einachsigen Stauchung mit veränderlicher Querspannung an die Versuchsdaten bestimmt. Die Parameter  $n$ ,  $m$ ,  $k$ ,  $e_1$ ,  $e_2$  und  $e_3$  werden durch die Anpassung der einachsigen Zug- und Druckbeanspruchung an die Versuchsdaten ermittelt. Durch die Annahme  $k = m$  und  $e_2 = 0.8e_3$  wird der Anzahl der Modellparameter weiter reduziert. Für das Modell werden dadurch insgesamt sechs interne Parameter benötigt – zwei elastische Konstanten ( $E$ ,  $\nu$ ) und die Parameter  $n$ ,  $m$ ,  $e_1$ , und  $e_3$ , die die schädigungsinduzierte Anisotropie berücksichtigen.



In Tabelle 18 sind die relevanten makroskopischen Parameter für Beton und die Modellparameter zusammengefasst. Für die angegebenen Betoneigenschaften (1-6 in Tabelle 18) müssen die Modellparameter (17-21 in Tabelle 18) so gewählt werden, dass im ansteigenden Ast die Spannungs-Dehnungsbeziehung für einachsigen Zug und Druck unabhängig von der „Rissbandbreite“  $h$  (Elementgröße) ist, während im abfallenden Ast der Kurvenverlauf von  $h$  abhängt. Weiterhin ist zu bemerken, dass die Fläche unter den Druck- bzw. Zugkurven multipliziert mit  $h$ , mit der Druck- bzw. Zugbruchenergie übereinstimmen sollen. Die „Rissbandbreite“ wurde als Funktion der mittleren Elementgröße angenommen:  $h = V^{1/2}$  für ebene (2D) finite Elemente bzw.  $h = V^{1/3}$  für räumliche (3D) finite Elemente, wobei  $V$  das Volumen des 8-knotigen finiten Elementes ist.

<b>Materialparameter</b>	
1	Elastizitätsmodul $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]
2	Querdehnzahl $\nu$
3	Einachsige Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]
4	Einachsige Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
5	Zugbruchenergie $G_F$ [Nmm/mm <sup>2</sup> ]
6	Druckbruchenergie $G_C = 100G_F$
<b>Modellparameter</b>	
7-9	Elastische Parameter: $C_{V,0}$ , $C_{D,0}$ und $C_{T,0}$
10-16	Feste Parameter: $a = 0.003$ , $b = 0.05$ , $p = 0.75$ , $q = 2.0$ , $e_4 = 4.0$ , $k = m$ , $e_2 = 0.8e_3$
17-21	Veränderliche Parameter ( $e_1$ , $e_3$ , $n$ , $m$ ) werden durch Anpassung der obergenannten Materialparameter unter Verwendung von einachsigen Druck- und Zugversuchen und der Rissbreite $h$ bestimmt

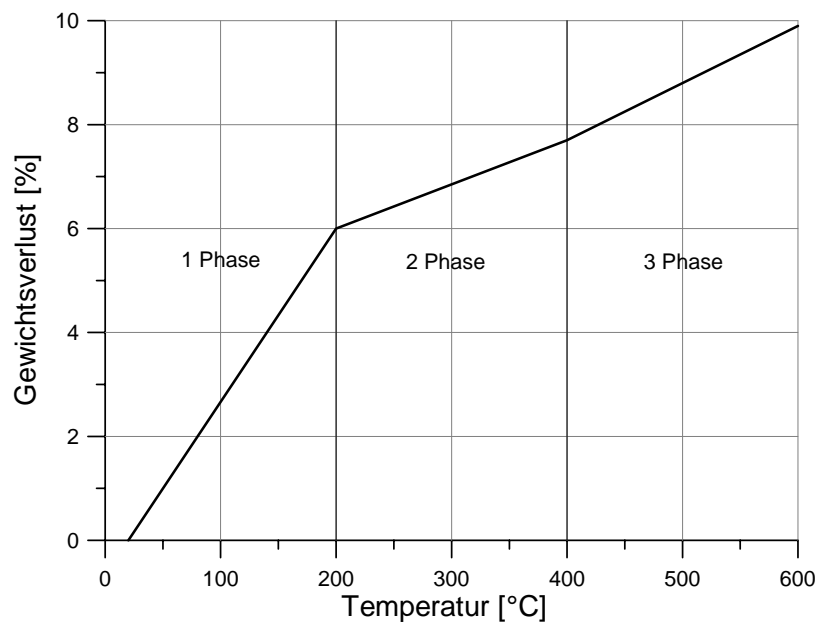
**Tabelle 18:** Material- und Modellparameter für Beton.

In der FE Berechnung bestehen die Eingabedaten für Beton aus den makroskopischen Materialparametern des Betons (Parameter 1 bis 5 aus Tabelle 18) und der mittleren Elementgröße (Rissbandbreite)  $h$ . Die Modellparameter 7-20 (siehe Tabelle 18) werden aus diesen Daten bestimmt.

### 5.3.2. Temperaturanpassung des „Microplane“ Modells

Um den Temperatureffekt zu berücksichtigen, sollen die makroskopischen mechanischen Eigenschaften des Betons (Parameter 1 bis 5 in der Tabelle 18) als temperaturabhängig formuliert werden. Die nichtlineare FE Analyse ist inkrementell. Das Lastinkrement wird mit dem Zeitschritt  $\Delta t$  definiert, in dem die Last, die Randbedingungen, die Temperatur usw., sich ändern können. Im Modell wird angenommen, dass während eines Lastschrittes die Temperatur konstant bleibt. Infolgedessen sind die temperaturabhängigen Materialeigenschaften während eines Lastschrittes auch konstant.

Die Veränderung der mechanischen Betoneigenschaften ist bei hohen Temperaturen eng mit dem Wasserverlust verbunden. In Versuchen entspricht der Wasserverlust im wesentlichen dem Gewichtsverlust. Es können im Allgemeinen drei typische Phasen unterschieden werden [29] (siehe Abb. 105). In der ersten Phase, die bis zu Temperaturen von ungefähr 200 °C stattfindet, wird das Kapillarwasser verdampft. Die zweite Phase (zwischen 200 °C und 400 °C) ist durch den Verlust des Gelwassers gekennzeichnet. In dieser Phase ist der Gradient des Gewichtsverlusts kleiner als in der ersten Phase. Schließlich wird in der dritten Phase (Temperaturen über 400 °C) der Gewichtsverlust wegen des Wasserverlustes und der Zersetzung der Zementmatrix sowie der Zuschläge wieder größer [29].



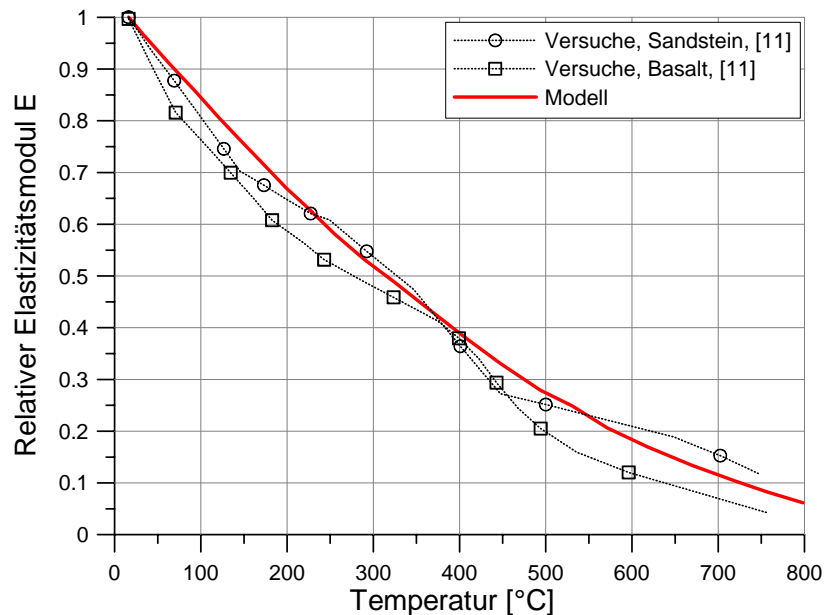
**Bild 105:** Gewichtsverlust als Funktion der Temperatur [29].

### 5.3.2.1. Elastizitätsmodul

Die Versuche [11] zeigen, dass mit zunehmender Temperatur der Elastizitätsmodul abnimmt. Dabei wird angenommen, dass bei relativ niedrigen Temperaturen die Abnahme des Elastizitätsmoduls durch den Verlust des Kapillarwassers verursacht wird (Verdampfung). Demgegenüber ist jedoch bei größeren Temperaturen die Abnahme von  $E$  auf die Zersetzung der einzelnen Betonkomponenten (Zementmatrix und Zuschlag) zurückzuführen. Im Modell folgt der temperaturabhängige Elastizitätsmodul dem Vorschlag von Stabler [18], d.h.  $E$  wird als skalare Funktion der Temperatur angenommen:

$$E(T) = (1 - \max(\omega_{t,E})) \cdot E_0$$
$$\begin{aligned} \text{für } 0 \leq \theta \leq 10 & \quad \omega_{t,E} = 0.2\theta - 0.01\theta^2 \\ \text{für } \theta > 10 & \quad \omega_{t,E} = 1 \end{aligned} \quad (20)$$

mit  $E_0$  = Elastizitätsmodul bei Raum-Temperatur  $T_0 = 20 \text{ °C}$  und  $\theta = (T - T_0)/100 \text{ °C}$  relative Temperatur. Die Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperatur nach Gleichung (20) ist in Abb. 106 dargestellt. Es ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Modellergebnissen und den Versuchsergebnissen zu erkennen. Der Wert  $\max(\omega_{t,E})$  entspricht der höchsten erreichten Temperatur, d.h. bei einer Abkühlung nimmt der E-Modul  $E$  nicht wieder zu.



**Bild 106:** Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur – Modell und Versuchsergebnisse [11].

### 5.3.2.2. Druckfestigkeit des Betons

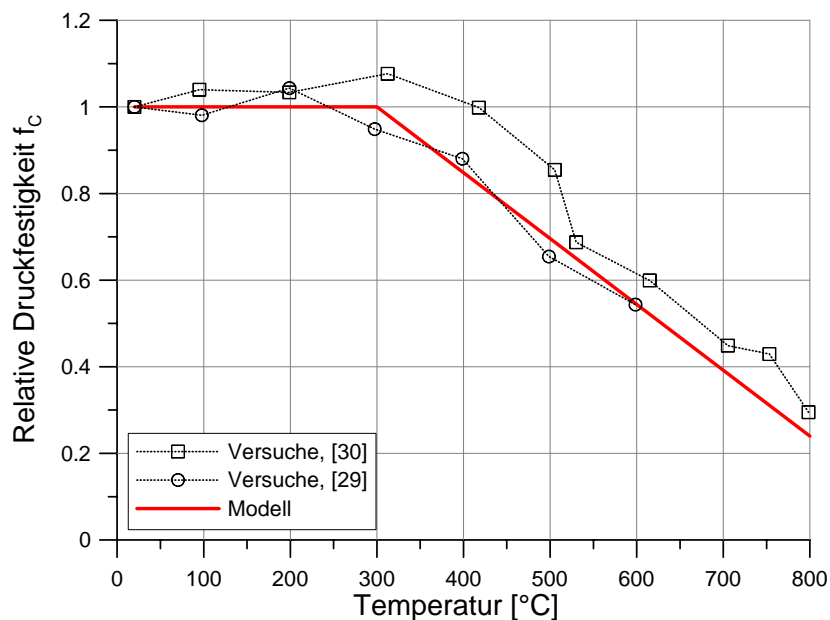
Anhand von Versuchsergebnissen [11], [29], [30] ist zu erkennen, dass die Druckfestigkeit bei Temperaturen bis 300 °C etwas zunimmt. Demgegenüber nimmt bei einer weiteren Zunahme der Temperatur die Druckfestigkeit nahezu linear ab. Bei Temperaturen unter 300 °C ist eine verbesserte Hydratation der Zementmatrix festzustellen. Ferner sind die Reibung und die Verzahnung des Zuschlags aufgrund der thermischen Dehnungen ausgeprägter als bei normalen Temperaturen. Daher nimmt die Druckfestigkeit anfänglich nicht ab, sondern leicht zu. Bei extrem hohen Temperaturen führen die temperaturverursachten Mikrorisse, die Verdampfung und Zersetzung von Zementmatrix und Zuschlägen zur Abnahme der Druckfestigkeit. Im Modell wurde angenommen, dass die Zylinderdruckfestigkeit des Betons bis  $T = 300$  °C temperaturunabhängig ist und dass sie bei höheren Temperaturen linear abnimmt:

$$f_c(T) = \max(\omega_{t,f_c}) f_{c,0}$$

$$\text{für } 0 \leq \theta \leq 2.80 \quad \omega_{t,f_c} = 1.0$$

$$\text{für } \theta > 2.80 \quad \omega_{t,f_c} = 1.43 - 1.53\theta$$
(21)

mit  $f_{c,0}$  = einachsige Zylinderdruckfestigkeit bei  $T = 20$  °C. Der Einfluss der Temperatur auf die Zylinderdruckfestigkeit ist in Abb. 107 dargestellt. Versuchsergebnisse sind mit eingetragen. Die Modellannahme stimmt gut mit den gemessenen Ergebnissen überein.



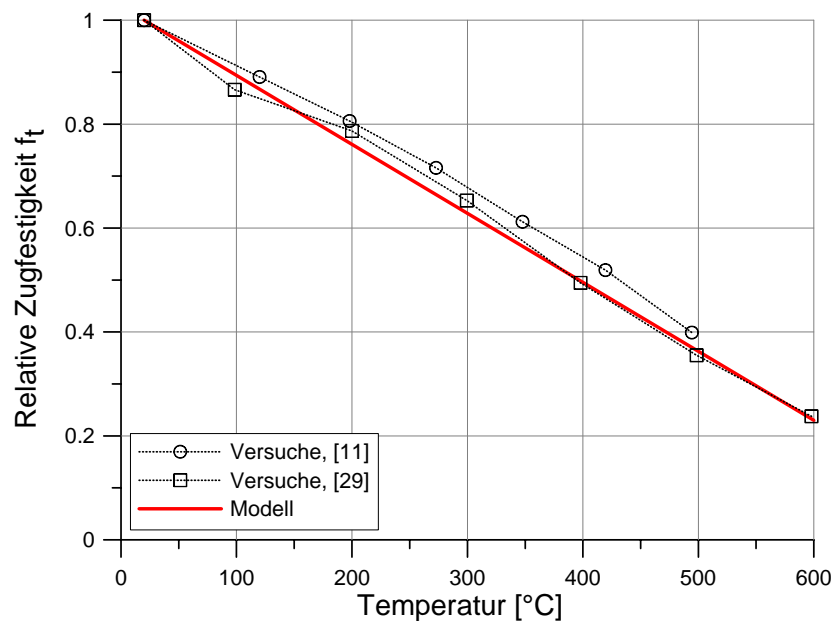
**Bild 107:** Einfluss der Temperatur auf die Betondruckfestigkeit nach Modell und Versuchen [29], [30].

### 5.3.2.3. Zugfestigkeit des Betons

Aus Versuchen ist bekannt, dass die Zugfestigkeit des Betons nahezu linear mit der Erhitzung abnimmt [11], [29]. Bei relativ niedrigen Temperaturen führen die thermischen Dehnungen zu Mikrorissen und zur Schädigung der Kontaktflächen zwischen Zuschlag und Zementmatrix. Dies führt, im Gegenteil zur Druckfestigkeit, zu einer Abnahme der Zugfestigkeit. Bei weiter steigender Temperatur nimmt die Zugfestigkeit wegen Mikrorissen, Verdampfung sowie der Zersetzung von Zementmatrix und der Zuschläge weiter ab. Zwischen der Zugfestigkeit und der Temperatur wird folgende Funktion angenommen:

$$f_t(T) = \max(\omega_{t,f_t}) f_{t,0} \quad \omega_{t,f_t} = 1 - 0.131\theta \quad (22)$$

mit  $f_{t,0}$  = einachsige Zugfestigkeit bei  $T = 20$  °C. Abb. 108 zeigt die bezogene Zugfestigkeit als Funktion der Temperatur. Zum Vergleich sind gemessene Ergebnisse mit dargestellt.



**Bild 108:** Relative Zugfestigkeit als Funktion der Temperatur [11], [29].

### 5.3.2.4. Bruchenergie des Betons

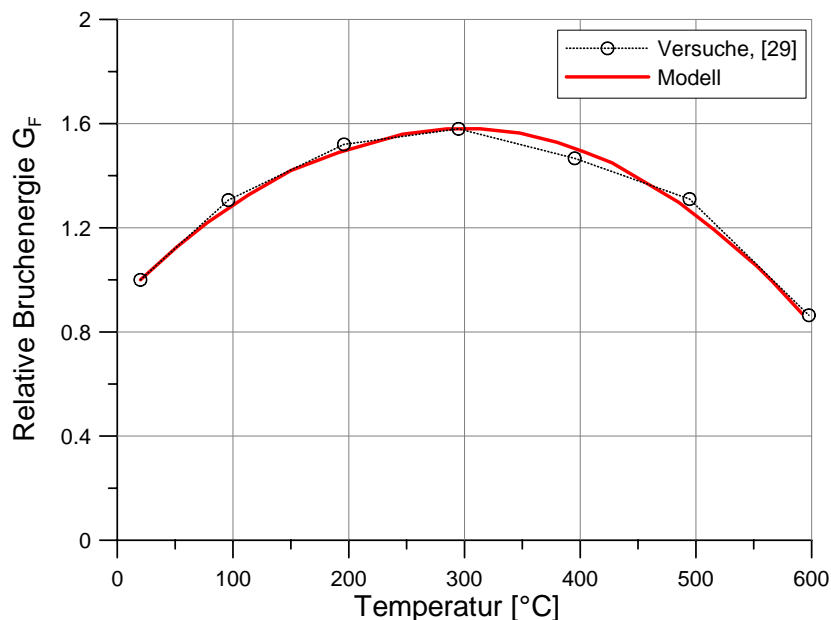
Experimentelle Untersuchungen von Bićanić & Zhang [29] deuten darauf hin, dass die Bruchenergie mit zunehmender Temperatur bis 300 °C um etwa 60 % zunimmt. Jedoch ist bei einer weiteren Temperaturzunahme eine Abnahme zu beobachten. Bei ca. 600°C erreicht die Bruchenergie etwa 90 % ihres ursprünglichen Wertes. Dies kann dadurch erklärt werden, dass bei Temperaturen bis zu 300 °C eine bessere Hydratation der Zementmatrix stattfindet als bei Raumtemperatur. Weiterhin erhöhen die thermischen Dehnungen die Reibung und die Verzahnung der Zuschläge, was sich günstig auf die Duktilität auswirkt. Demgegenüber nimmt bei höheren Temperaturen die Duktilität aufgrund von Mikrorissen, Verdampfung und Zersetzung (Zementleim und Zuschläge) ab. Im Modell wird die Abhängigkeit der Bruchenergie  $G_F$  von der Temperatur auf der Basis von Versuchsergebnissen [29] wie folgt berücksichtigt:

$$G_F(T) = \max(\omega_{t,G_F}) G_{F,0}$$

$$\text{für } 0 \leq \theta \leq 2.80 \quad \omega_{t,G_F} = 0.917 + 0.467\theta - 0.0833\theta^2 \quad (23)$$

$$\text{für } \theta > 2.80 \quad \omega_{t,G_F} = 1 + 0.407\theta - 0.0727\theta^2$$

mit  $G_{F,0}$  = Bruchenergie bei  $T = 20$  °C. Der Einfluss der Temperatur auf die Bruchenergie (nach Modell und Versuchen) ist in Abb. 109 gezeigt. Es ist zu erkennen, dass die Ergebnisse des vorgeschlagenen Modells gut mit den Versuchswerten übereinstimmen.



**Bild 109:** Relative Bruchenergie des Betons als Funktion der Temperatur – Modell und Versuchsergebnisse [29].

### 5.3.3. Thermische Dehnungen

Wie oben schon erwähnt, können die gesamten thermischen Dehnungen, die als Folge der Erhitzung auftreten, in spannungsunabhängige (freie thermische Dehnung) und spannungsabhängige (lastinduzierte thermische Dehnung) zerlegt werden.

#### 5.3.3.1. Freie thermische Dehnung

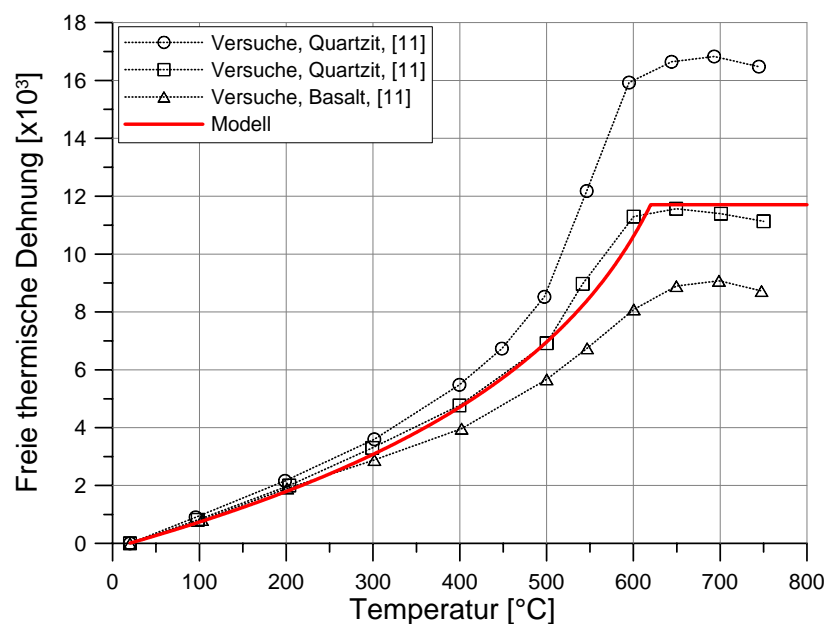
Die Versuchsergebnisse zur Bestimmung der freien thermischen Dehnung [11] zeigen, dass diese Dehnungen deutlich von der Art des Zuschlags beeinflusst werden. Wie aus Abb. 110 zu erkennen ist, ist die Abhängigkeit der freien thermischen Dehnung von der Temperatur stark nichtlinear und wird vor allem durch die thermische Stabilität des Zuschlags bestimmt. Obwohl die Versuche darauf hindeuten, dass diese Dehnung von der Aufheizungsgeschwindigkeit abhängt, wurde im Modell diese Abhängigkeit vernachlässigt. Weiterhin wurde die freie thermische Dehnung in dem Fall des spannungsfreien Körpers als isotrop angenommen (gleiche Dehnungen in allen Richtungen). Gleichung (24) beschreibt die Modellannahme:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{ft} = \alpha \dot{T} \delta_{ij}$$

$$\text{für } 0 \leq \theta \leq 6 \quad \alpha = \frac{6.0 \cdot 10^{-5}}{7.0 - \theta} \quad (24)$$

$$\text{für } \theta > 6 \quad \alpha = 0$$

mit  $\delta_{ij}$  = Kronecker Delta (für  $i = j$ ,  $\delta_{ij} = 1$  und für  $i \neq j$ ,  $\delta_{ij} = 0$ ). Die freie thermische Dehnung ist in Abb. 110 als Funktion der Temperatur dargestellt. Versuchsergebnisse für Betone mit drei verschiedenen Zuschlagarten sind mit eingetragen [11]. Es ist zu beobachten, dass die freie thermische Dehnung stark vom gewählten Zuschlag abhängt. Bis etwa 600 °C nimmt die freie thermische Dehnung zu. Eine weitere Erhöhung der Temperatur hat jedoch praktisch keinen Einfluss auf die freie thermische Dehnung mehr. Der Grund dafür ist, dass die Umwandlung der Aggregatkristallstrukturen bei Temperaturen von ca. 600 °C abgeschlossen ist [14]. In Gleichung (24) wird der Einfluss der Zuschlagsart nicht berücksichtigt.



**Bild 110:** Beziehung zwischen Temperatur und freier thermischer Dehnung – Modell und Versuchsergebnisse für Beton mit unterschiedlichen Zuschlagarten [11].

### 5.3.3.2. Last induzierte thermische Dehnung – Kriechen

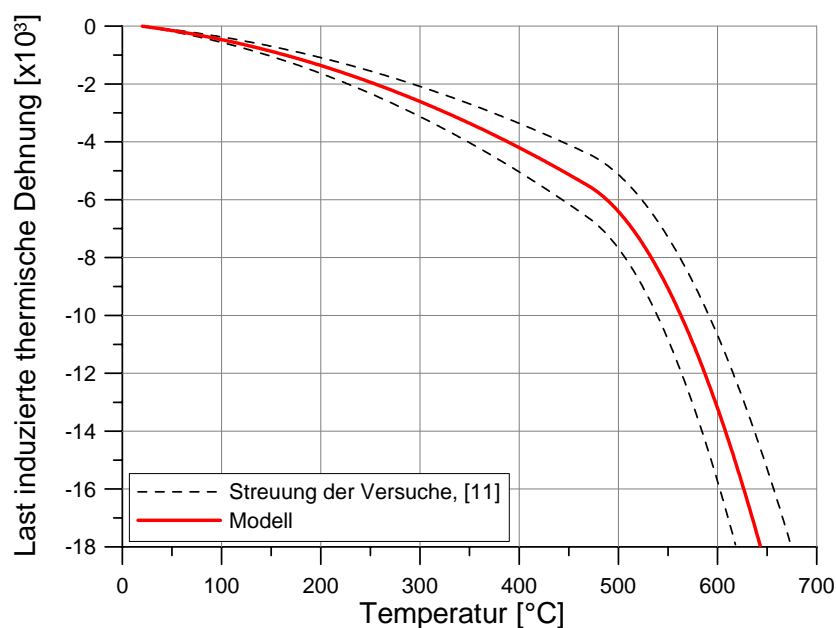
Wenn ein Betonkörper zuerst belastet und anschließend einer hohen Temperatur ausgesetzt wird, unterscheidet sich seine gesamte thermische Dehnung von der am unbelasteten Betonkörper gemessenen Dehnung deutlich [9], [31], [32], [33], [34]. Der Unterschied kann dadurch bestimmt werden, dass die freien thermischen Dehnungen von den Gesamtdehnungen, gemessen am belasteten Betonkörper, abgezogen werden. Dieser Unterschied ist in der Literatur unter dem Ausdruck lastinduzierte thermische Dehnung bekannt. Wie bereits erwähnt, besteht die lastinduzierte thermische Dehnung aus zwei Teilen: einem irreversiblen und einem teilweise reversiblen Teil (temperaturabhängiges Kriechen). Da der teilweise reversible Teil nur theoretische Bedeutung hat und wesentlich kleiner als der irreversible Teil ist, wird er im Modell vernachlässigt, d.h. die gesamte spannungsabhängige thermische Dehnung ist irreversibel.

Im vorgeschlagenen Modell wird das bi-parabolische thermo-mechanische Dehnungsmodell angenommen [35]. Die einachsige (skalare) Differentialgleichung dieses Modells lautet:

$$\dot{\varepsilon}^{tm}(T, \sigma) = \frac{\sigma}{f_c^{T_0}} \beta \dot{T} \quad (25)$$

$$\beta = 0.01 \cdot \begin{cases} 2 \cdot A \cdot \theta + B & \text{für } 0 \leq \theta \leq \theta^* = 4.5 \\ 2 \cdot C \cdot (\theta - \theta^*) + 2 \cdot A \cdot \theta^* + B & \text{für } \theta > \theta^* \end{cases}$$

mit  $\theta^*$  als dimensionslose Übergangstemperatur (470 °C) zwischen zwei Gleichungen für den Parameter  $\beta$ . Beide Ausdrücke wurden eingeführt, um die plötzliche Änderung im Verhalten, die in Versuchen beobachtet wurde, zu berücksichtigen.  $A$ ,  $B$  und  $C$  sind aus Versuchen abgeleitete Konstanten, die im Modell als  $A = 0.0005$ ,  $B = 0.00125$  und  $C = 0.0085$  eingesetzt werden.



**Bild 111:** Die lastinduzierte thermische Dehnung als Funktion der Temperatur.

Alle experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der lastinduzierten thermischen Dehnung wurden ausschließlich für Druckbelastung durchgeführt. Für Zugbelastungen sind



keine Versuche bekannt. Daher und aufgrund der Tatsache, dass die Zugspannung wegen der niedrigen Zugfestigkeit relativ gering ist, wird angenommen, dass Gleichung (25) nur von der Druckspannung beeinflusst wird. Weiterhin wird angenommen, dass die Querdehnzahl, die die axiale und laterale lastinduzierte thermische Dehnung bindet, eine Materialkonstante ist und den gleichen Wert wie die Querdehnzahl des unbeschädigten Betons hat. Auf dieser Basis lautet die drei-dimensionale Gleichung zur Bestimmung der lastinduzierten thermischen Dehnung:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{tm}(T, \sigma_{ij}) = \frac{\beta}{f_c^{T_0}} \left( (1 + \nu) \sigma_{ij}^- - \nu \sigma_{kk}^- \delta_{ij} \right) \dot{T}(T_{max}) \quad (26)$$

$$\dot{T}(T_{max}) = \dot{T} \text{ for } T \geq T_{max}; \quad \dot{T}(T_{max}) = 0 \text{ für } T < T_{max}$$

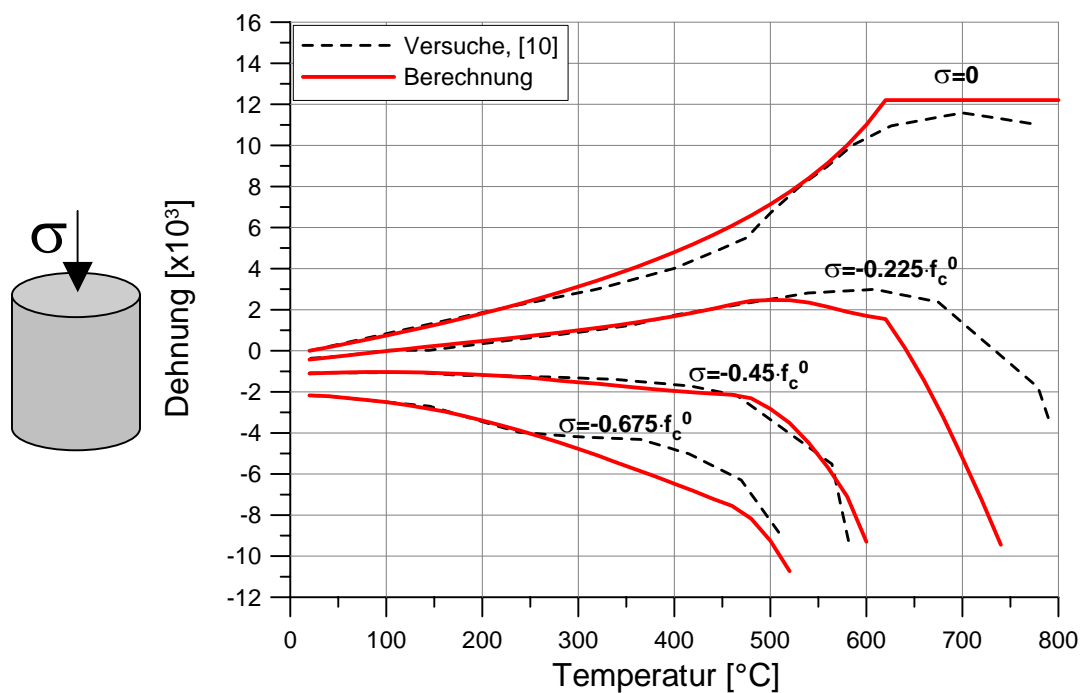
mit ‘-‘ als Druckspannung, d.h. die Komponenten der Zugspannung werden zu Null gesetzt.  $T_{max}$  ist die maximal erreichte Temperatur. Diese wurde in (26) eingeführt, um die irreversible Eigenschaft der thermo-mechanischen Dehnung zu berücksichtigen. In Abb. 111 ist die lastinduzierte thermische Dehnung über der Temperatur aufgetragen.

## 5.4. Numerische Untersuchungen

Das vorab dargestellte thermo-mechanische Modell für Beton wurde in das 3D FE Programm MASA implementiert. Das Modell und dessen Implementierung wurden anhand von zwei Nachrechnungen von Versuchen überprüft. Anschließend wurde der Einfluss der Temperatur auf die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens, der aus einem Betonblock gezogen wird, numerisch untersucht.

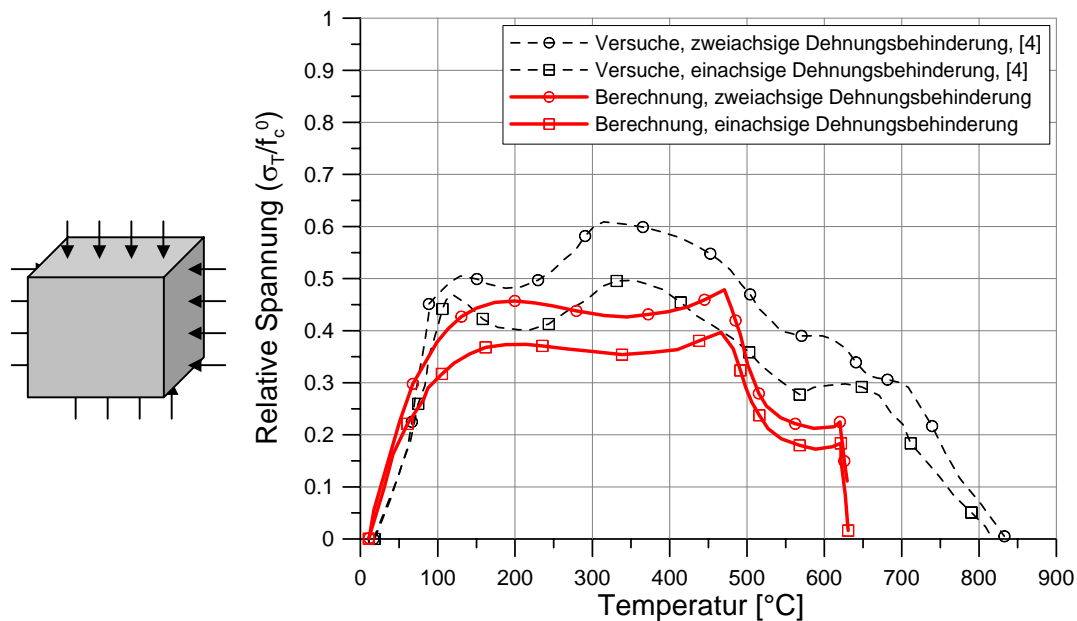
### 5.4.1. Überprüfung

Im ersten Schritt wurden die Versuche von Thelandersson [10] mit dem dargestellten Modell nachgerechnet. Der Probekörper (Betonzylinder) wurde mit achtknotigen dreidimensionalen Finiten Elementen diskretisiert, mit verschiedenen großen Druckspannungen vorbelastet und anschließend erhitzt. Die Ergebnisse sind in Abb. 112 dargestellt. Es ist zu sehen, dass für alle Belastungsfälle die numerischen Ergebnisse mit den gemessenen Werten gut übereinstimmen.



**Bild 112:** Gesamtdehnungen in Abhängigkeit von der Temperatur nach Berechnungen und Versuchen von Thelandersson [10].

Im zweiten Beispiel wurde ein Betonprisma mit einachsiger und zweiachsiger Dehnungsbehinderung einer Temperaturbeanspruchung ausgesetzt [4]. Die numerische Analyse wurde für beide Randbedingungen unter Verwendung von achtknotigen dreidimensionalen Finiten Elementen durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse sind den Versuchsergebnissen in Abb. 113 gegenübergestellt. Es kann eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der FE Berechnung und den Versuchsergebnissen festgestellt werden. In dem Beispiel ergibt sich das resultierende Querverhalten des Betons unter Temperaturbeanspruchung als Interaktion zwischen dem thermischen und mechanischen Teil des Modells.

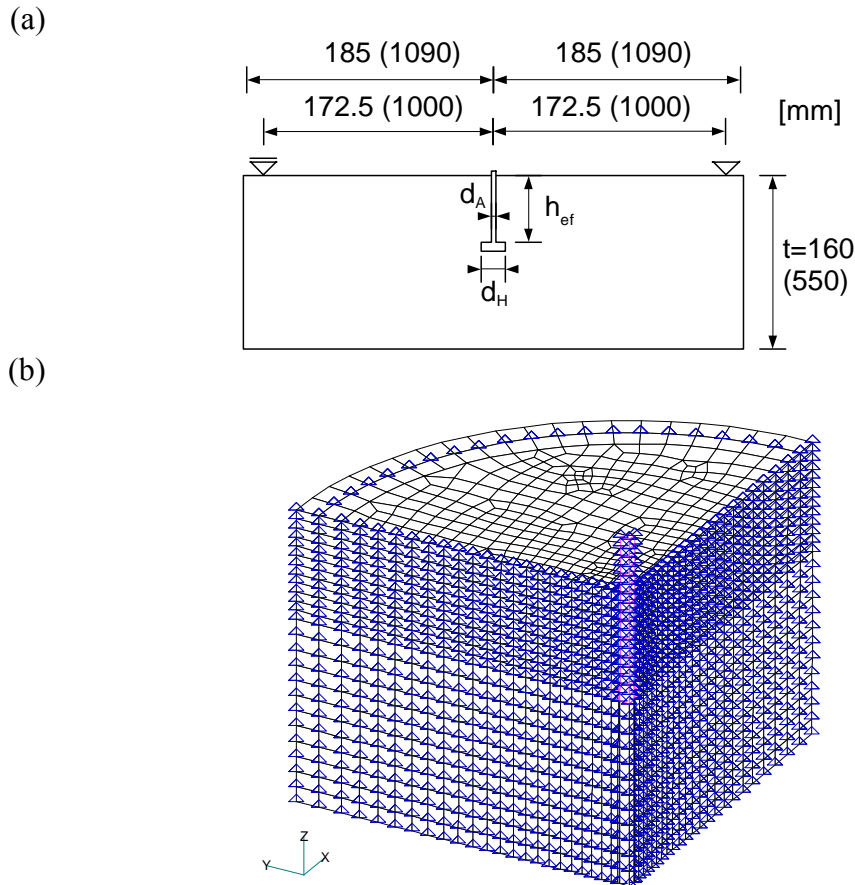


**Bild 113:** Thermisch induzierte Spannungen als Funktion der Temperatur: Ergebnisse der FE-Berechnung im Vergleich mit Versuchsdaten von Ehm [4].

#### 5.4.2. Kopfbolzen unter Brandbeanspruchung

Das Verhalten von auf Zug belasteten Kopfbolzen in einem Betonblock unter Brandbeanspruchung wurde numerisch untersucht. Dabei wurde die obere Seite des Betonblocks dem Feuer ausgesetzt (Seite mit Kopfbolzen, siehe Abb. 114). Die Berechnung besteht aus zwei Teilen. Im ersten Teil wurde eine instationäre dreidimensionale thermische FE Analyse durchgeführt. Die resultierende Temperaturverteilung wurde dann im zweiten Teil der Analyse dazu verwendet, das oben beschriebene thermo-mechanische Modell anzuwenden.

Die Geometrie entspricht im wesentlichen der Geometrie, die in den Versuchen von Reick [36] vorlag. Da jedoch im Versuch der Betonblock (Betonplatte) relativ große Abmessungen hatte, wurde, um Berechnungszeit zu sparen, ein Betonzylinder mit einem Durchmesser von  $d_s = 370 \text{ mm}$  und einer Dicke (wie im Versuch) von  $t = 160 \text{ mm}$  (siehe Abb. 114a) für Verankerungstiefen  $h_{ef} = 50$  und  $100 \text{ mm}$ , bzw.  $d_s = 2180$  und  $t = 550 \text{ mm}$  für die Verankerungstiefe  $150 \text{ mm}$  verwendet. Die Diskretisierung mit achtknotigen räumlichen Finiten Elementen ist in Bild 114b. dargestellt. Es wurde nur ein Viertel modelliert, d.h. die Doppelsymmetrie wurde ausgenutzt. Um annäherungsweise die gleichen Randbedingungen wie im Versuch zu realisieren, wurden die äußeren zwei vertikalen Reihen der Elemente linearelastisch angenommen. Die obere (erhitzte) Seite des Betonkörpers wurde ringförmig (Durchmesser  $345$  bzw.  $2000 \text{ mm}$ ) in vertikaler Richtung festgehalten. Die thermischen und mechanischen Eigenschaften des Betons, die in der Analyse verwendet wurden, sind in Tabelle 19 zusammengefasst. Um das Versagen des Bolzens auszuschließen, wurde den Stahlelementen linearelastisches Materialverhalten zugewiesen.



**Bild 114:** (a) Geometrie des Probekörpers (die geklammerten Werte beziehen sich auf die Verankerungstiefe von 150 mm) und (b) FE Diskretisierung des Betonblocks.

Isothermische Eigenschaften ( $T = 20^\circ\text{C}$ )	Beton	Stahl
Elastizitätsmodul $E$ [MPa]	28000	200000
Querdehnzahl $\nu$	0.18	0.34
Zugfestigkeit $f_t$ [MPa]	2.50	L.E.
Einachsige Druckfestigkeit $f_c$ [MPa]	21.25	L.E.
Bruchenergie $G_F$ [Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0.07	
Wärmeleitfähigkeit $\lambda$ [W/(mK)]	2.0	53.0
Spezifische Wärmekapazität $c$ [J/(kgK)]	920	470
Dichte $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2300	7850
Wärmeübergangskoeffizient $\alpha$ [W/(m <sup>2</sup> K)]	8.00	99.00

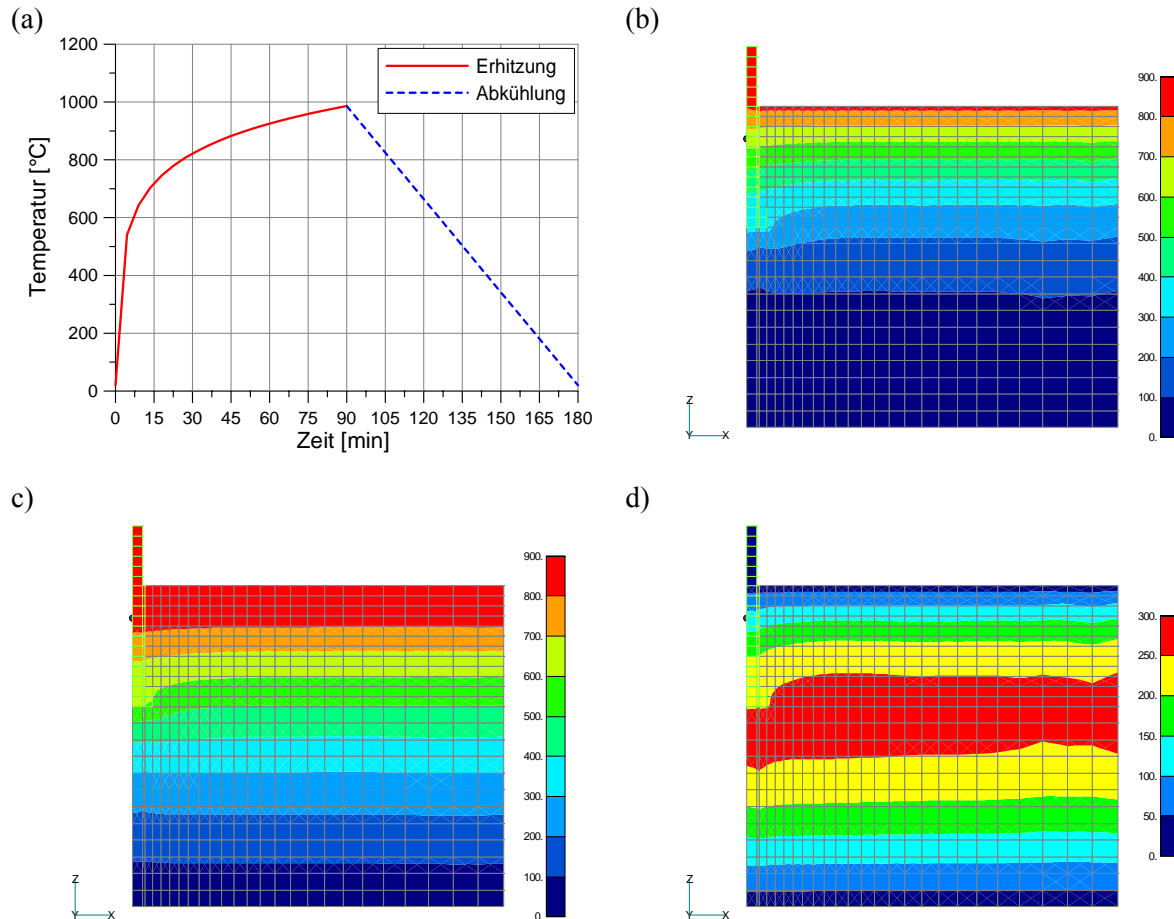
**Tabelle 19:** In der Berechnung verwendete mechanische und thermische Eigenschaften des Betons und des Stahls.

In den Berechnungen wurde die Verankerungstiefe variiert:  $h_{ef} = 25 \text{ mm}$  ( $d_A = 8$  &  $d_H = 13 \text{ mm}$  – siehe Abb. 114a),  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$  ( $d_A = 10$  &  $d_H = 20 \text{ mm}$ ) und  $h_{ef} = 150 \text{ mm}$  ( $d_A = 10$  &  $d_H = 26 \text{ mm}$ ). Zuerst wurde auf den Bolzen die zulässige Last bei Raumtemperatur ( $20^\circ\text{C}$ ) aufgebracht. Im nächsten Schritt wurde die Temperaturbeanspruchung auf der Plattenoberseite (Kopfbolzensseite) des Probekörpers aufgebracht. Die Temperatur der erhitzten Luft (Kopfbolzensseite des Probekörpers) wurde nach ISO 833 (gleichwertig zu DIN 4102 Teil 2) angenommen:

$$T_{Air}(t) - T_{Air}(t_0) = 345 \log(8t + 1) \quad (27)$$

mit  $T_{Air}(t_0)$ : Anfangstemperatur der Luft (in diesem Beispiel Raumtemperatur von 20 °C)  
 $t$ : Zeit in Minuten gemessen von Feuerbeginn.

Bei der Abkühlung wurde angenommen, dass die Lufttemperatur linear bis zur Raumtemperatur abnimmt (siehe Abb. 115a). Die Temperatur der Bodenoberfläche des Probekörpers wurde während des gesamten Vorgangs als konstant (20 °C) angenommen.



**Bild 115:** (a) Angenommene Temperatur-Zeit-Kurve ; Berechnete Temperaturverteilungen für  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$  in °C: (b) nach  $t = 30 \text{ min.}$ ; (c) nach  $t = 90 \text{ min.}$ ; (d) nach  $t = 180 \text{ min.}$  – 90 min. Erhitzung und 90 min. Abkühlung mit linearer Abnahme der Lufttemperatur bis 20 °C.

Um die Zugtragfähigkeit der Kopfbolzen zu untersuchen, wurden die Bolzen folgendermaßen aus dem Betonblock herausgezogen: (i) ohne Erhitzung, (ii) 30 min. nach Anfang der Erhitzung, (iii) 90 min. nach Anfang der Erhitzung und (iv) nach 90 min. Erhitzung und anschließend 90 min. Abkühlung auf 20 °C.

In allen vier Fällen wurden die Kopfbolzen zuerst mit der zulässigen Last belastet ( $h_{ef} = 25 \text{ mm}$ ,  $P_D = 1.5 \text{ kN}$ ;  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ ,  $P_D = 5.7 \text{ kN}$ ;  $h_{ef} = 150 \text{ mm}$ ,  $P_D = 30.0 \text{ kN}$ ). Die Abbildungen 115 b,c,d zeigen die berechneten Temperaturverteilungen im Betonkörper ( $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ ), 30 und 90 Minuten nach Feueranfang sowie nach 90 min. Erhitzung und anschließend 90 min. Abkühlung auf 20 °C. Wie erwartet, ist die Temperatur in der Umgebung des Bolzens, wegen der relativ hohen Wärmeleitfähigkeit des Stahls, etwas höher

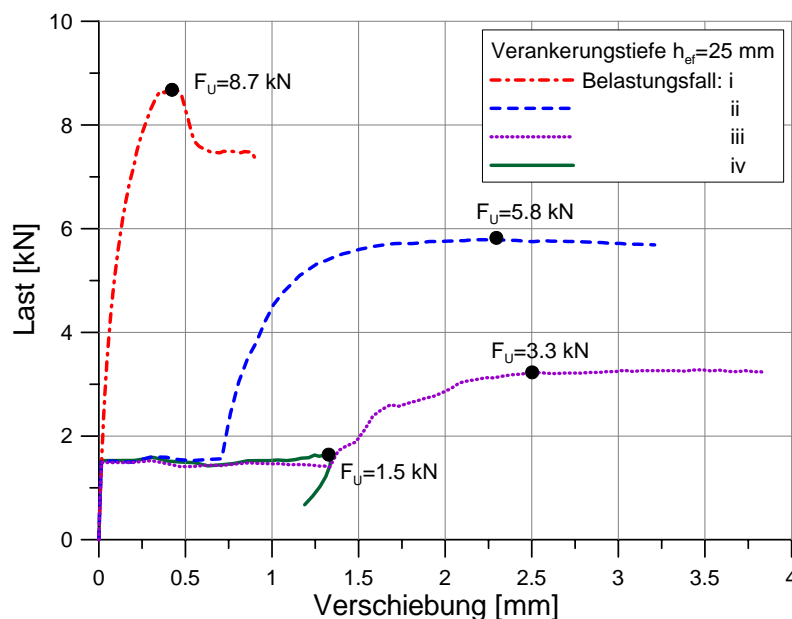
als im Rest des Betonkörpers. Es ist zu erkennen, dass nach der Abkühlung der oberen Betonoberfläche auf Raumtemperatur in der Mitte des Körpers immer noch Temperaturen von etwa 300 °C vorliegen.

Die berechneten Last-Verschiebungskurven für die drei Verankerungstiefen und für die vier Belastungsgeschichten sind in der Abb. 116 - 118 dargestellt. Die Höchstlasten und ihre relativen Werte sind in Tabelle 20 zusammengestellt. Die relative Tragfähigkeit ist als Verhältnis zwischen der berechneten Tragfähigkeit und der Ausziehtragfähigkeit im unerhitzten Beton definiert. In Abb. 119 ist für alle Verankerungstiefen und für alle Belastungsgeschichten der relative Widerstand als Funktion der Verankerungstiefe und in der Abb. 120 der relative Widerstand als Funktion der Zeit gezeigt. In Abb. 119 sind für die dritte Belastungsgeschichte die verfügbaren Versuchsergebnisse [36] sowie die Bemessungsvorschrift nach CEN/TC 250 [37] für die Befestigungen unter Feuerbeanspruchung für den Versagensfall Betonausbruch:

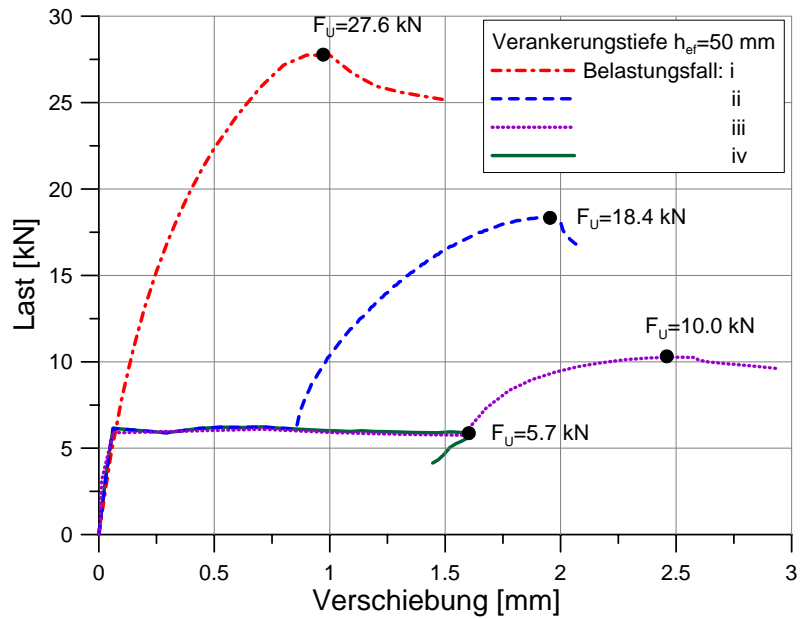
$$N_{Rk,c,fi(90)}^0 = \frac{h_{ef}}{200} \cdot N_{Rk,c}^0 \quad (28)$$

$$N_{Rk,c}^0 = 0,75 \cdot \left( 15,5 \sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1,5} \right)$$

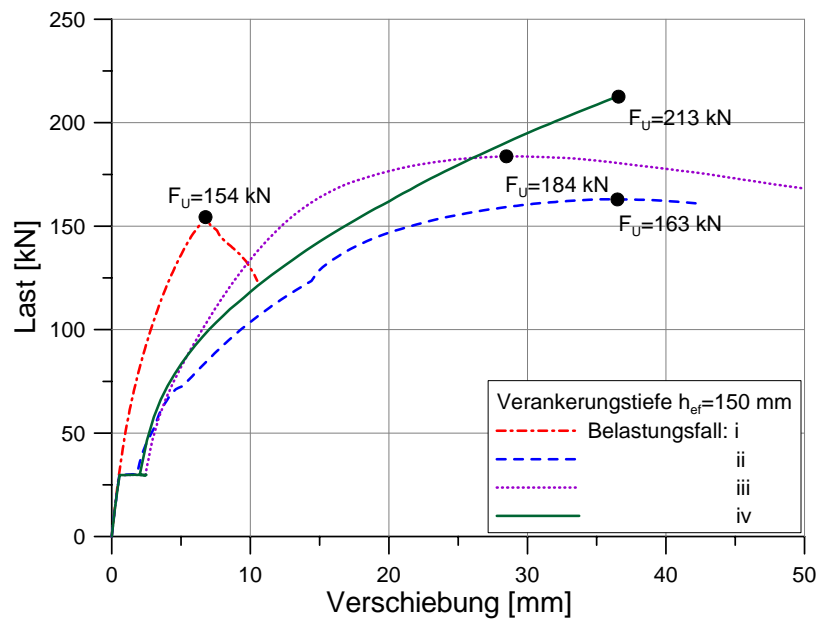
mit dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die berechneten Ergebnisse gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen. Weiterhin ist zu sehen, dass die Bruchlasten nach der Gleichung (28) deutlich auf der sicheren Seite liegen. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung sowie die Versuchsergebnisse stimmen für kleine Verankerungstiefen ( $h_{ef} \leq 50$  mm) relativ gut mit der Gleichung (28) überein. Demgegenüber liegen die numerischen Ergebnisse für größere Verankerungstiefen ( $h_{ef} = 150$  mm) deutlich über der Gleichung (28). Dies liegt daran, dass die Gleichung (28) auf der Arbeit von Reick [36] basiert. In dieser Arbeit wurden die Versuche nur für relativ geringe Verankerungstiefen durchgeführt. Weiterhin wurden in numerischen Untersuchungen von Reick [36] die nichtelastischen Dehnungen, die bei der Erhitzung des Betons stattfinden, nicht berücksichtigt, sondern es wurde nur mit der Abnahme der mechanischen Eigenschaften des Betons berechnet.



**Bild 116:** Berechnete Last-Verschiebungskurven für die untersuchten Belastungsgeschichten für die Verankerungstiefen von  $h_{ef} = 25$  mm.



**Bild 117:** Berechnete Last-Verschiebungskurven für die untersuchten Belastungsgeschichten für die Verankerungstiefe von  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ .



**Bild 118:** Berechnete Last-Verschiebungskurven für die untersuchten Belastungsgeschichten für die Verankerungstiefen von  $h_{ef} = 150 \text{ mm}$ .

Verankerungstiefe $h_{ef}$ [mm]	Höchstlast $P_U$ [kN] Für die Belastungsgeschichte				Relative Resttragfähigkeit $P_U/P_U(t=0)$ Für die Belastungsgeschichte			
	(i)	(ii)	(ii)	(iv)	(i)	(ii)	(ii)	(iv)
25	8.8	5.8	3.3	1.5	1.0	0.66	0.36	0.17
50	27.6	18.4	10	5.7	1.0	0.66	0.36	0.21
150	154.4	162.8	184.0	213.0	1.0	1.06	1.19	1.38

**Tabelle 20:** Zusammenfassung der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen.

Infolge der durch die thermische Belastung hervorgerufene Schädigung wird die Zugtragfähigkeit der Kopfbolzen, wie erwartet, deutlich reduziert. Es ist zu erkennen, dass mit steigender Temperatur sowohl die Höchstlast als auch die Steifigkeit abnehmen. Weiterhin nimmt die Verschiebung bei Höchstlast deutlich zu, wenn der Betonkörper dem Feuer ausgesetzt wird. Im Vergleich zur Anfangstragfähigkeit ( $t = 0$  und  $T_{Air} = 20$  C) zeigt sich die größte Abnahme der Tragfähigkeit bei der kleinsten Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 25$  mm) und für die vierte Belastungsgeschichte (90 min. Erhitzung folgend mit 90 min. Abkühlung). Dies gilt jedoch nicht für alle Verankerungstiefen. Wie aus Abb. 117 zu erkennen ist, verhalten sich Kopfbolzen mit großer Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 150$  mm) deutlich anders als Kopfbolzen mit kleiner Verankerungstiefe. In diesem Fall wurde nämlich bei der Erhitzung keine Abnahme der Tragfähigkeit beobachtet und für den Fall mit der Abkühlung war die relative Tragfähigkeit sogar größer als im Fall ohne Temperaturbeanspruchung.

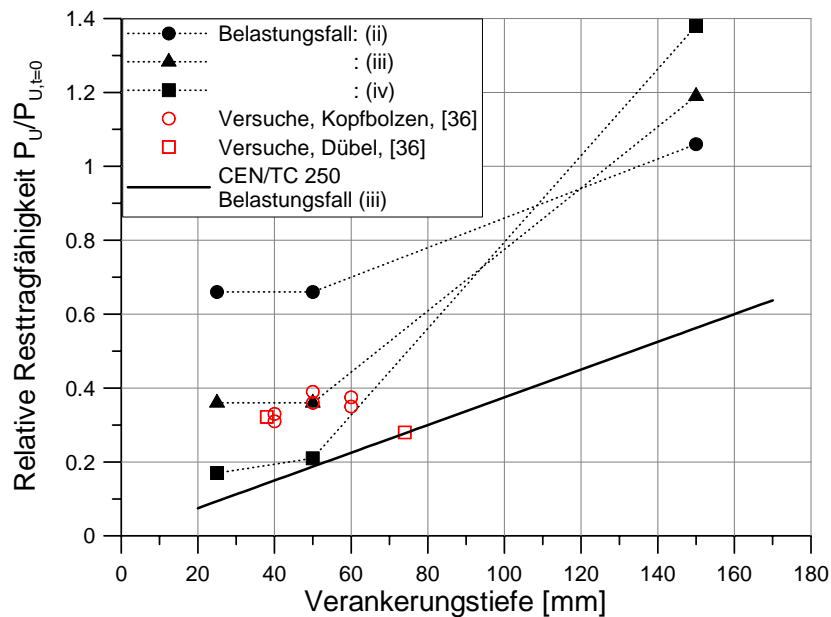


Abb. 119: Relative Ausziehtragfähigkeit als Funktion der Verankerungstiefe.

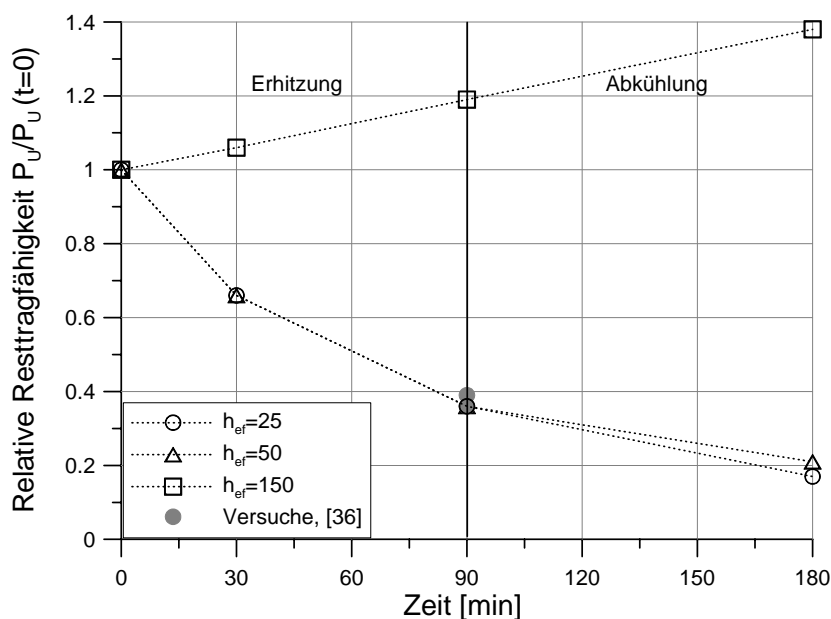
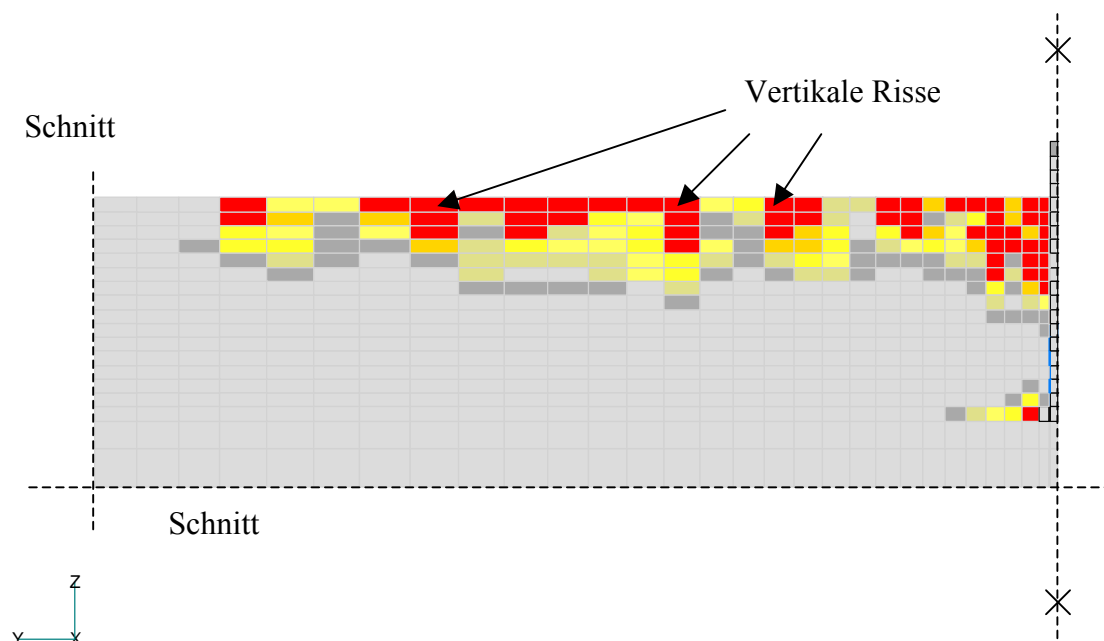


Abb. 120: Relative Ausziehtragfähigkeit als Funktion der Temperatur.

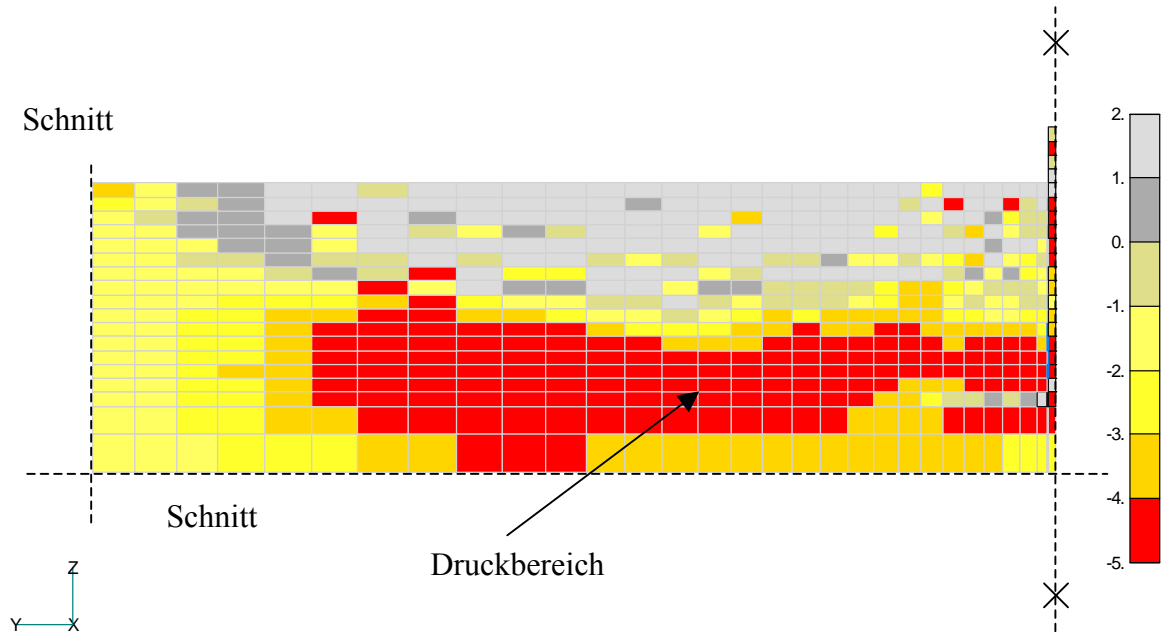


Für relativ kleine Verankerungstiefen liegt der Bolzen mit seiner ganzen Länge im Bereich der sehr hohen Temperaturen, in dem der Beton nahezu völlig zerstört ist. Der extremste Fall wurde für Verankerungstiefen  $h_{ef} = 25$  und  $50$  mm bei der vierten Belastungsgeschichte beobachtet. Dabei ist die Versagenslast kleiner als die zulässige Last (siehe Abb. 116, 117), d.h. der Bolzen versagt während der Abkühlung. Die Ursachen dafür sind die irreversiblen thermischen Dehnungen, die im Betonkörper während der Abkühlung große Spannungen und Schädigungen hervorrufen. Diese Schädigungen führen in Verbindung mit der Abnahme der mechanischen Betoneigenschaften bei hohen Temperaturen zur größten Abnahme der Ausziehtragfähigkeit. Um die Auswirkung der thermischen Dehnungen zu verdeutlichen, ist in Abb. 121 die Schädigung des Betonkörpers (rote Bereiche) für  $h_{ef} = 150$  mm gezeigt. Der Körper wurde nur erhitzt und anschließend, nach der vierten Belastungsgeschichte, abgekühlt. Im Bild sind die maximalen Hauptzugdehnungen des mechanischen Dehnungstensors dargestellt. Die vertikal verlaufenden Risse, die als Folge der Abkühlung auftreten, sind deutlich zu erkennen.

Bei den größeren Verankerungstiefen ( $h_{ef} = 150$  mm) liegt der Kopf des Bolzens in der Zone niedriger Temperaturen, wo der Beton weniger beschädigt ist. Weiterhin entstehen wegen der großen thermischen Dehnungen in der Höhe des Kopfes relativ große Druckspannungen senkrecht zur Achse des Bolzens. Diese führen zu einer Zunahme der Tragfähigkeit. Um dies zu illustrieren, sind in Abb. 122 die Spannungen  $\sigma_{yy}$  für  $h_{ef} = 150$  mm nach der Abkühlung des Betons ( $t = 180$  min) dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich der Bolzenkopf in der Druckzone befindet. Dieses erklärt warum die Tragfähigkeit des Bolzens nach der Abkühlung zunimmt. Wie schon oben erwähnt, dieser Effekt wurde in der Gleichung (28) nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund ist die Gleichung (28) für größere Verankerungstiefen zu konservativ.

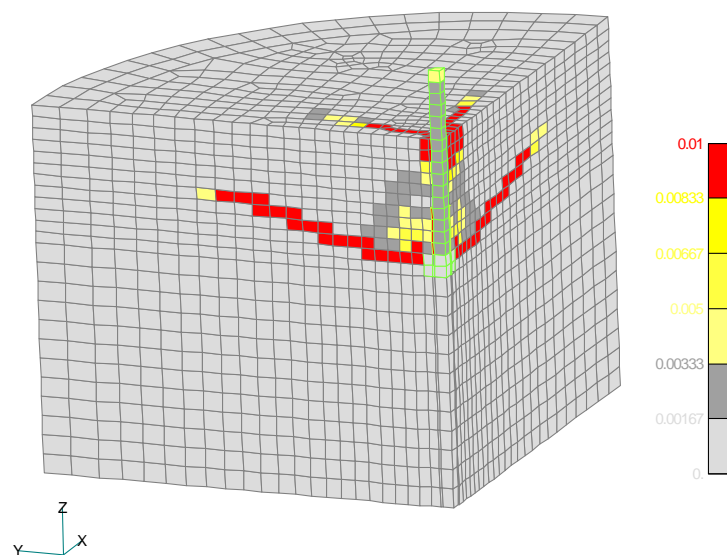


**Bild 121.** Beschädigte Zone im Ausschnitt des Betonkörpers ( $h_{ef} = 150$  mm) nach Erhitzung und Abkühlung – maximale Hauptzugdehnungen des mechanischen Dehnungstensors.

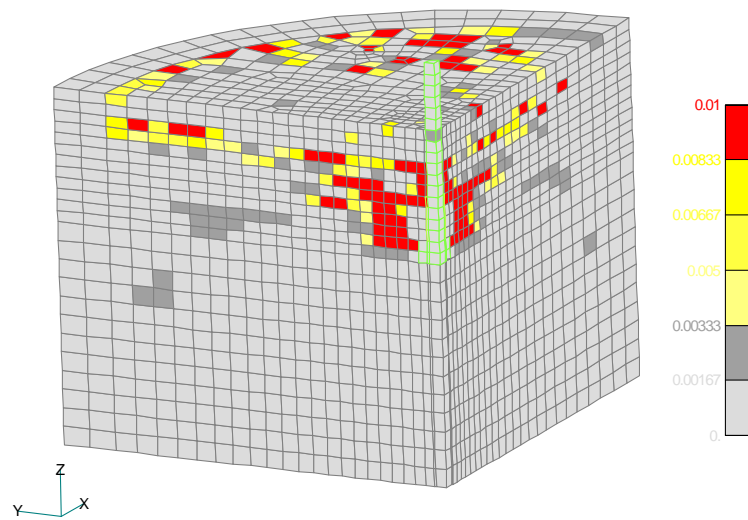


**Bild 122:** Verteilung der Spannungen  $\sigma_{yy}$  nach Erhitzung und Abkühlung – Ausschnitt des Betonkörpers ( $h_{ef} = 150 \text{ mm}$ ).

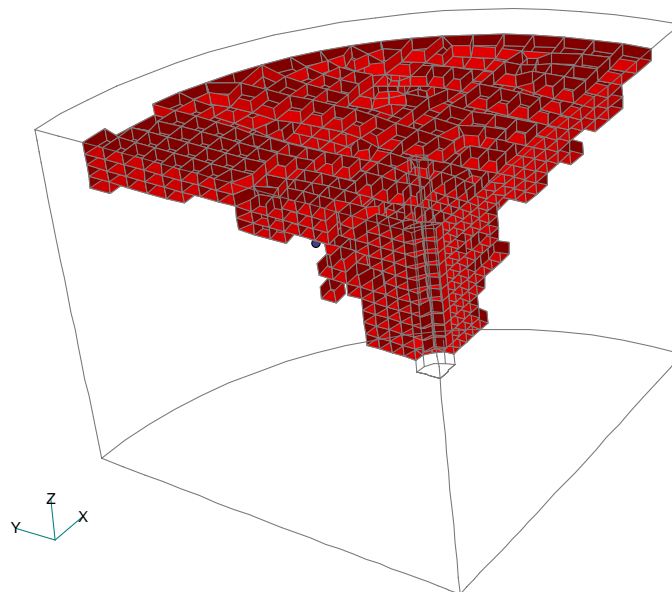
In Abb. 123 ist die typische Rissbildung (Hauptdehnungen der mechanischen Dehnungstensor) für einen Probekörper bei Raumtemperatur ( $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ ) dargestellt. Abb. 124 zeigt die Rissbildung für einen Bolzen mit  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ , der aus dem erhitzten Betonkörper herausgezogen wurde (dritte Belastungsgeschichte). Es ist zu erkennen, dass sich für den nichterhitzten Probekörper ein seitlicher Ausbruchkegel bildet. Der Riss beginnt am Kopf des Bolzens und breitet sich unter einem mittleren Winkel von etwa  $35^\circ$ , gemessen von der horizontalen Achse, aus. Im Gegenteil dazu ist die Neigung des Ausbruchkegels beim erhitzten Beton deutlich steiler. Sobald sich der Riss jedoch der Betonoberfläche nähert, wo der Beton stark geschädigt ist, verläuft er praktisch horizontal. Der zugehörige Ausbruchkegel ist in Abb. 125 dargestellt. Die geschilderten Beobachtungen stimmen gut mit den Versuchsergebnissen überein.



**Bild 123:** Typische Rissbildung für  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ , unerhitzter Körper.



**Bild 124:** Typische Rissbildung für  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ , nach einem Feuer von 90 min. (Belastungsgeschichte (iii)).



**Bild 125:** Ausbruchkegel für  $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ , Körper nach einer Feuerdauer von 90 min - Belastungsgeschichte (iii).

## 5.5. Zusammenfassung

Es wurde ein instationäres drei-dimensionales thermo-mechanisches Modell für Beton dargestellt. In dem Modell erfolgt die Bestimmung der Temperaturverteilung unter Verwendung der drei-dimensionalen instationären thermischen FE Analyse (direkte Integrationsmethode). Die thermischen Eigenschaften des Betons werden als konstant und

unabhängig von der Spannungs-Dehnungsverteilung angenommen. In dem thermo-mechanischen Modell wurde die gesamte Dehnung in die mechanische Dehnung, freie thermische Dehnung und die lastinduzierte thermische Dehnung zerlegt. Die mechanische Dehnungskomponente basiert auf dem temperaturabhängigen „Microplane“ Modell für Beton [3]. Die Abhängigkeit zwischen den makroskopischen Betoneigenschaften (Elastizitätsmodul, Zug- & Druckfestigkeit und Bruchenergie) und der Temperatur wird aus bekannten Versuchsergebnissen entnommen. Die freie thermische Dehnung, die spannungsunabhängig ist, wurde nach dem Vorschlag von Nielsen et al. [38] berechnet. Für die Berechnung der lastinduzierten thermischen Dehnung wurde das bi-parabolische Modell von Nielsen et al. [35] verwendet. Es wurde angenommen, dass die gesamten lastinduzierten thermischen Dehnungen irreversibel sind, d.h. die Kriechkomponente wird vernachlässigt. Das Modell wurde in das drei-dimensionale FE Programm MASA implementiert.

Um das Modell und dessen Implementierung zu überprüfen, wurden zwei Beispiele aus der Literatur nachgerechnet. Im ersten Beispiel, in dem ein Betonzylinder auf Druck belastet wurde, wurden die lastabhängigen und die lastunabhängigen thermischen Dehnungen berechnet. Im zweiten Beispiel wurden die thermisch induzierten Spannungen in einem Betonprisma nachgerechnet. In beiden Beispielen stimmen die Ergebnisse der numerischen Analyse mit den Versuchsergebnissen gut überein.

In weiteren Studien wurde das Verhalten von auf Zug beanspruchten Kopfbolzen unter Brandbeanspruchung analysiert. In den Untersuchungen wurde angenommen, dass das Verhalten des Stahls linearelastisch ist. Für die untersuchte Geometrie des Betonkörpers wurden drei-dimensionale instationäre thermische FE Analysen für drei Verankerungstiefen und für vier Belastungsgeschichten durchgeführt. Anschließend wurde für jede thermische Belastungsgeschichte der Kopfbolzen aus dem Betonblock herausgezogen. Die Berechnungen zeigen, dass die Tragfähigkeit der Kopfbolzen deutlich abnehmen kann, wenn sie einer Brandbeanspruchung ausgesetzt sind. Die größte Abnahme der Tragfähigkeit wurde für Kopfbolzen mit relativ kleinen Verankerungstiefen beobachtet. Die Abnahme ist besonders groß, wenn der Betonkörper zuerst erhitzt und dann abgekühlt wird. In diesem Fall ist die Tragfähigkeit für kleine Verankerungstiefen sogar kleiner als die zulässige Last bei Raumtemperatur. Diese Ergebnisse stimmen mit Versuchsergebnissen gut überein.

Die numerischen Untersuchungen zeigen, dass sich unter Temperaturbeanspruchung Kopfbolzen mit großen Verankerungstiefen ( $h_{ef} \geq 150$  mm) deutlich anders verhalten als Kopfbolzen mit kleinen Verankerungstiefen. Es zeigt sich, dass für diese Verankerungstiefe die Traglast der Bolzen bei Brandbeanspruchung nicht abnimmt, sondern sie steigt nach der Abkühlung an und wird sogar größer als vor der Erhitzung.

Die Bemessungsgleichung nach CEN/TC 250 [37] zeigt nur für relativ kleine Verankerungstiefen eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen. Für größere Verankerungstiefe ist diese Gleichung zu konservativ.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass weitere Berechnungen notwendig sind, um das Verhalten von Kopfbolzen unter Brandbeanspruchungen besser zu verstehen. Dabei sind insbesondere Gruppen und Befestigungen am Rand zu untersuchen. Das hier dargestellte Modell stellt dabei ein nützliches Werkzeug zur Untersuchung des Verhaltens verschiedener Bauteile unter Brandbeanspruchung dar.

## 6. Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht werden Befestigungen mit Gerüstankern bzw. mit Kopfbolzen mit großer Verankerungstiefe und/oder großen Köpfen numerisch untersucht. Ziel der Untersuchung war festzustellen, ob eine 3D FE-Analyse in der Lage ist, die Ergebnisse von Versuchen mit diesen Befestigungen realistisch abzubilden. Die numerischen Untersuchungen wurden mit dem 3D FE-Programm MASA [2,3] durchgeführt. Als Materialmodell für den Beton wird das sog. Microplane Model verwendet. Zur Gewährleistung von Ergebnissen, die unabhängig von der Netzgeometrie sind, wird eine auf der nicht-linearen Bruchmechanik basierende Strategien verwendet, die modifizierte Rissband-Methode.

In Abschnitt 2 wurden die an der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Stuttgart (FMPA) durchgeführten Versuche mit MEVA Gerüstankern 15/M24 [6] nachgerechnet. Dieser typische Gerüstanker weist einen Schaft mit veränderlichem Durchmesser und einem sehr großen Kopf auf. Die Verankerungstiefe beträgt  $h_{ef} = 160$  mm bzw. 210 mm. Es wurden Zugversuche, Querzugversuche mit Belastung zur Kante hin und Schrägzugversuche gefahren. Der Bruch erfolgte in allen Fällen durch Versagen des Betons (Betonausbruch bzw. Betonkantenbruch). Die Ergebnisse der numerischen Analyse stimmen i. a. gut mit den Versuchsergebnissen überein. Allerdings betragen die numerisch ermittelten Höchstlasten in Schrägzugversuchen mit  $\alpha = 45^\circ$  und  $\alpha = 60^\circ$  (überwiegend Querzug) nur ca. 80 % der im Versuch gemessenen Höchstlasten. Dies liegt vermutlich daran, dass die teilweise Einspannung der Gerüstanker in der Zuglasche nicht ausreichend genau modelliert wurde.

Abschnitt 3 enthält eine numerische Parameterstudie zum Verhalten von Gerüstankern unter Zug- und Querzugbeanspruchung. Bei Zugbeanspruchung wurden die Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 160$  mm und  $h_{ef} = 210$  mm) sowie der Randabstand ( $c/h_{ef} = 0.5$  bis 3.0) variiert. Bei Querzugbeanspruchung zur Bauteilkante hin wurden der Randabstand ( $c = 80$  mm bis 420 mm), die Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 160$  mm und 210 mm) sowie die Einspannung der Bolzen in der Querzuglasche (gelenkig angeschlossen bzw. eingespannt) variiert. In allen Fällen wurden zum Vergleich übliche Kopfbolzen berechnet.

Die für zugbeanspruchte Gerüstanker berechneten Ausbruchlasten stimmen gut mit den Rechenwerten nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen überein. Dies gilt für Verankerungen am Bauteilrand bzw. mit großem Randabstand. Die Verformungen bei Höchstlast sind deutlich geringer und das Versagen ist deutlich spröder als bei üblichen Kopfbolzen mit gleicher Verankerungstiefe. Dies ist auf den sehr großen Kopf der Gerüstanker zurückzuführen, wodurch ein Schlupf des Kopfes nahezu ausgeschlossen wird. Demgegenüber wird bei üblichen Kopfbolzen wegen der hohen Pressungen unter dem Kopf ein wesentlicher Teil der Verschiebungen durch den Schlupf des Kopfes hervorgerufen.

Bei Querzugbeanspruchung zur Bauteilkante hin hängt die Betonkantenbruchlast wesentlich von der Lagerung des Bolzens in der Querzuglasche ab. Nimmt man eine Einspannung des Bolzens in der Zuglasche an, ergeben sich im Durchschnitt ca. 80 % höhere Ausbruchlasten als bei gelenkiger Lagerung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer Einspannung der steifere Bolzen die Last tiefer in den Beton einleitet und daher mehr Beton aktiviert wird. Der wesentliche Einfluss der Lagerung des Bolzens in der Ankerplatte wurde auch von Hofmann [7] in experimentellen und numerischen Untersuchungen mit Verbunddübeln gefunden. Weiterhin hat die Abstützungsweite der eingeleiteten Querlast einen Einfluss auf die Bruchlast. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass in Prüfvorschriften die Verbindung der zu prüfenden Bolzen mit der Querzuglasche genau beschrieben werden muss.

Die in [1] bzw. [7] angegebenen Gleichungen zur Berechnung der mittleren Betonkantenbruchlast gelten für eine nahezu gelenkige Lagerung der Bolzen in der Querszuglasche. Daher wurden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen mit gelenkig angeschlossenen Bolzen mit den Rechenwerten nach [1] bzw. [7] verglichen. Die numerisch ermittelten Bruchlasten für die Gerüstanker stimmen ausreichend genau mit den Rechenwerten nach [7] überein, wenn als Durchmesser der Konusdurchmesser an der Bauteiloberfläche und als Einflusslänge die Verankerungstiefe angenommen werden. Ein Vergleich mit den für Kopfbolzen erhaltenen Ergebnissen zeigt, dass die in [7] vorgeschlagene Gleichung den Einfluss des Durchmessers und der Verankerungstiefe konservativ erfasst. Demgegenüber überschätzt die in [1] angegebene Gleichung deutlich den Einfluss des Bolzendurchmessers.

Die Ergebnisse der Untersuchungen im Abschnitt 3 demonstrieren, dass die Bemessung von Gerüstankern mit einer Form ähnlich dem MEVA-Gerüstanker nach dem CC-Verfahren für Kopfbolzen erfolgen kann. Dabei ist bei der Bemessung gegenüber Betonkantenbruch die in [7] vorgeschlagene Gleichung zu verwenden. Als Bolzendurchmesser ist der Konusdurchmesser an der Bauteiloberfläche und als Einflusslänge die Verankerungstiefe einzusetzen.

Abschnitt 4 enthält numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Kopfbolzen mit großer Verankerungstiefe und/oder großem Kopf unter Zugbeanspruchung (großer Randabstand) sowie Querszugbeanspruchung zur Bauteilkante hin. Die Rechenergebnisse wurden mit vorhandenen Versuchsergebnissen verglichen.

Bei Zugbeanspruchung von Kopfbolzen mit kleinen Köpfen stimmen die berechneten Ausbruchlasten gut mit den Werten nach dem CC-Verfahren überein, das auf der linearen Bruchmechanik beruht. Mit zunehmender Kopfgröße, d. h. abnehmender Pressung unter dem Kopf bei konstanter Zuglast steigen die Bruchlasten an und der Maßstabeffekt nimmt ab, weil die Schädigung des Betons unter dem Kopf geringer wird und sich die Form des Ausbruchkegels ändert. Der numerisch gefundene Anstieg der Betonausbruchlast mit zunehmender Kopfgröße ist allerdings größer als in Versuchen beobachtet wurde. Der Grund dafür soll in weiteren numerischen Untersuchungen geklärt werden. Es wird vorgeschlagen, den Einfluss der Kopfgröße auf die Betonausbruchlast durch Erweiterung der Gleichung (1) mit einem zusätzlichen Faktor zu berücksichtigen.

Mit zunehmender Kopfgröße steigt der Durchmesser des Ausbruchkegels an. Dies wirkt sich ungünstig auf die Bruchlast von Gruppen bzw. Befestigungen am Rand aus. Daher sind zusätzliche numerische und experimentelle Untersuchungen erforderlich, wenn der positive Einfluss der Kopfgröße auf die charakteristische Betonausbruchlast berücksichtigt werden soll.

Bei Querszugbeanspruchung wurden die in den Versuchen [9] mit dicken Kopfbolzen ( $d = 63.5$  mm bis  $88.9$  mm) mit großer Verankerungstiefe ( $h_{ef} = 635$  mm und  $889$  mm) vorliegenden Randabstände ( $c = 229$  mm bis  $762$  mm) modelliert. In den experimentellen und numerischen Untersuchungen erfolgte das Versagen durch einen Betonkantenbruch. Die numerisch ermittelten Bruchlasten stimmen brauchbar mit den Versuchswerten überein. Bei dem untersuchten Randabstand ( $c = 508$ ) war kein wesentlicher Einfluss des Bolzendurchmessers und der Verankerungstiefe auf die Betonkantenbruchlast vorhanden. Die experimentell und numerisch ermittelten Bruchlasten stimmen ausreichend genau mit den Rechenwerten nach dem Vorschlag [7] überein. Demgegenüber liefert die in [1] angegebene

Gleichung deutlich zu hohe Bruchlasten, weil diese Gleichung den Einfluss des Durchmessers und der Verankerungstiefe auf die Betonkantenbruchlast überschätzt.

In Abschnitt 5 wurde ein instationäres drei-dimensionales thermo-mechanisches Modell für Beton dargestellt. In dem Modell erfolgt die Bestimmung der Temperaturverteilung unter Verwendung der drei-dimensionalen instationären thermischen FE Analyse (direkte Integrationsmethode). Die thermischen Eigenschaften des Betons werden unabhängig von der Spannungs-Dehnungsverteilung angenommen. Die Abhängigkeit zwischen den makroskopischen Betoneigenschaften (Elastizitätsmodul, Zug- & Druckfestigkeit und Bruchenergie) und der Temperatur wird aus bekannten Versuchsergebnissen entnommen. Den Dehnungen des mechanischen Dehnungssensors wurden freie thermische Dehnungen und Last induzierte thermische Dehnungen hinzugefügt.

Um die Gültigkeit des Modell zu überprüfen, wurden zwei Beispiele aus der Literatur nachgerechnet. Es wurde bestätigt, dass das Modell in der Lage ist, die Versuchsergebnisse unter hohen Temperaturen realistisch abzubilden. In weiteren Studien wurde das Verhalten von auf Zug beanspruchten Kopfbolzen unter Brandbeanspruchung analysiert. Für die untersuchte Geometrie des Betonkörpers wurden drei-dimensionale instationäre thermische FE Analysen für drei Verankerungstiefen und für vier Belastungsgeschichten durchgeführt. Anschließend wurde für jede thermische Belastungsgeschichte der Kopfbolzen aus dem Betonblock herausgezogen, bis der Betonbruch erfolgte. Die Berechnungen zeigen, dass die Betonausbruchlast von Kopfbolzen deutlich abnehmen kann, wenn sie einer Brandbeanspruchung ausgesetzt sind. Die größte Abnahme der Tragfähigkeit wurde für Kopfbolzen mit relativ kleinen Verankerungstiefen ( $h_{ef} \leq 50$  mm) beobachtet. Die Abnahme ist besonders groß, wenn der Betonkörper zuerst erhitzt und dann abgekühlt wird. In diesem Fall wird die Tragfähigkeit für kleine Verankerungstiefen sogar kleiner als die zulässige Last bei Raumtemperatur. Bei Verankerungstiefen  $h_{ef} \geq 150$  mm ergibt sich keine Abnahme der Betonausbruchlast.

Es kann festgestellt werden, dass weitere Berechnungen und Versuche notwendig sind, um das Verhalten von Kopfbolzen unter Brandbeanspruchungen besser zu verstehen. Insbesondere sollte das Verhalten von Gruppenbefestigungen mit großem Randabstand sowie Einzelbefestigungen am Rand untersucht werden. Dabei stellt das hier dargestellte Modell ein nützliches Werkzeug zur Untersuchung des Verhaltens verschiedener Bauteile unter Brandbeanspruchung dar.

Zusammenfassend zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass das Verhalten von Befestigungen unter Zug-, Querkzug- und Schrägzugbelastung mit ausreichender Genauigkeit für praktische Anwendungen numerisch ermittelt werden kann, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

- a) Das verwendete FE-Programm muss geeignet sein. Es muss i. A. möglich sein, dreidimensionale Berechnungen an beliebigen Strukturen durchzuführen. Das verwendete Materialmodell für Beton muss für beliebige Dehnungsverhältnisse realistische Ergebnisse liefern. Weiterhin muss das FE-Modell auf der nichtlinearen Bruchmechanik beruhen, Algorithmen enthalten, um Ergebnisse zu liefern, die nahezu unabhängig von der Elementierung (Größe und Orientierung der Elemente) sind.

- b) Bei der Analyse von Stahlbetonkonstruktionen muss das FE-Modell den Verbund zwischen Betonstahl und Beton realistisch modellieren. Dies ist besonders wichtig, wenn sog. D-Bereiche untersucht werden.
- c) Die Untersuchungen müssen von einem Ingenieur durchgeführt werden, der ausreichende Erfahrungen mit der nichtlinearen FE-Analyse von Beton- oder Stahlbetonstrukturen hat.

Auch bei Einhaltung der Bedingungen a), b) und c) ist es in der Regel erforderlich, Versuche durchzuführen, um die Ergebnisse der numerischen Analyse zu überprüfen. Allerdings kann die Zahl dieser Versuche gegenüber eine Aussage, die nur auf Experimenten beruht, wesentlich reduziert werden.



## Literatur

- [1] *Eligehausen, R. und Mallée, R.:* Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [2] *Ožbolt, J.:* **MASA – MA**croscopic **S**pace **A**nalysis. Bericht zur Beschreibung des FE Programmes MASA. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1996.
- [3] *Ožbolt, J., Li, Y.-J. und Kožar, I.:* Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint. *International Journal of Solids and Structures*. 38: 2683-2711, 2001.
- [4] *Ehm, C.:* Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. PhD thesis, Heft 71, IBMB, TU Braunschweig, Germany, 1986.
- [5] *Thelandersson, S.:* Modelling of combined thermal and mechanical action in concrete. *Journal of Engineered Mechanics*, 113(6), 1987.
- [6] Prüfungsbericht 24-21151. 1996. Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von MEVA-Kletterkonus 15/M24. Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut, Stuttgart.
- [7] *Hofmann, J.:* *Kopfbolzen unter Querbeanspruchung*. Dissertation. Universität Stuttgart, Stuttgart, 2003.
- [8] ACI Standard 349-01/349R-01. Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures and Commentary (*ACI 349R-01*), 2001.
- [9] KEPRI & KOPEC. Internal Report on: Pre-tests for Large-sized Cast-in-place Anchors. Korea, 2003.
- [10] *Thelandersson, S.:* On the multiaxial behaviour of concrete exposed to high temperature. *Nuclear Engineering and Design*, 75, 1982.
- [11] *Schneider, U.:* Properties of Materials at High Temperatures, Concrete, 2nd. Edition. RILEM Technical Comitee 44-PHT, Technical University of Kassel, Kassel, Germany, 1986.
- [12] *Schneider, U.:* Concrete at High Temperatures – A General Review. *Fire Safety Journal*, V.13, 1988.
- [13] *Khoury, G. A., Grainger, B. N. und Sullivan P. J. E.:* Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimens and behaviour of individual constituents. *Magazine of concrete research*, 37(132), 1985a.
- [14] *Bazant, Z. P. und Kaplan, M. F.:* Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models. Longman, Harlow, Essex, England, 1996.
- [15] *Terro, M. J.:* Numerical modelling of the behaviour of concrete structures in fire. *ACI Structures Journal*, 95(2), 1998.
- [16] *Gawin, D., Majorana, C. E. und Schrefler, B. A.:* Numerical Analisis of hygro-thermal behaviour and damage of concrete at high temperatures. *Mech. Cohes.-Frict. Mater.*, 4, 1999.
- [17] *Pearce C. J., Bićanić, N. und Nielsen, C.:* A transient thermal creep model for concrete. *Computational Modeling of Concrete Structures*, Sweets & Zeitlinger, Lisse, 2003.
- [18] *Stabler, J.:* Computational modelling of thermomechanical damage and plasticity in concrete. PhD thesis, The University of Queensland, Australia, 2000.

- [19] *Belytschko, T., Liu, W.K. und Moran, B.:* Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. John Wiley & Sons Ltd., 2001.
- [20] *Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E. und Witt, R.J.:* Concepts and Applications of Finite Element Analysis, 4<sup>th</sup> edition. John Wiley & Sons, Inc., 2002.
- [21] *Taylor, G.I.:* Plastic strain in metals. Journal of the Institute of Metals, London, 62, 307-324., 1938.
- [22] *Batdorf, S.B. und Budianski, B.:* A mathematical theory of plasticity based on the concept of slip. Technical Note No. 1871, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C., 1949.
- [23] *Bažant, Z.P. und Gambarova, P.:* Crack shear in concrete: Crack band microplane model. Journal of Engineering. Mechanics, ASCE, 110, 2015-2035., 1984.
- [24] *Bažant, Z.P. und Prat, P.C.:* Microplane model for brittle-plastic material - parts I and II. Journal of Engineering. Mechanics, ASCE, 114,1672-1702., 1988.
- [25] *Bažant, Z.P. und Ožbolt, J.:* Nonlocal microplane model for fracture, damage and size effect in structures. Journal of Engineering. Mechanics, ASCE, 116(11), 2485-2504., 1990.
- [26] *Carol, I., Prat, P. und Bažant, Z.P.:* New explicit microplane model for concrete: theoretical aspects and numerical implementation. International Journal of Solids and Structures, 29(9), 1173-1191., 1992.
- [27] *Bažant, Z.P., Caner, F.C., Carol, I., Adley, M.D. und Akers, S.A.:* Microplane model M4 for concrete (Part I). Journal of Engineering. Mechanics, ASCE, 126(9), 944-952., 2000.
- [28] *Carol, I., Jirásek, M. und Bažant, Z.P.:* A thermodynamically consistent approach to microplane theory: Part I. - Free energy and consistent microplane stress. International Journal of Solids and Structures, 38/2001, 2921-2931., 2001.
- [29] *Bićanić, N. und Zhang, B.:* Residual Fracture Toughness of Normal- and High-Strength Gravel Concrete after Heating to 600°C. ACI Materials Journal, V.99, No. 3, May-June 2002.
- [30] *Abrams, M.S.:* Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F. ACI SP 25, Temperature and Concrete (American Concrete Institute, Detroit, Michigan), 1971.
- [31] *Khoury, G. A.; Grainger, B. N.; Sullivan P. J. E.:* Strain of concrete during first heating to 600°C under load. Magazine of concrete research, 37(133), 1985b.
- [32] *Thienel, K.-C.:* Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung. PhD thesis, Heft 104, IBMB, TU Braunschweig, Germany, 1993.
- [33] *Bažant, Z. P. und Chern, J. C.:* Stress-induced thermal and shrinkage strains in Concrete. Journal of Engineering Mechanics, 113(10), 1987.
- [34] *Thienel, K.-C. und Rostassy, F.S.:* Transient creep of concrete under biaxial stress and high temperature. Cement and Concrete Research, 26(9), 1996.
- [35] *Nielsen, C.V., Pearce, C.J. und Bićanić, N.:* Constitutive model of transient thermal strains for concrete at high temperatures. Submitted to Journal of Engineering Mechanics, 2002.

- [36] *Reick, M.*: Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung. Mitteilungen des Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Band 2001/4, IWB, Stuttgart, Germany, 2001.
- [37] CEN/TC 250: Design of Fastenings for Use in Concrete. Europäisches Komitee für Normung, 2004.
- [38] *Nielsen, C. V., Pearce, C. J. und Bićanić, N.*: Theoretical model of high temperature effects on uniaxial concrete member under elastic restraint. Magazine of Concrete and Research, 54(4), 2001.

## 8. Anlage

Die Rissbilder aller berechneten Fällen sind in der Anlage wie folgt zusammengefasst:

Anhang 1 – Ergebnisse der Nachrechnung der Versuche mit Gerüstanker unter Schrägbeanspruchung, Seite 106.

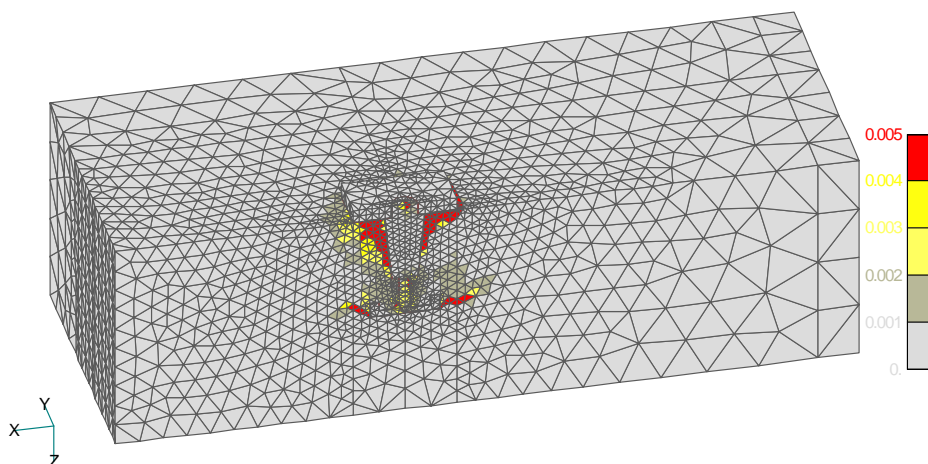
Anhang 2 – Ergebnisse der numerischen Untersuchungen mit Gerüstanker unter Zugbeanspruchung, Seite 112.

Anhang 3 – Ergebnisse der numerischen Untersuchungen mit Gerüstanker und mit normalen Kopfbolzen unter Querbeanspruchung, Seite 118.

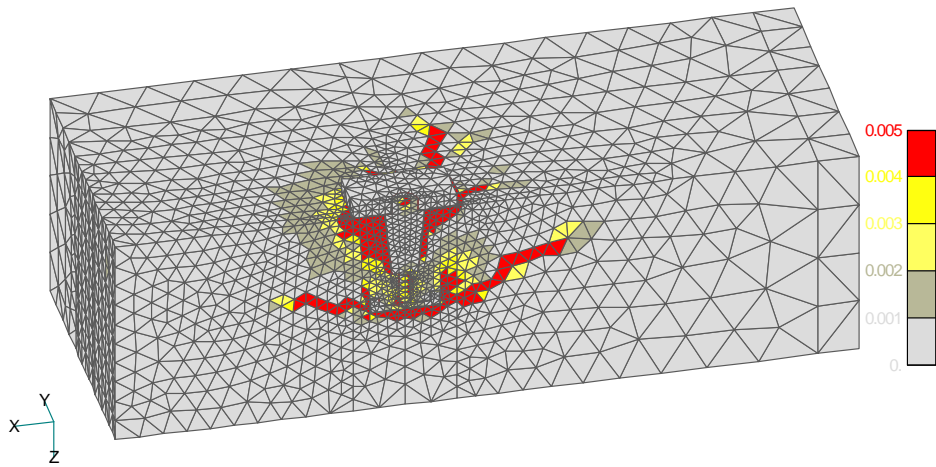
Anhang 4 – Ergebnisse der numerischen Untersuchungen mit Kopfbolzen mit großer Verankerungstiefe und großem Kopf unter Zugbelastung, Seite 141.

### ANHANG 1

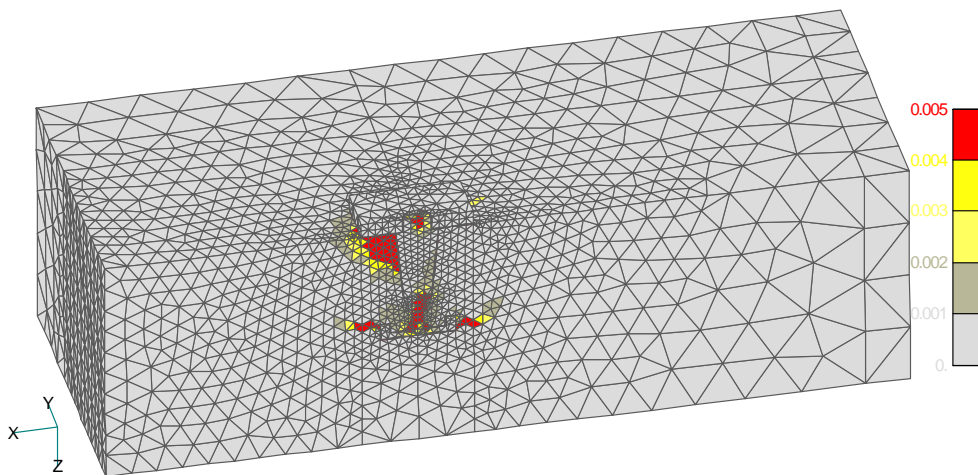
#### Ergebnisse der Nachrechnung der Versuche mit Gerüstanker unter Schrägzugbeanspruchung - Rissbilder



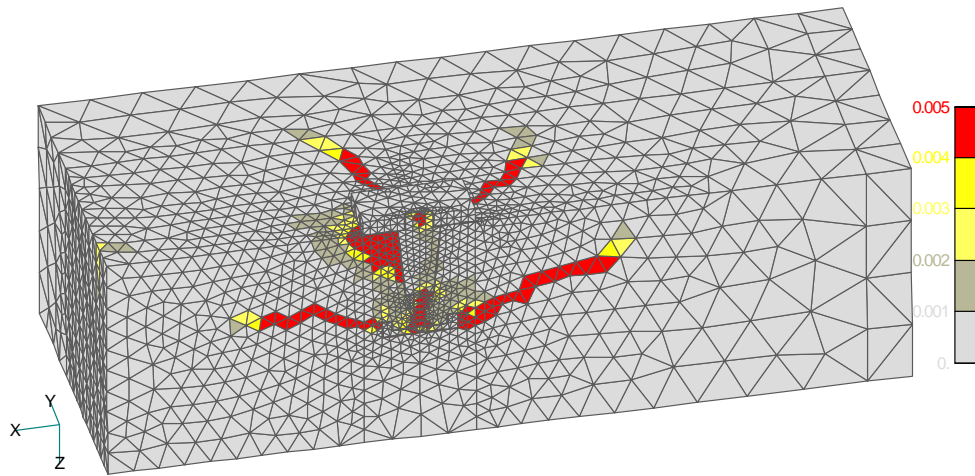
**Bild 1:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast ,  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $\alpha = 30^\circ$ , junger Beton.



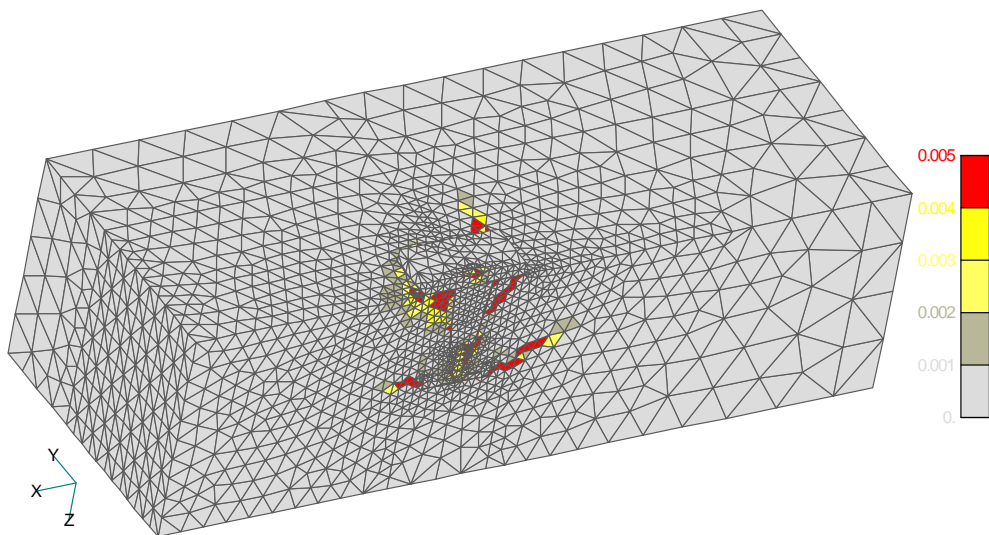
**Bild 2:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch,  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $\alpha = 30^\circ$ , junger Beton.



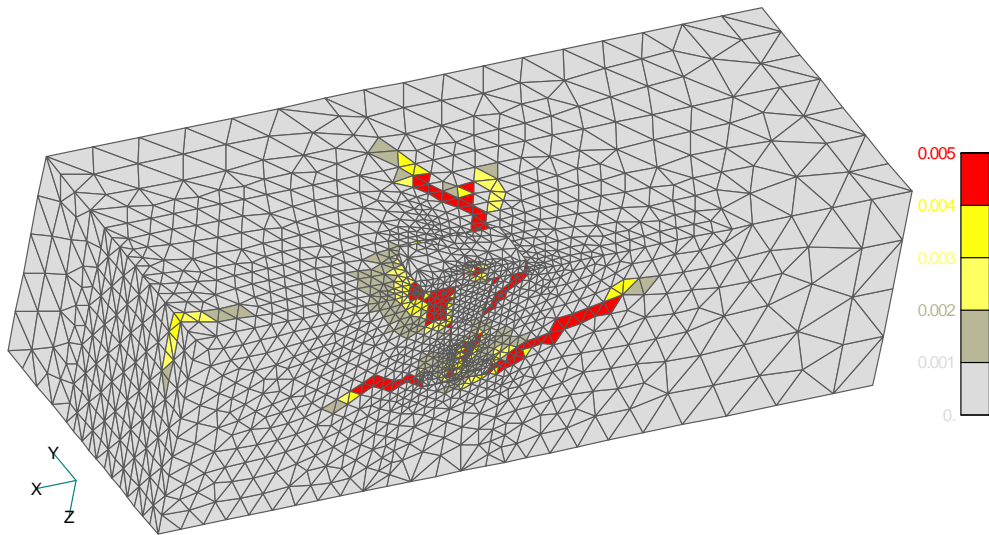
**Bild 3:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast,  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $\alpha = 30^\circ$ , alter Beton.



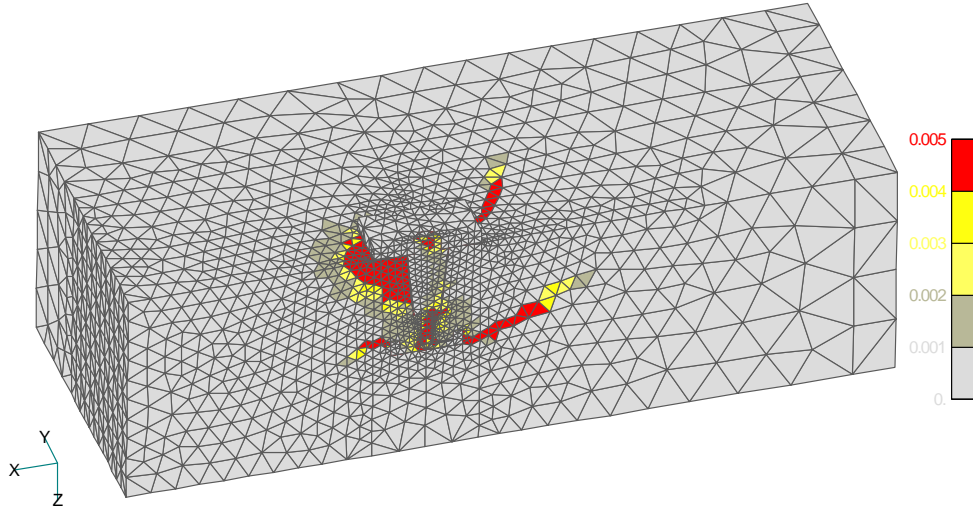
**Bild 4:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 30^\circ$ , alter Beton.



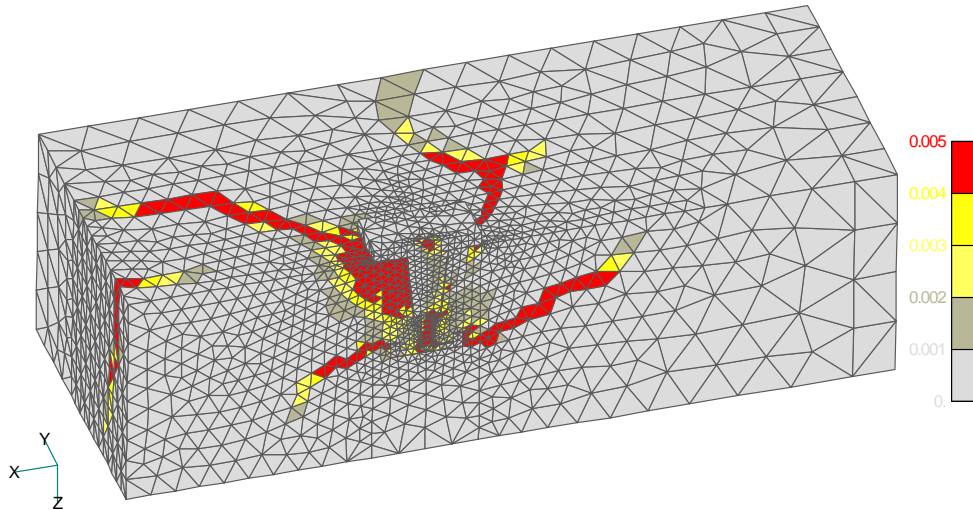
**Bild 5:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 45^\circ$ , junger Beton.



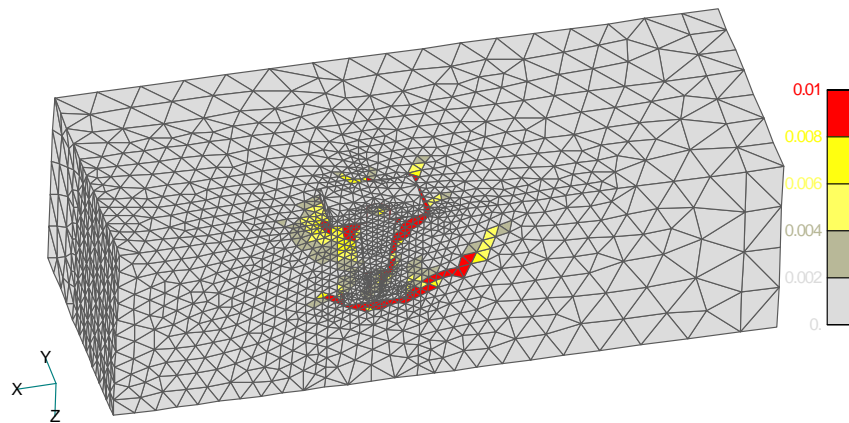
**Bild 6:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 45^\circ$ , junger Beton.



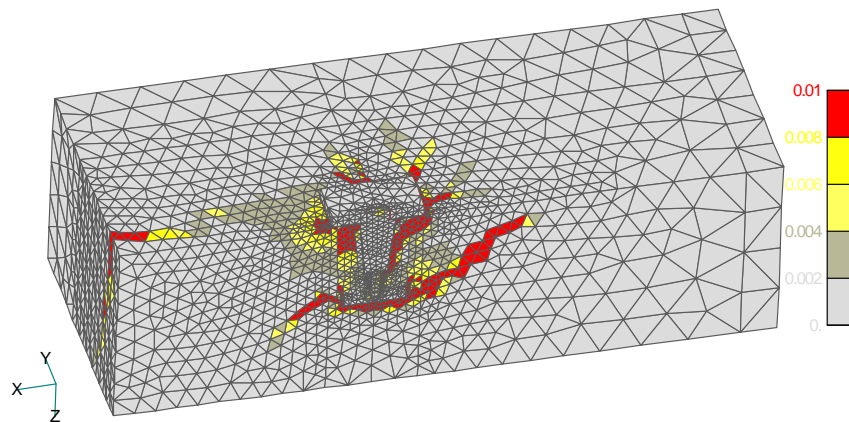
**Bild 7:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 45^\circ$ , alter Beton.



**Bild 8:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 45^\circ$ , alter Beton.

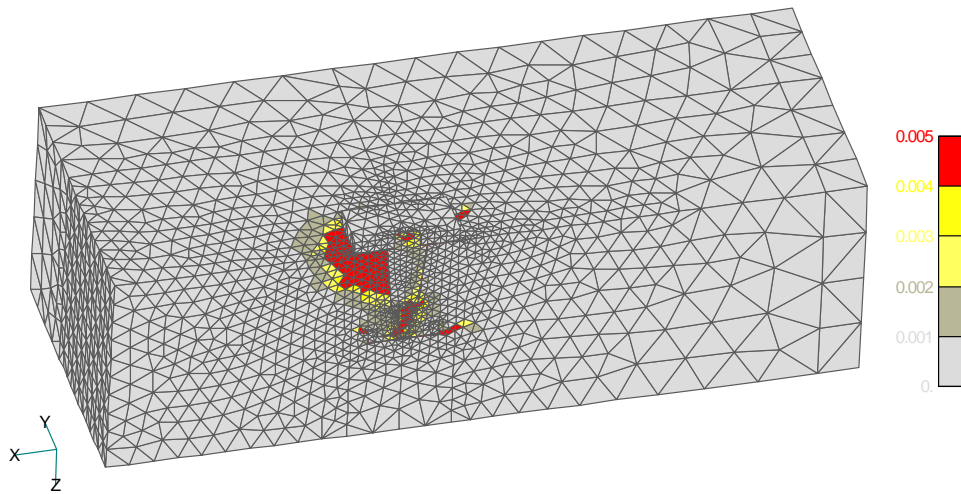


**Bild 9:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 60^\circ$ , junger Beton.

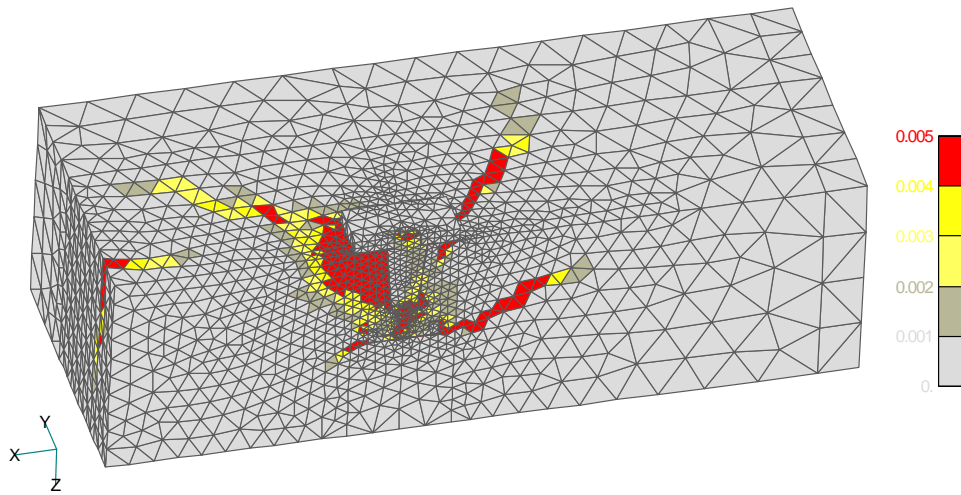


**Bild 10:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch ,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 60^\circ$ , junger Beton.





**Bild 11:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker bei der Höchstlast,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 60^\circ$ , alter Beton.

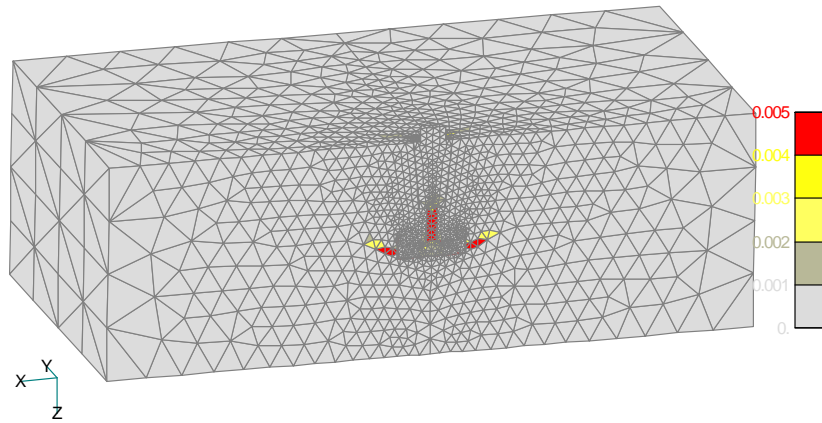


**Bild 12:** Hauptzugdehnungen für Gerüstanker beim Ausbruch,  $h_{ef} = 160$  mm,  $\alpha = 60^\circ$ , alter Beton.

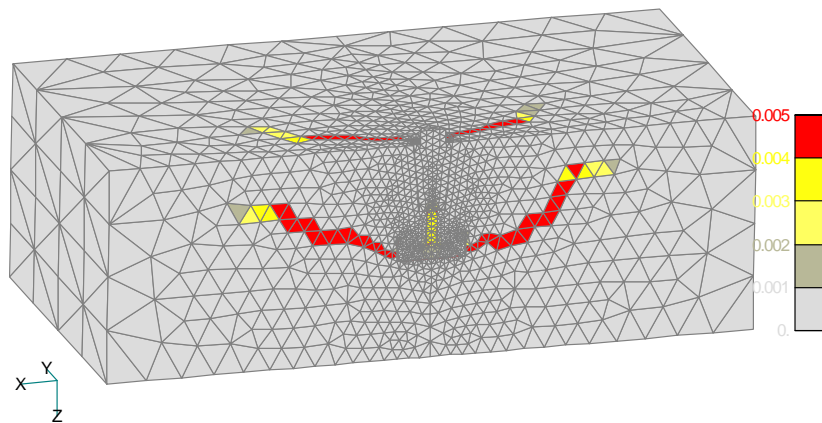
## ANHANG 2

### Ergebnisse der Untersuchungen mit Gerüstanker unter Zugbeanspruchung – Rissbilder

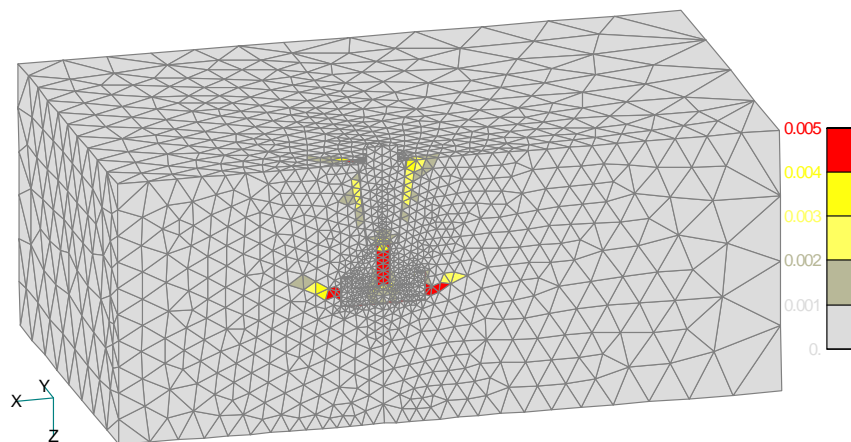
Verankerungstiefe  $h_{ef} = 160$  mm



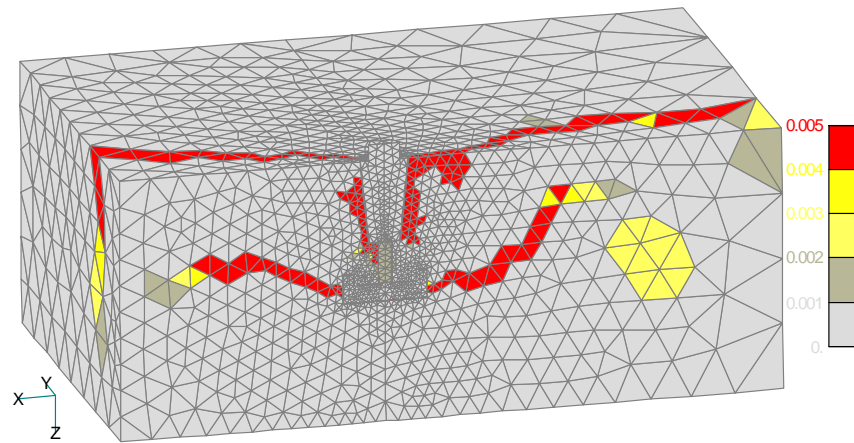
**Bild 1:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 480$  mm.



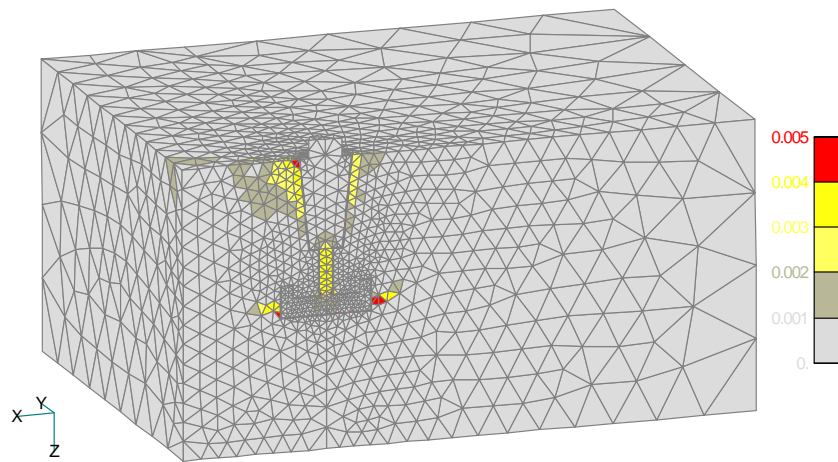
**Bild 2:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 480$  mm.



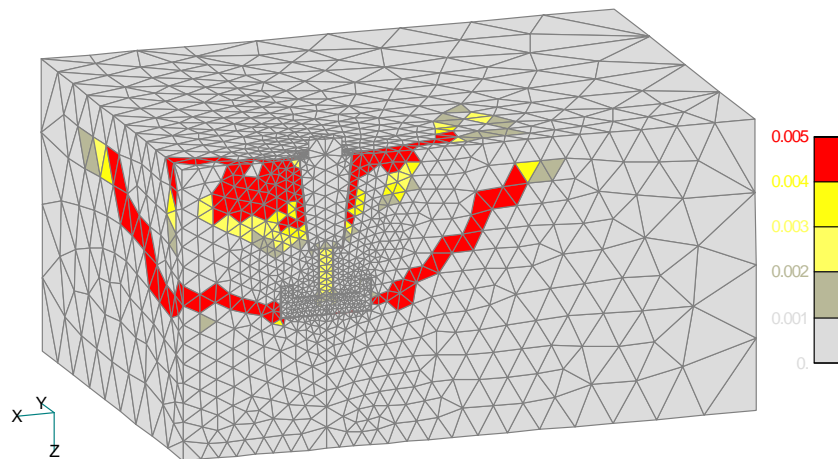
**Bild 3:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 320$  mm.



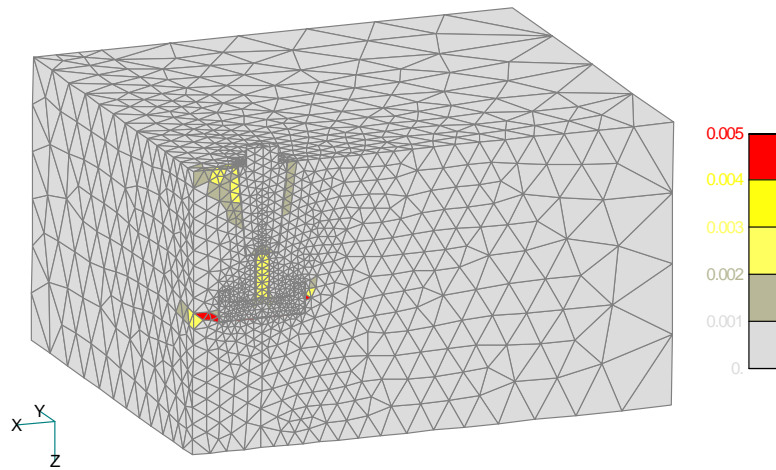
**Bild 4:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 320$  mm.



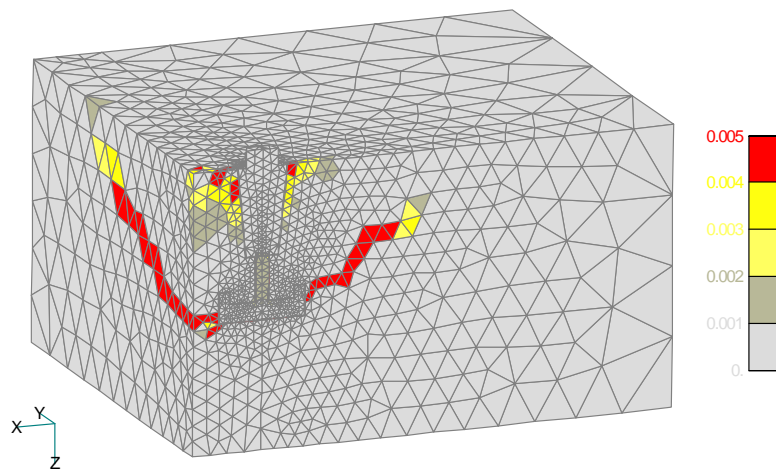
**Bild 5:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm.



**Bild 6:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm.

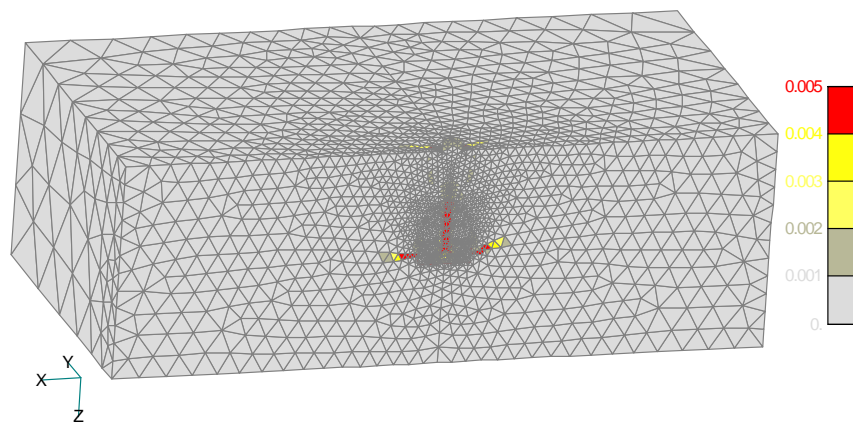


**Bild 7:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm.

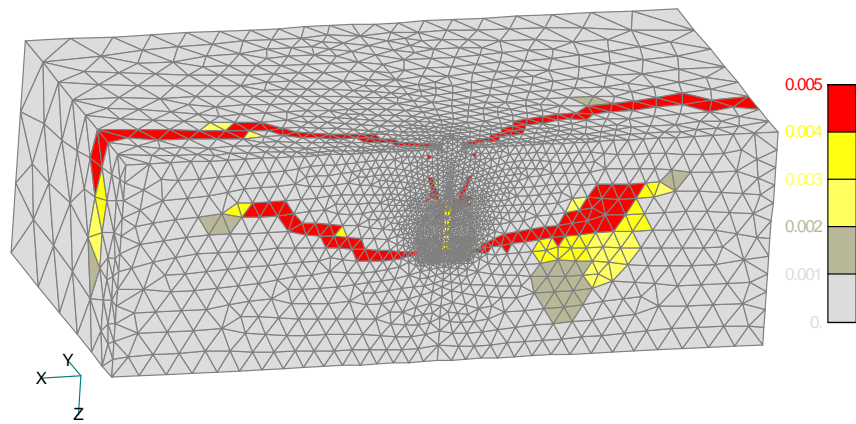


**Bild 8:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm.

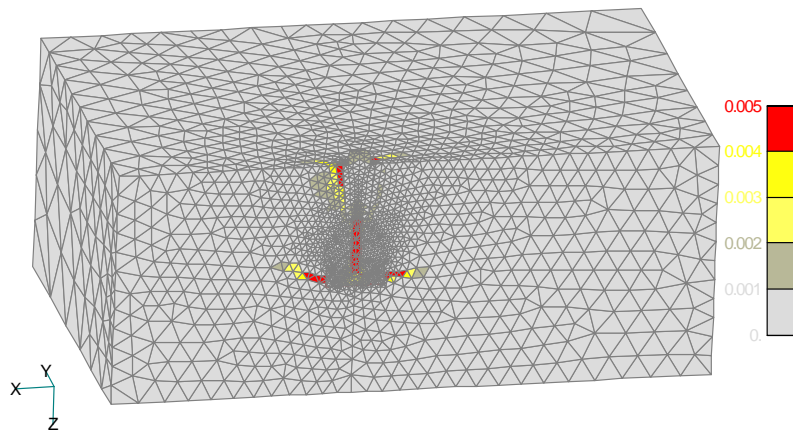
**Verankerungstiefe  $h_{ef} = 210$  mm**



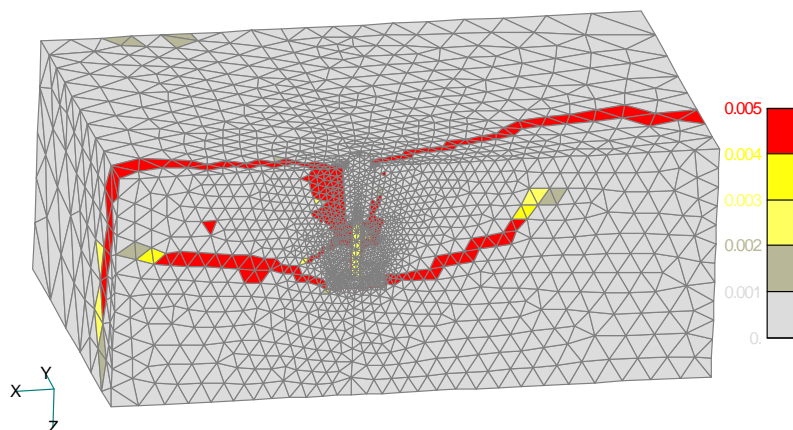
**Bild 9:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 630$  mm.



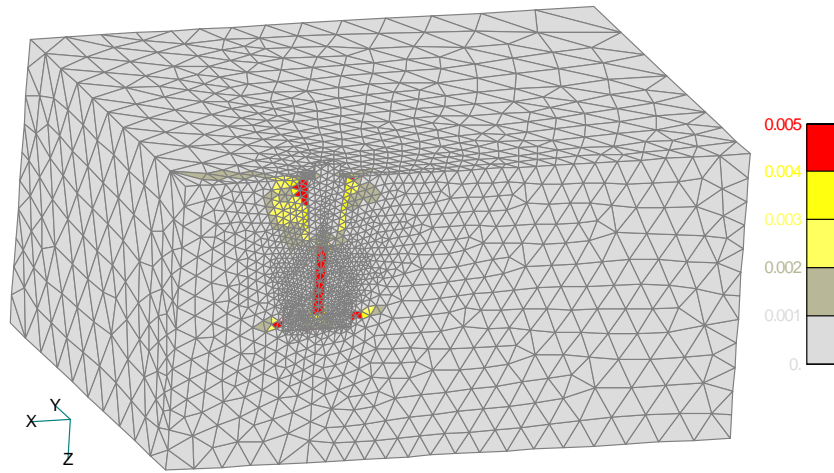
**Bild 10:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 630$  mm.



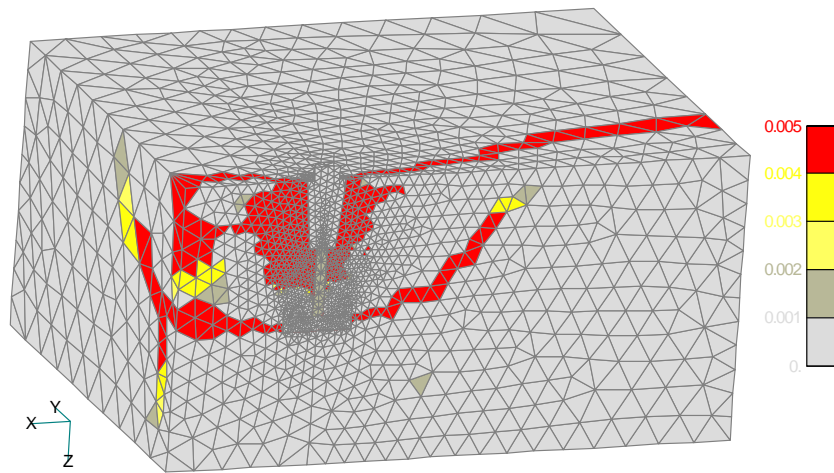
**Bild 11:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 420$  mm.



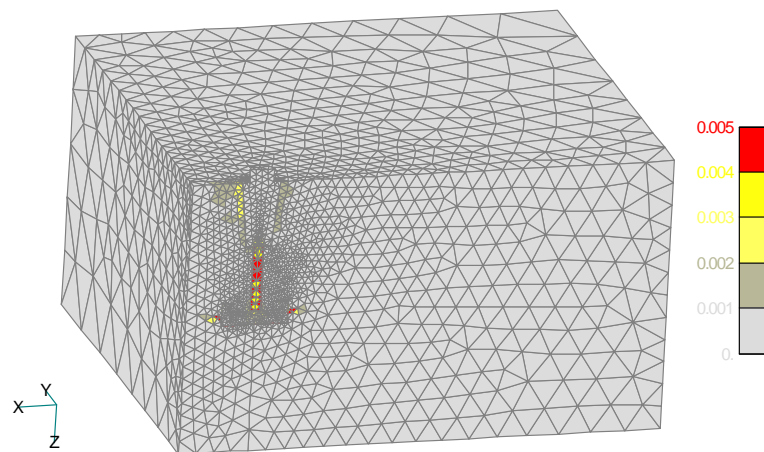
**Bild 12:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 420$  mm.



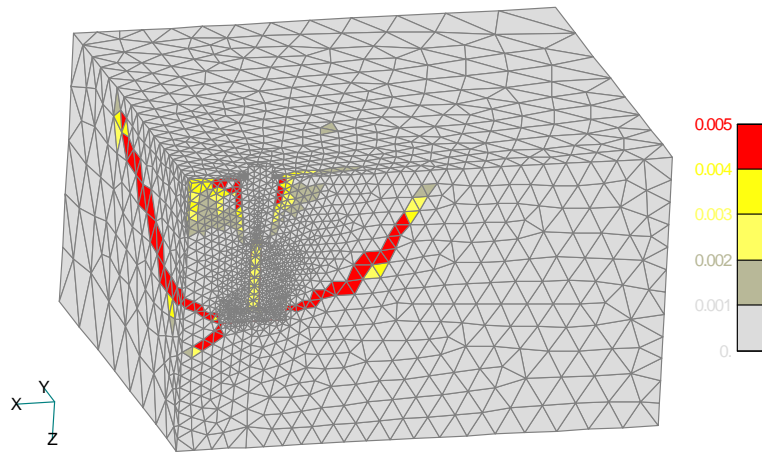
**Bild 13:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 210$  mm.



**Bild 14:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 210$  mm.



**Bild 15:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 105$  mm.



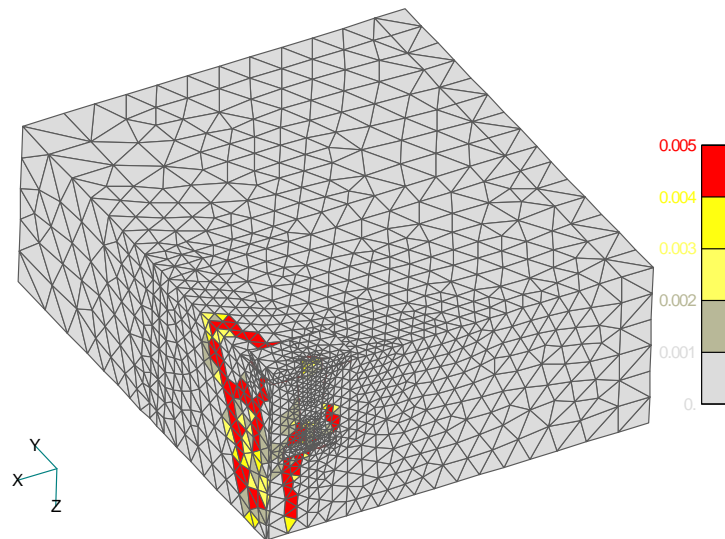
**Bild 16:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch –  $h_{ef} = 210$ ,  $c = 105$  mm.

### ANHANG 3

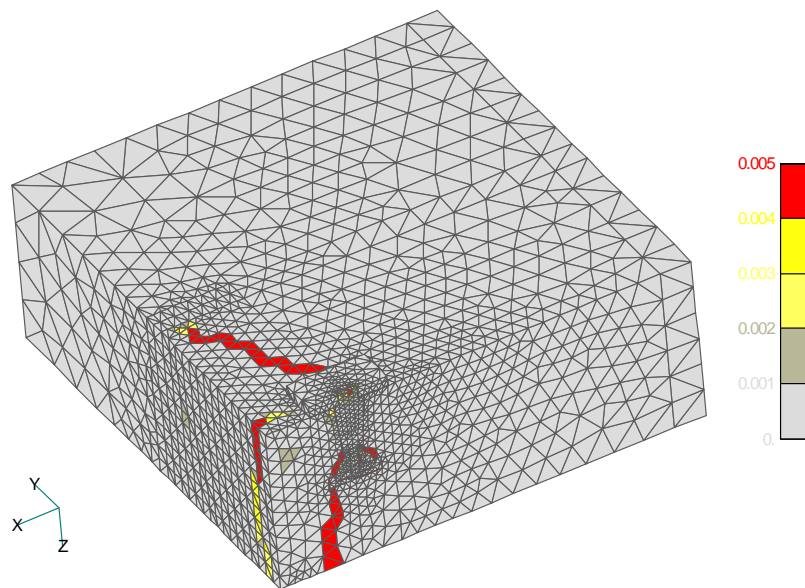
#### Ergebnisse der numerischen Untersuchungen mit Gerüstanker und mit normalen Kopfbolzen unter Querbeanspruchung – Rissbilder

Verankerungstiefe  $h_{ef} = 160$  mm

MEVA – Gerüstanker

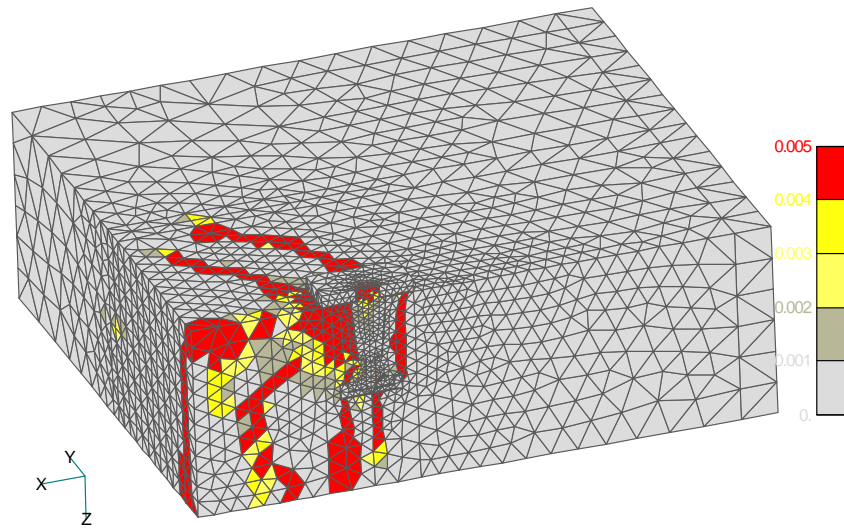


**Bild 1:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm, eingespannt.

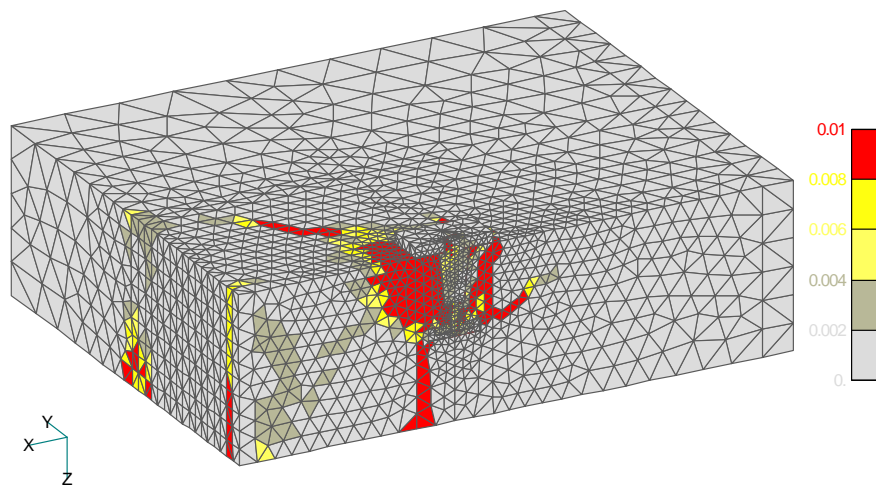


**Bild 2:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  ,  $c = 160$  mm, eingespannt.

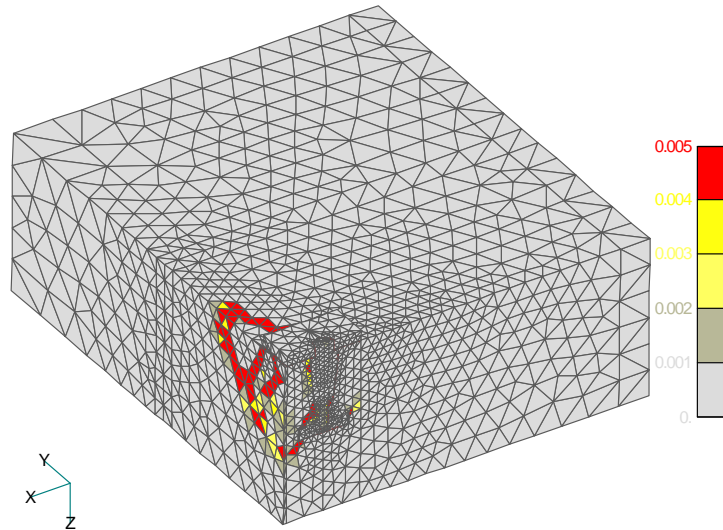




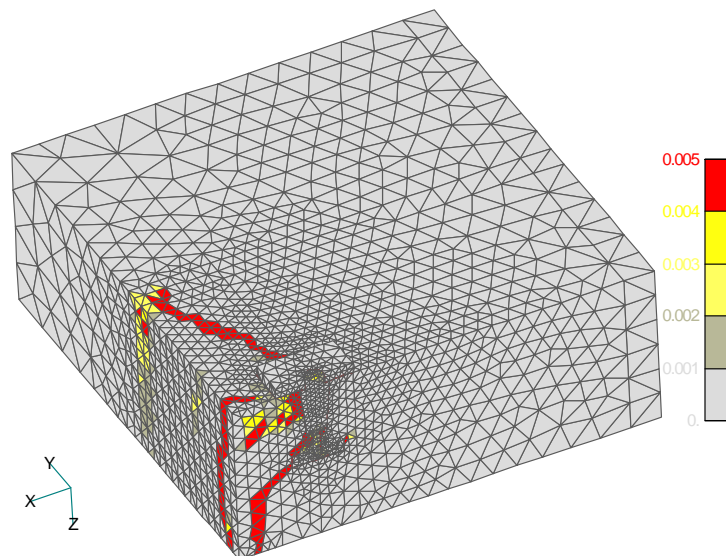
**Bild 3:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 290$  mm, eingespannt.



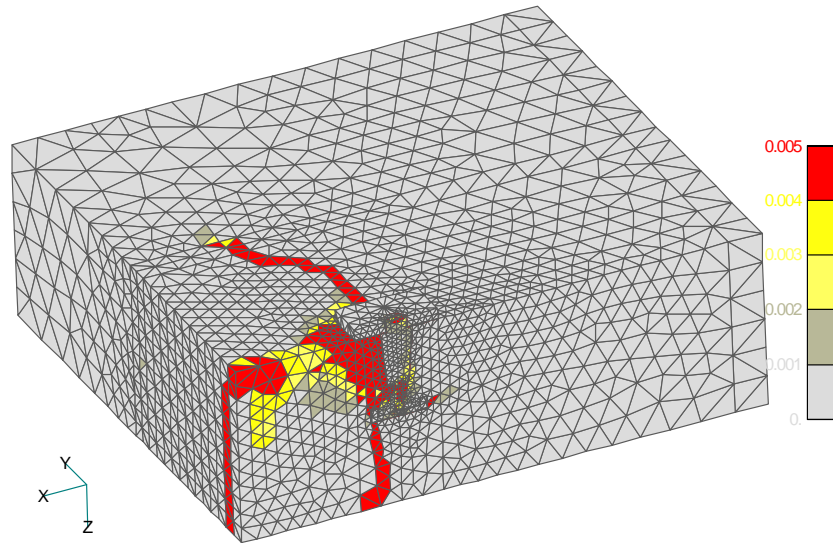
**Bild 4:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 420$  mm, eingespannt.



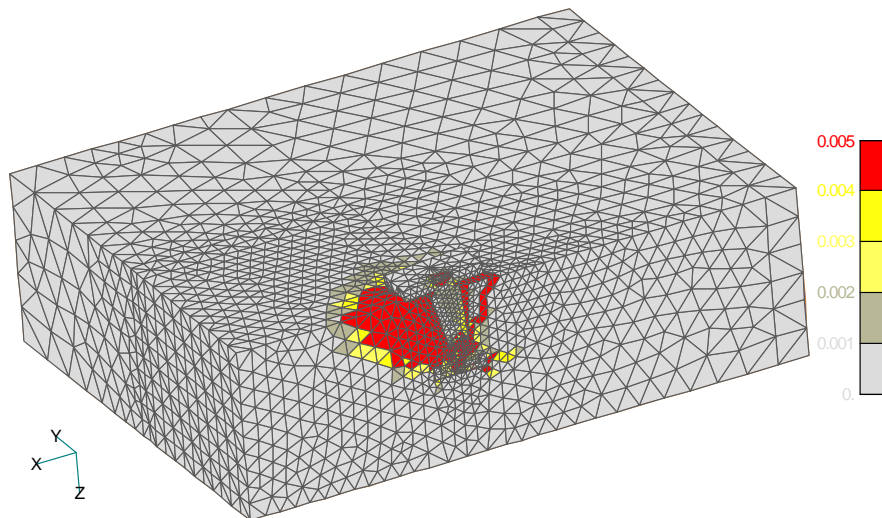
**Bild 5:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm, gelenkig.



**Bild 6:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm, gelenkig.

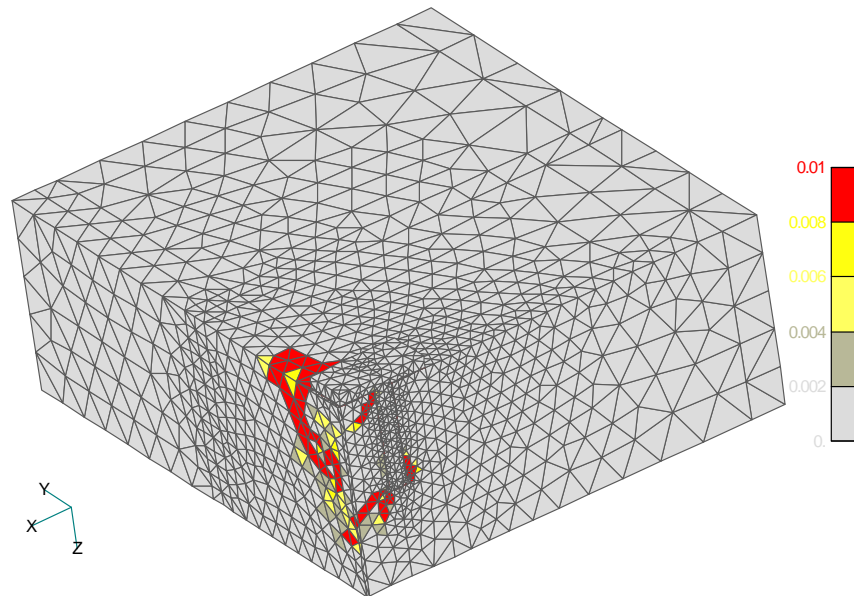


**Bild 7:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 290$  mm, gelenkig.

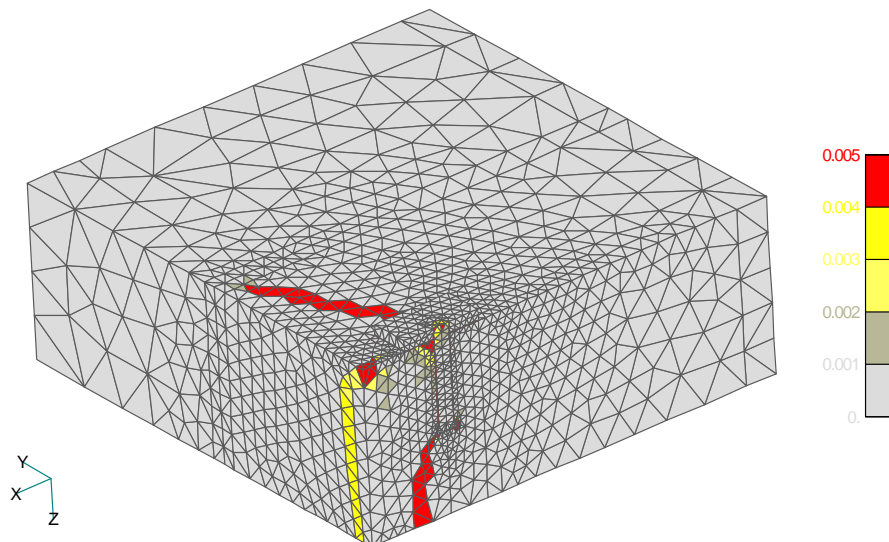


**Bild 8:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch) – Gerüstanker,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 420$  mm, gelenkig.

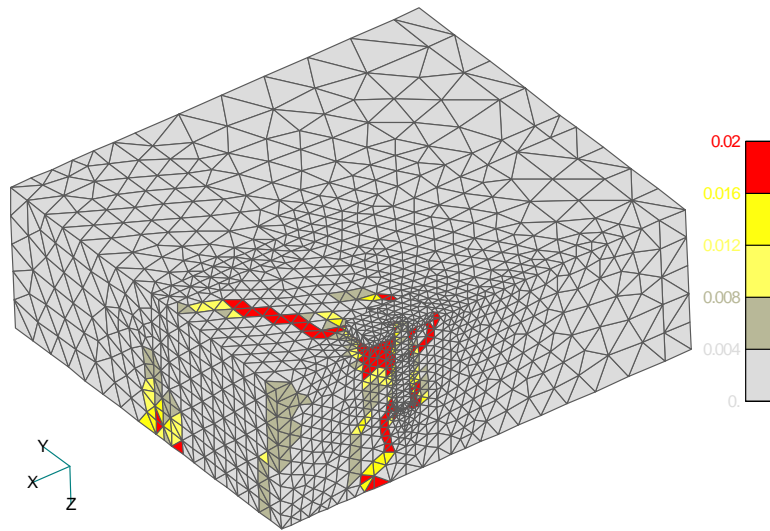
**Normalanker,  $d = 30$  mm**



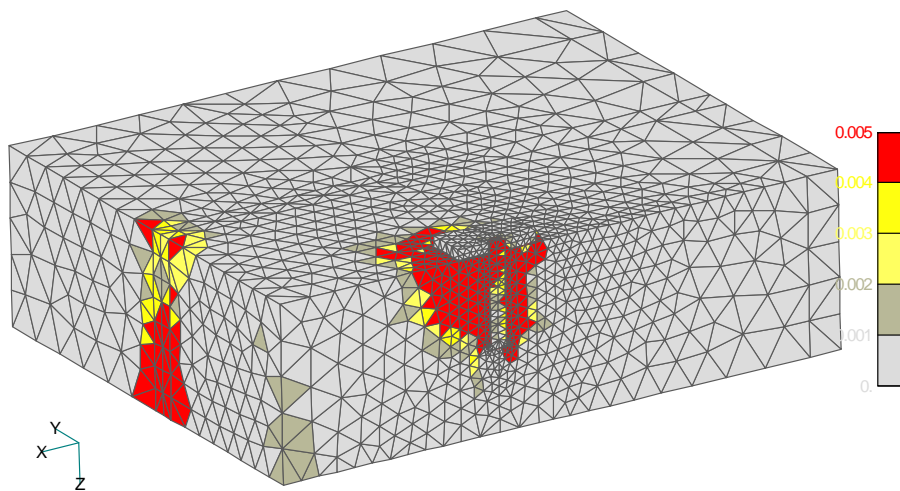
**Bild 9:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm, eingespannt.



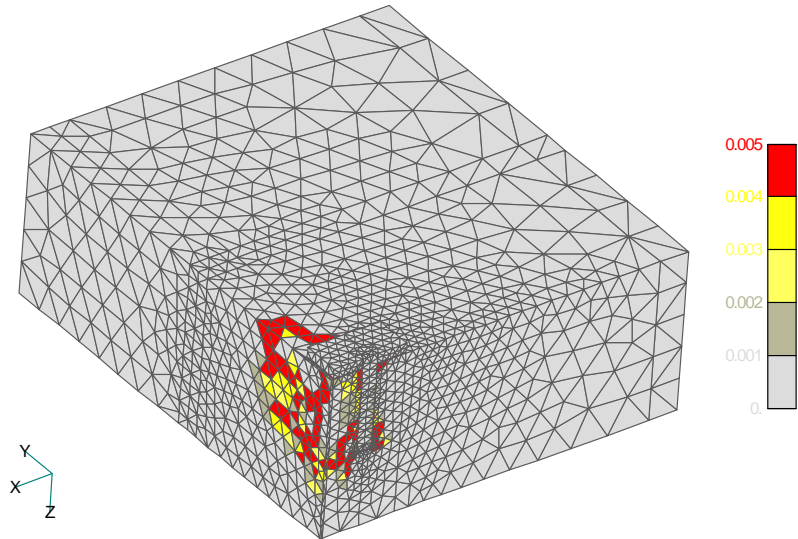
**Bild 10:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm, eingespannt.



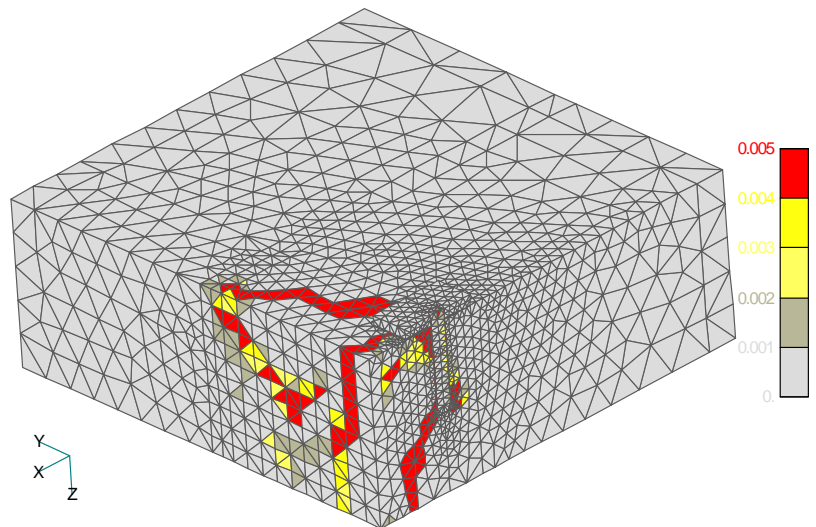
**Bild 11:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 290$  mm, eingespannt.



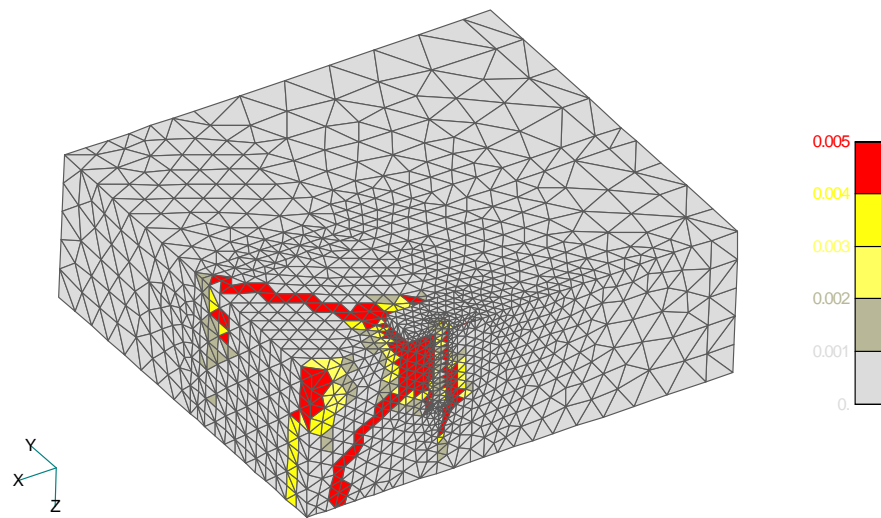
**Bild 12:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch) – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 420$  mm, eingespannt.



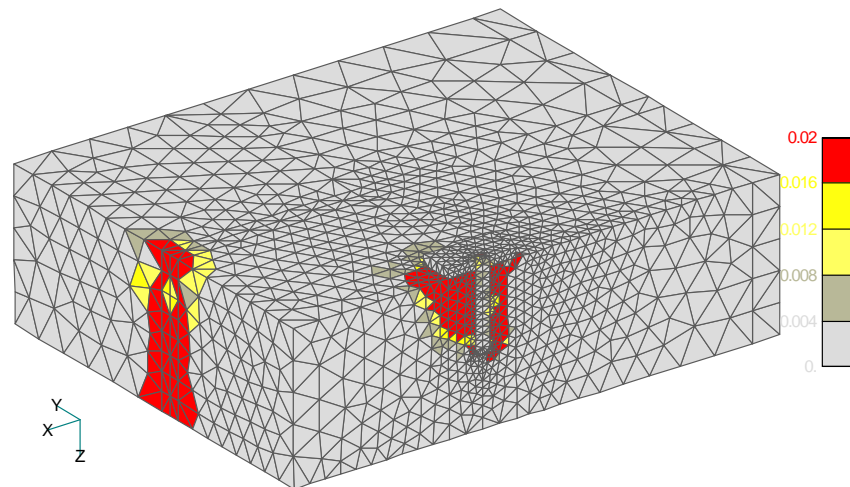
**Bild 13:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm, gelenkig.



**Bild 14:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm, gelenkig.

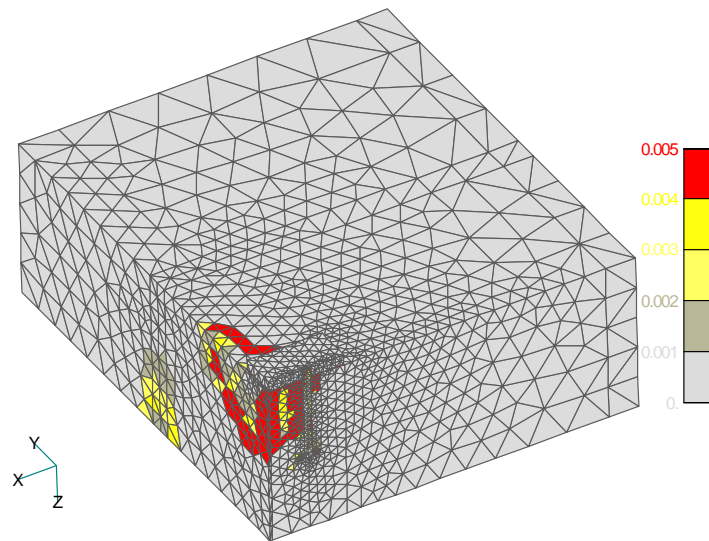


**Bild 15:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 290$  mm, gelenkig.

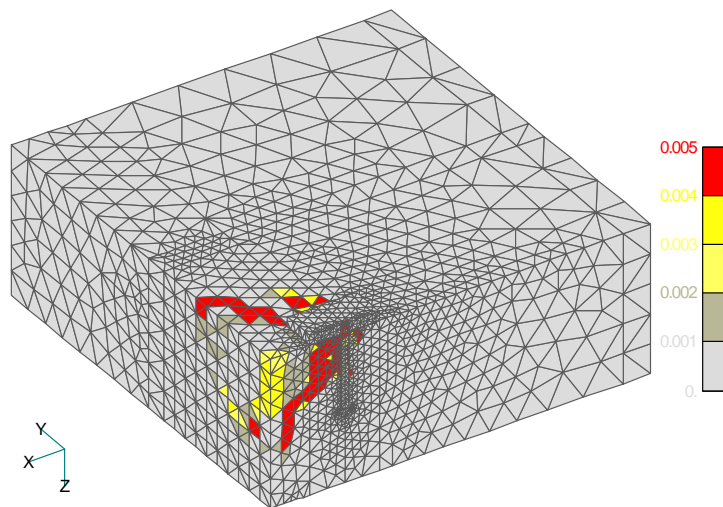


**Bild 16:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch)– Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 420$  mm, gelenkig.

**Normalanker,  $d = 15 \text{ mm}$**

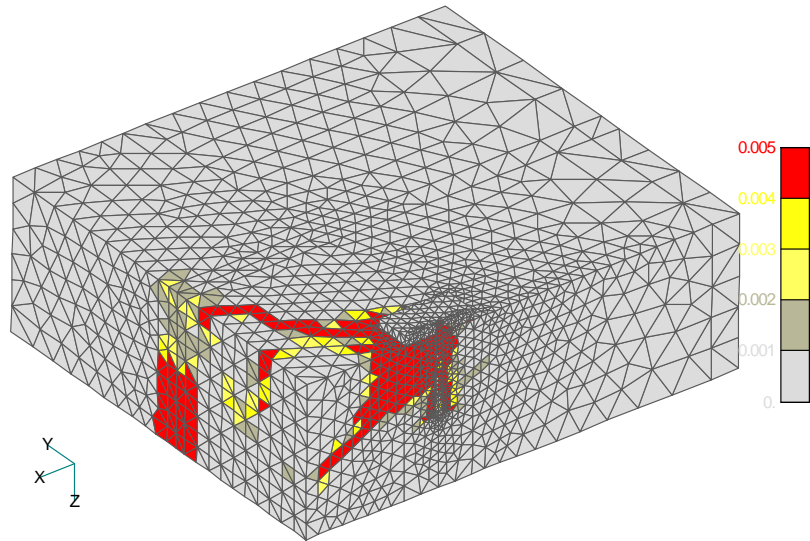


**Bild 17:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $c = 80 \text{ mm}$ , eingespannt.

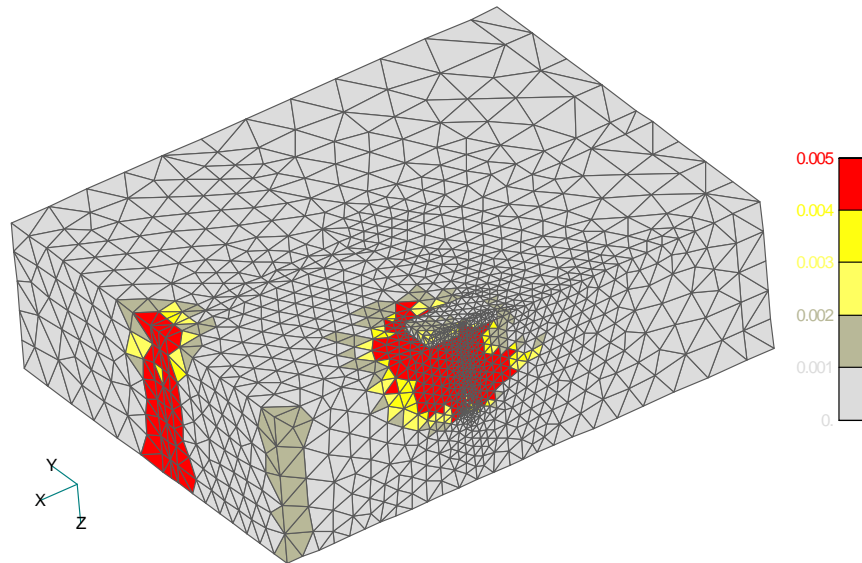


**Bild 18:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $c = 160 \text{ mm}$ , eingespannt.

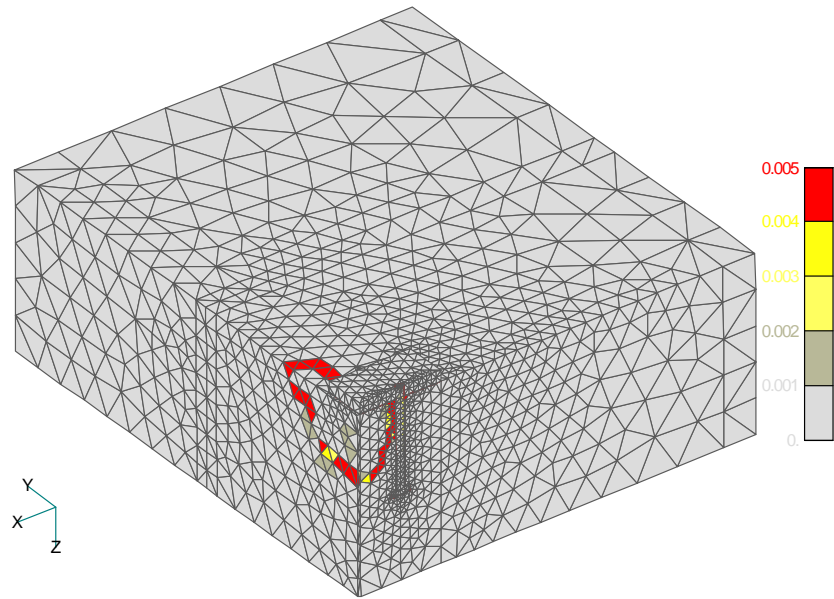




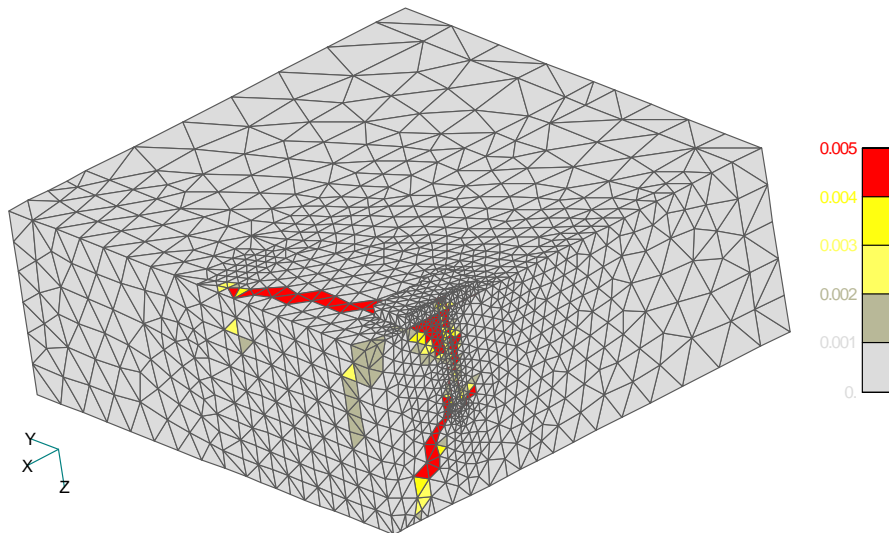
**Bild 19:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $c = 290 \text{ mm}$ , eingespannt.



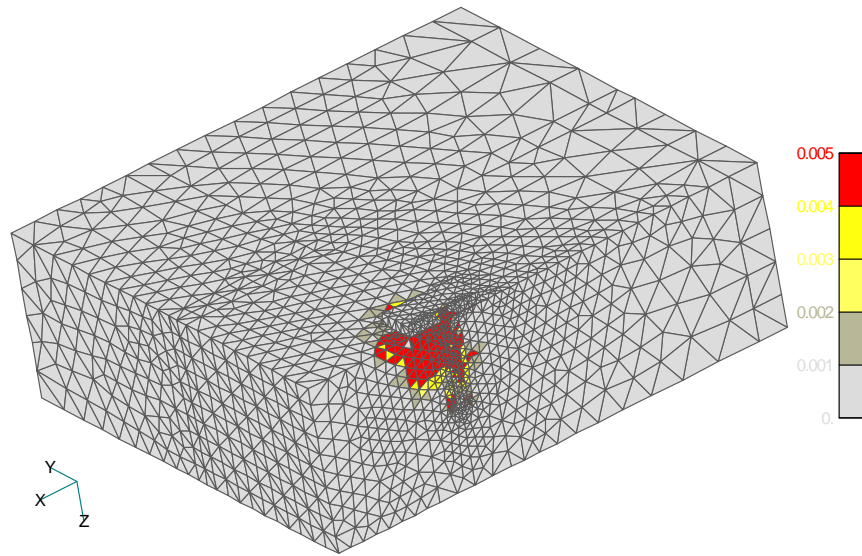
**Bild 20:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15 \text{ mm}$ ,  $h_{ef} = 160 \text{ mm}$ ,  $c = 420 \text{ mm}$ , eingespannt.



**Bild 21:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 80$  mm, gelenkig.



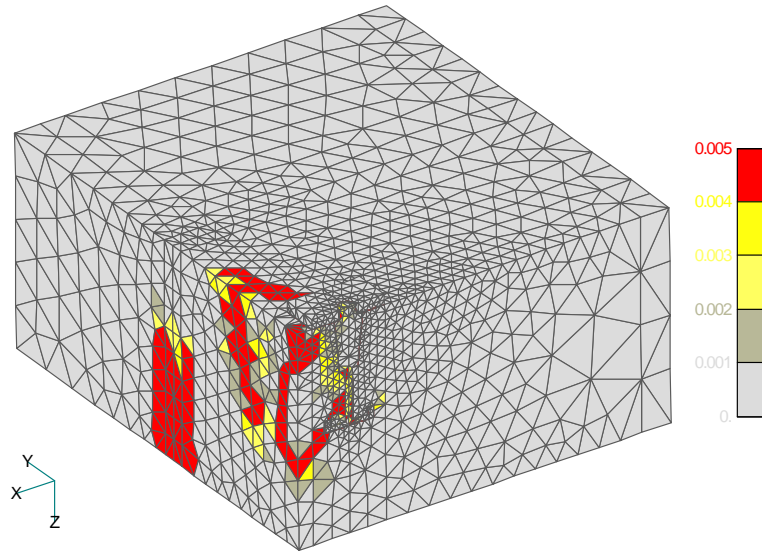
**Bild 22:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 160$  mm, gelenkig.



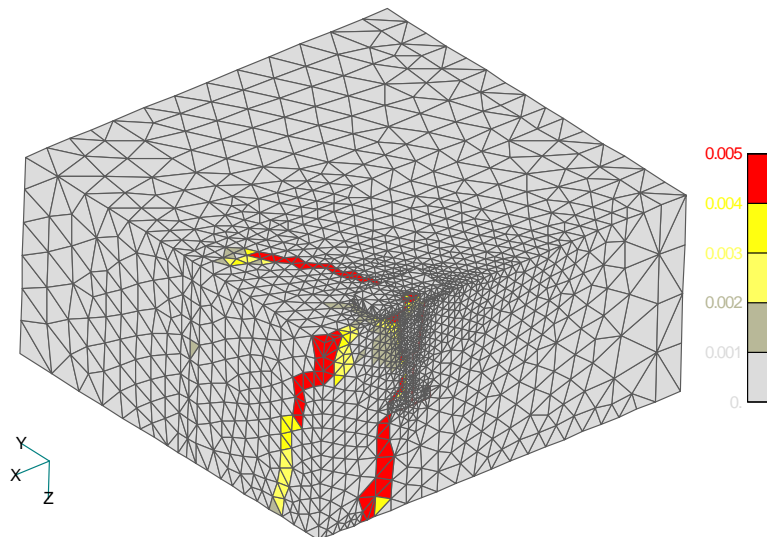
**Bild 23:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch)– Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 160$  mm,  $c = 290$  mm, gelenkig.

Verankerungstiefe  $h_{ef} = 210$  mm

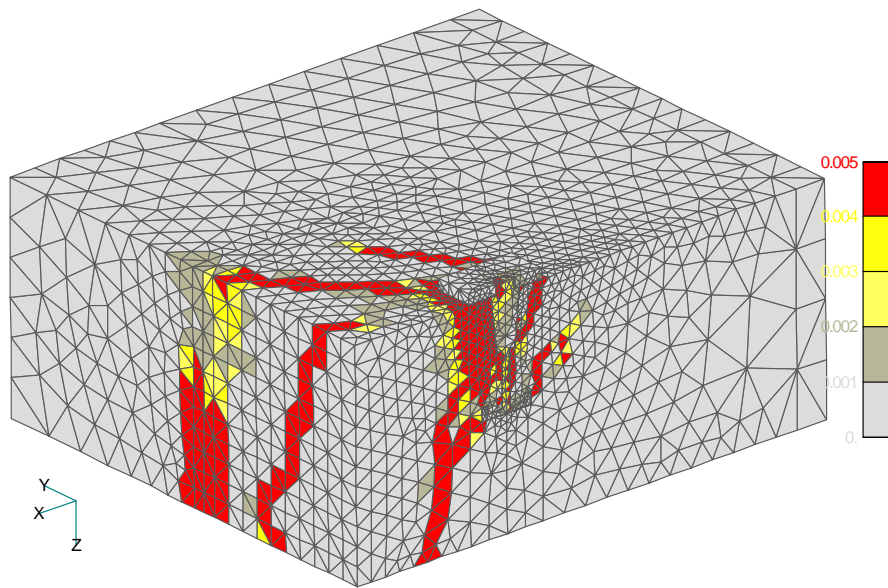
MEVA – Gerüstanker



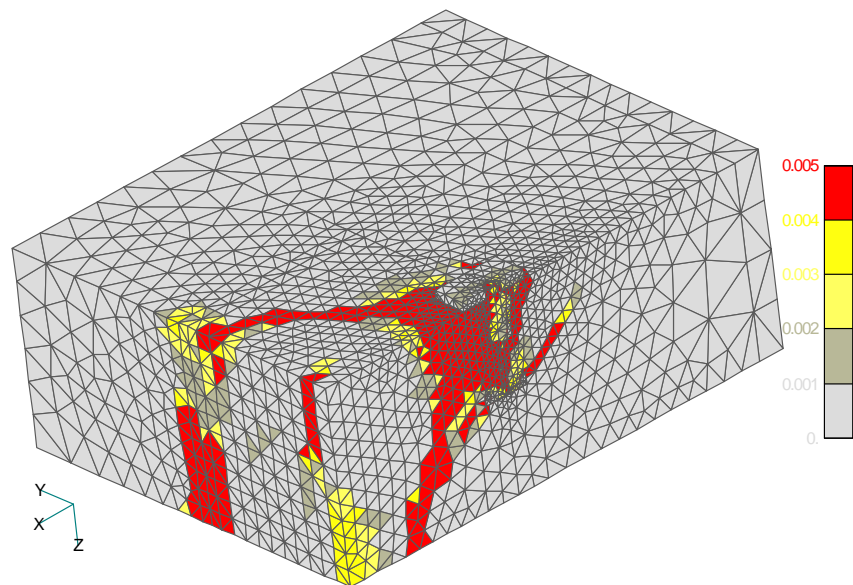
**Bild 24:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 105$  mm, eingespannt.



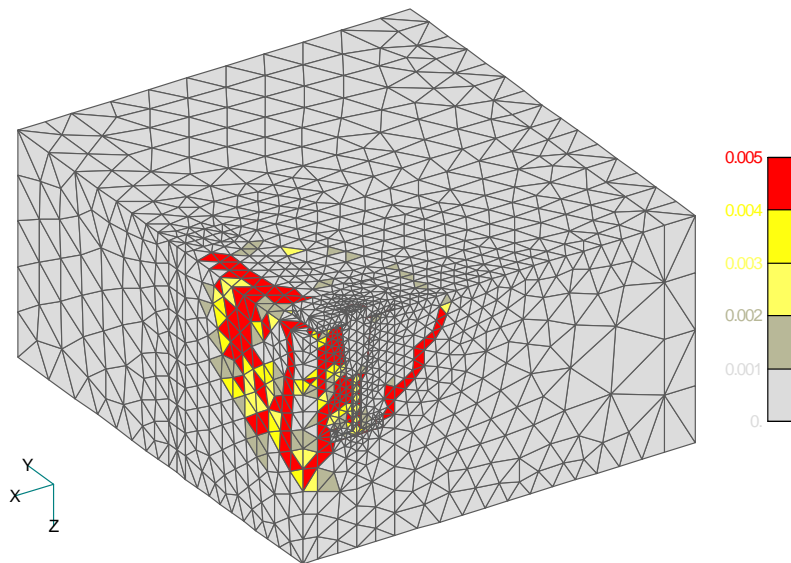
**Bild 25:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 210$  mm, eingespannt.



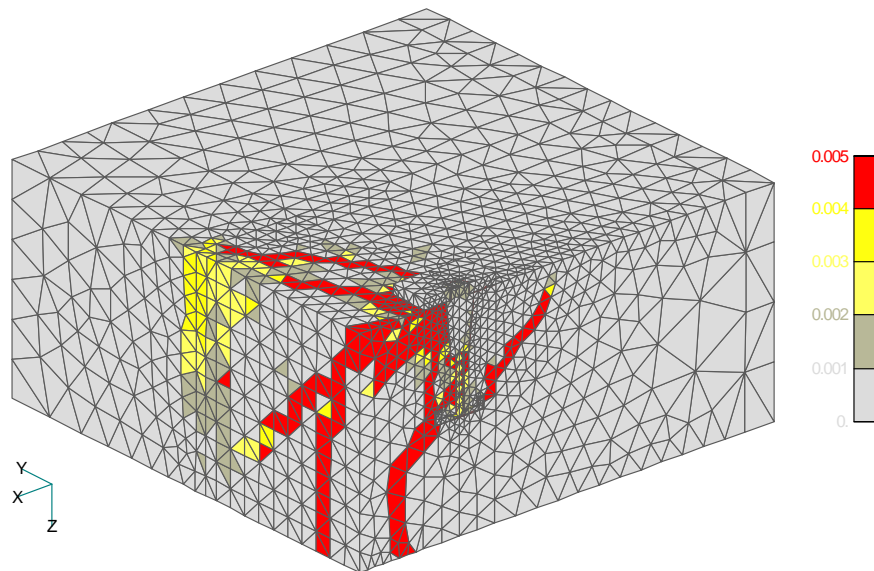
**Bild 26:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 310$  mm, eingespannt.



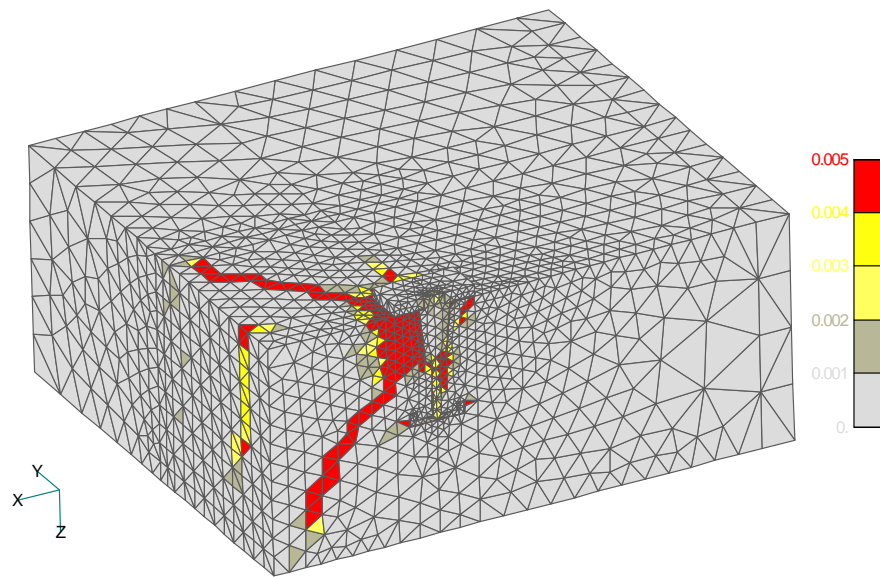
**Bild 27:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 420$  mm, eingespannt.



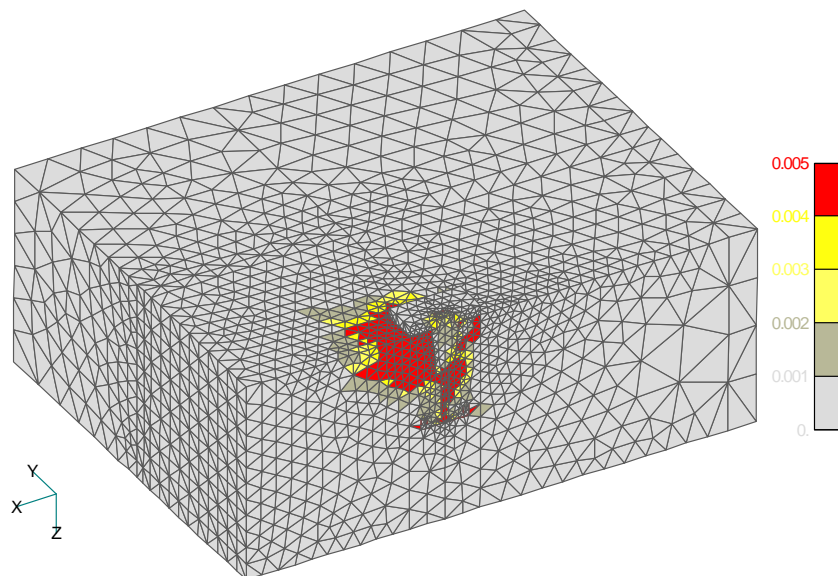
**Bild 28:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 105$  mm, gelenkig.



**Bild 29:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 210$  mm, gelenkig.

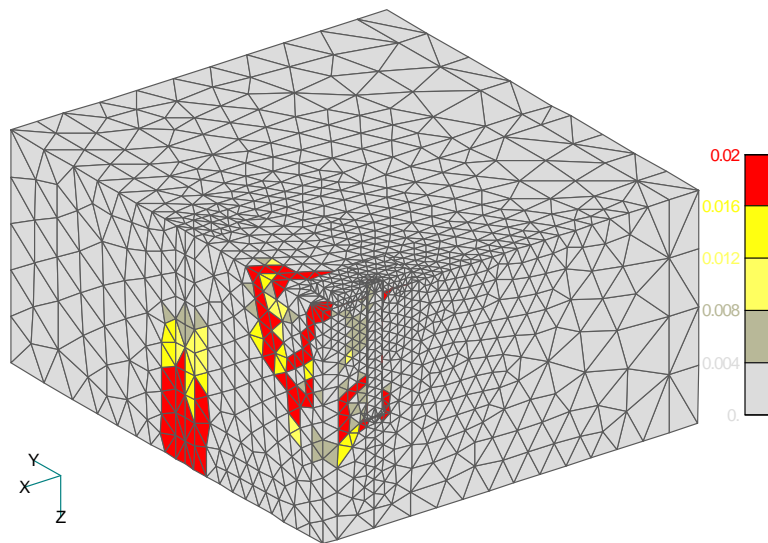


**Bild 30:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 310$  mm, gelenkig.

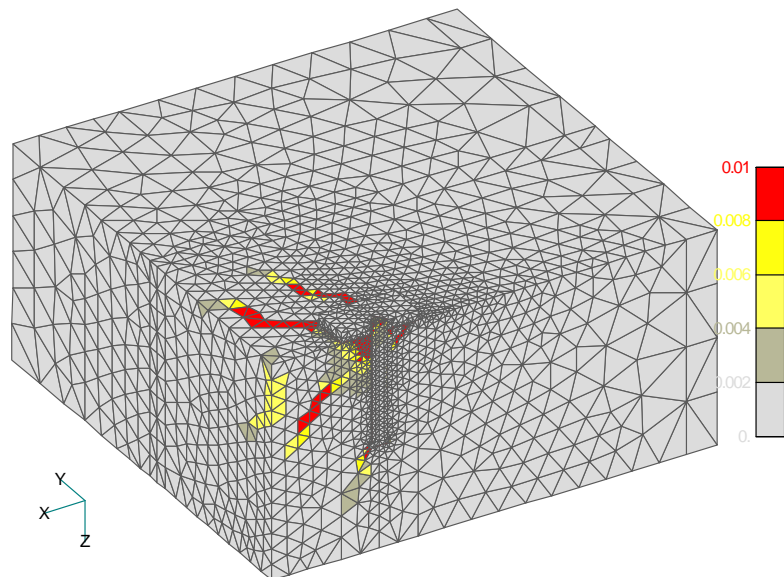


**Bild 31:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch)– Gerüstanker,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 420$  mm, gelenkig.

**Normalanker,  $d = 30$  mm**

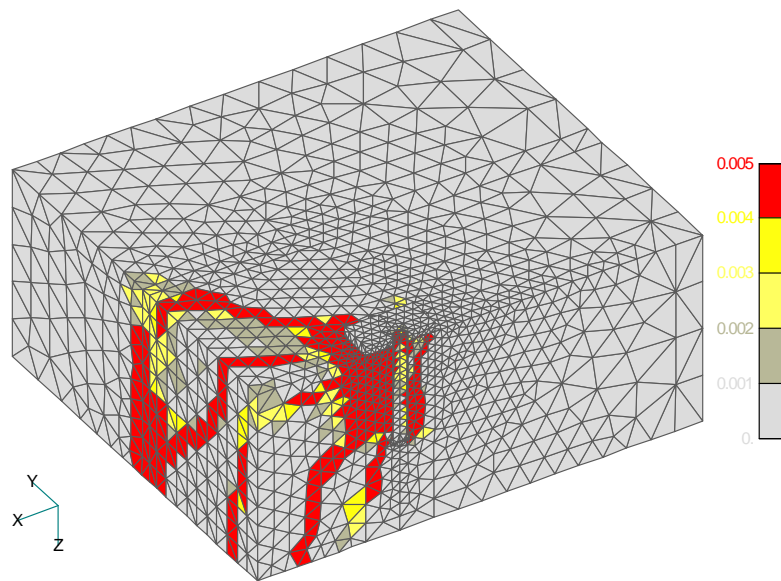


**Bild 32:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 105$  mm, eingespannt.

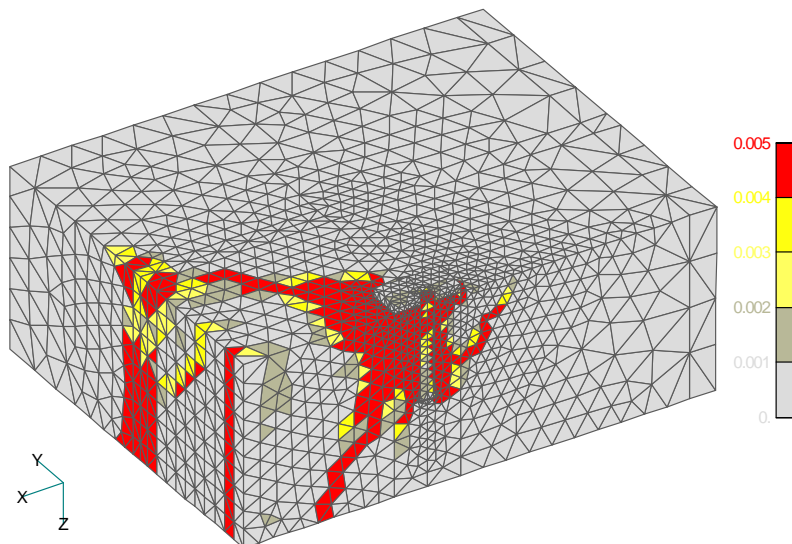


**Bild 33:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 210$  mm, eingespannt.

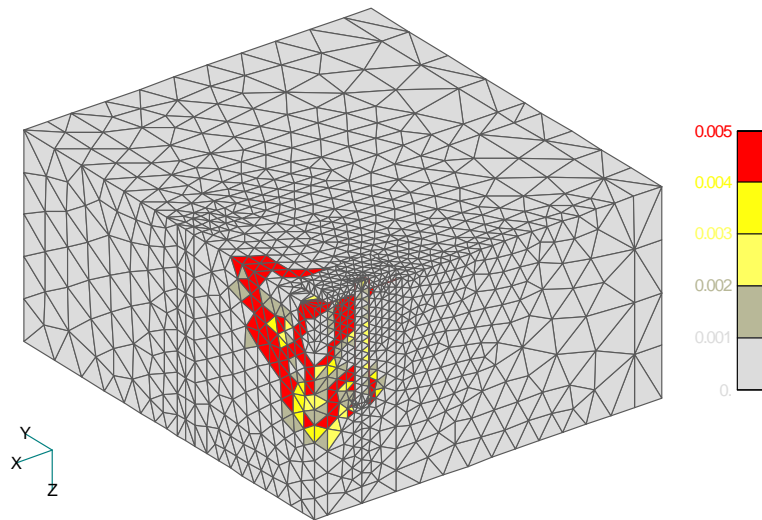




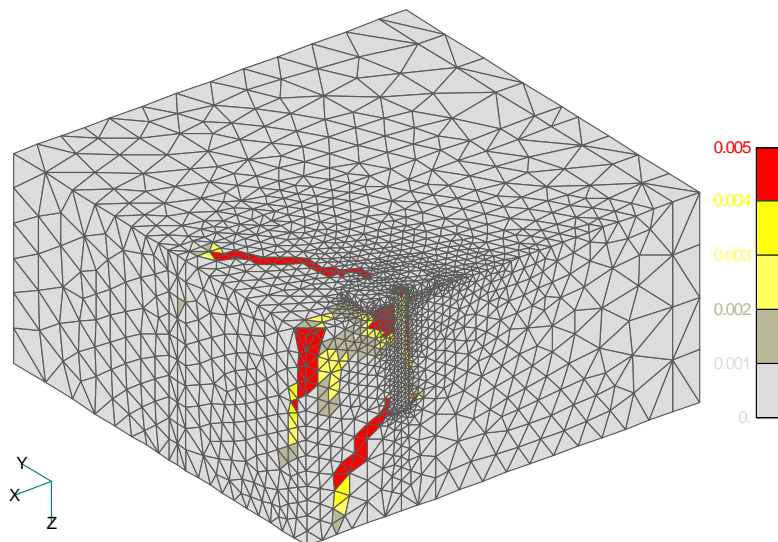
**Bild 34:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 310$  mm, eingespannt.



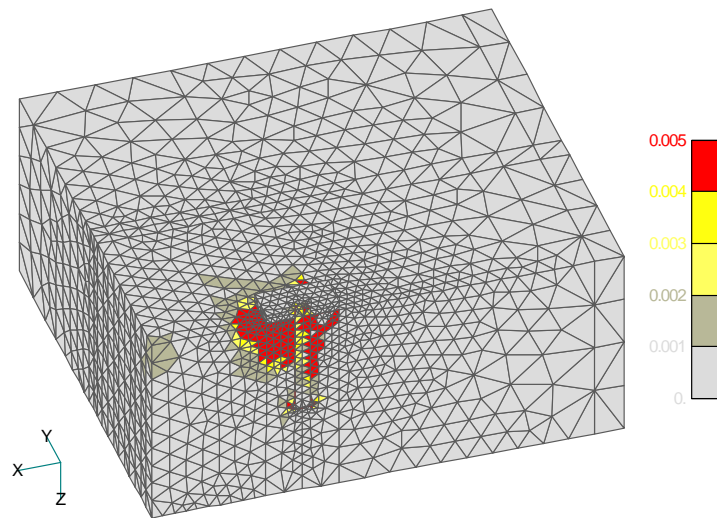
**Bild 35:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 420$  mm, eingespannt.



**Bild 36:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 105$  mm, gelenkig.

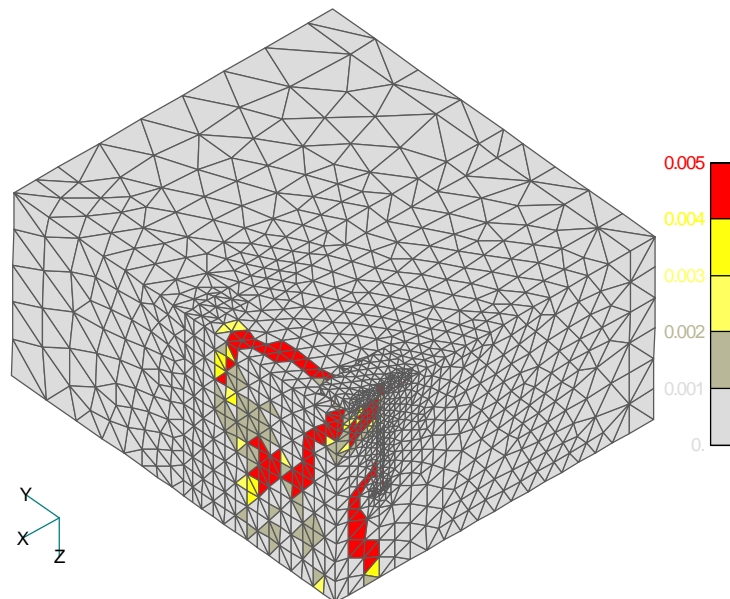


**Bild 37:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 210$  mm, gelenkig.

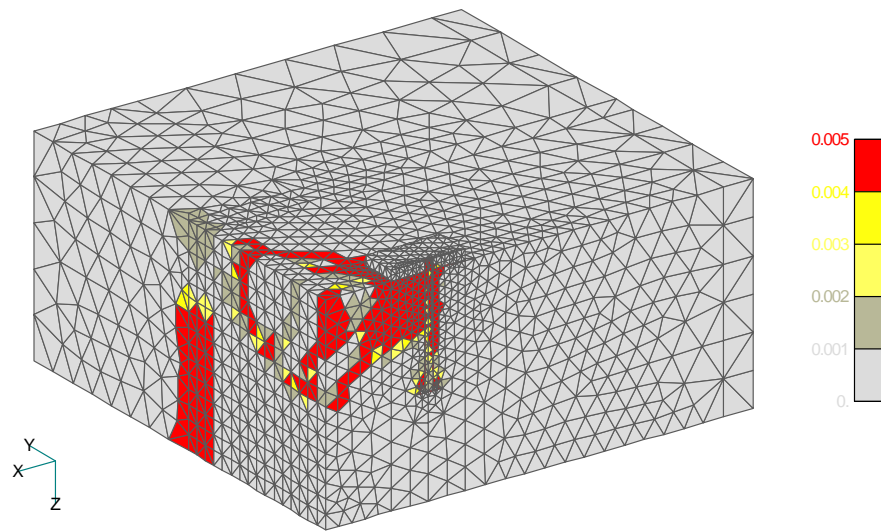


**Bild 38:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch) – Normalanker,  $d = 30$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 310$  mm, gelenkig.

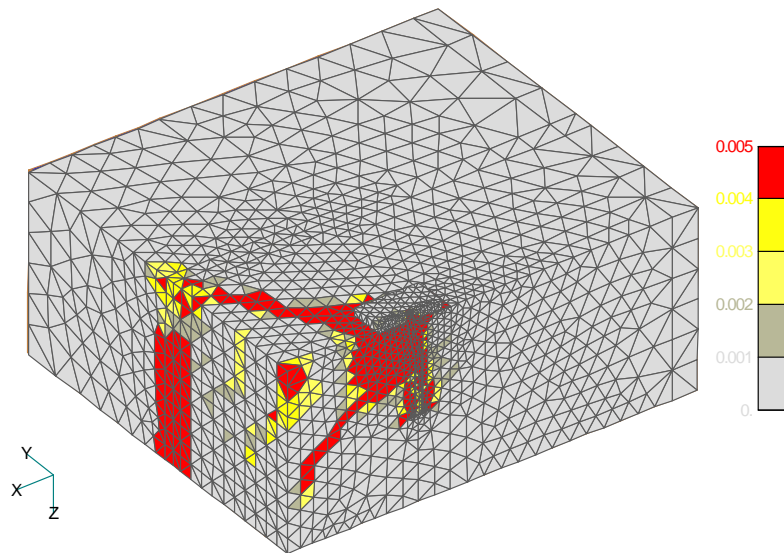
**Normalanker,  $d = 15$  mm**



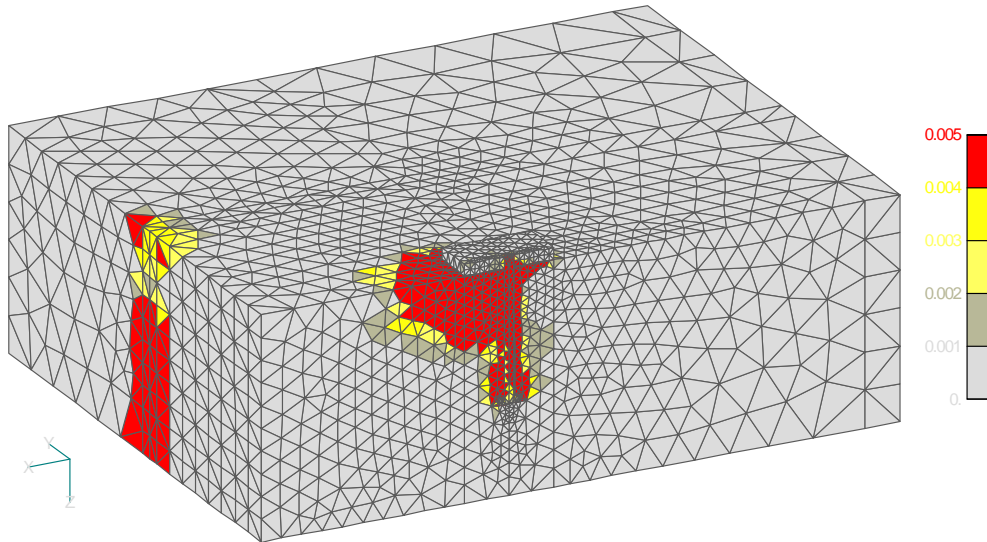
**Bild 39:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 105$  mm, eingespannt.



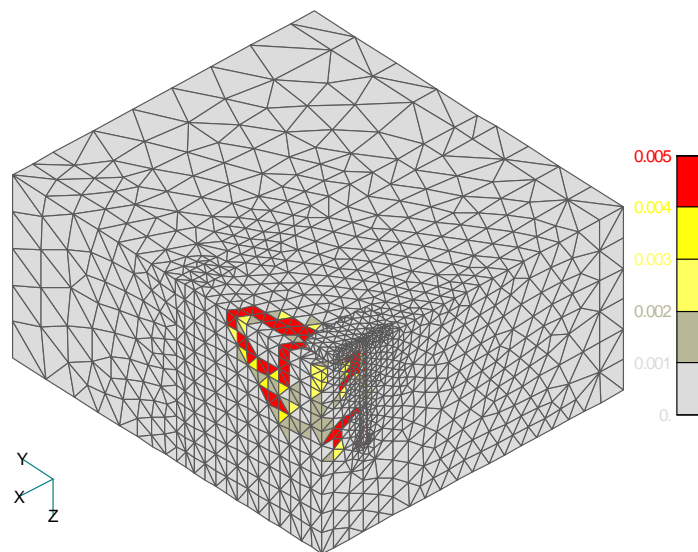
**Bild 40:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 210$  mm, eingespannt.



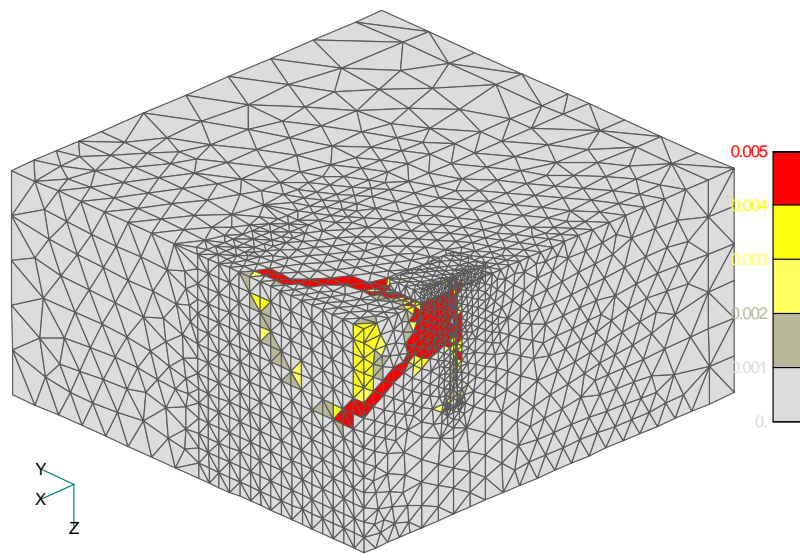
**Bild 41:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 310$  mm, eingespannt.



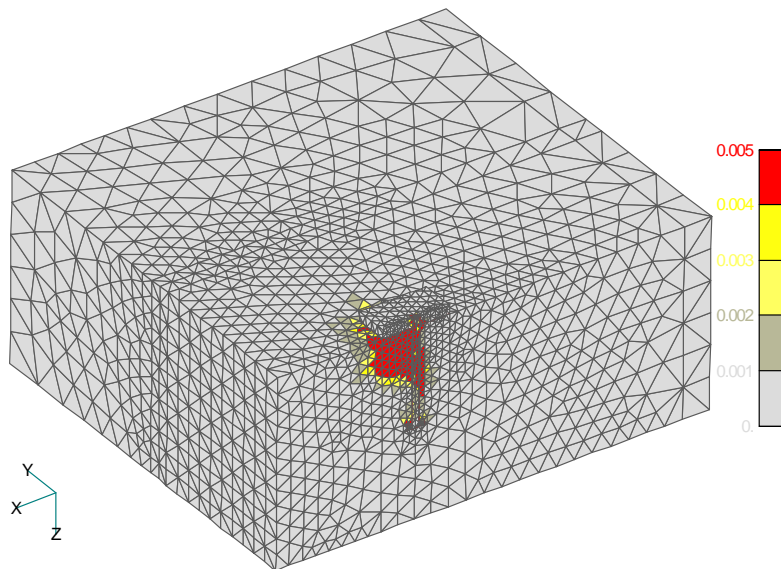
**Bild 42:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch) – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 420$  mm, eingespannt.



**Bild 43:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 105$  mm, gelenkig.



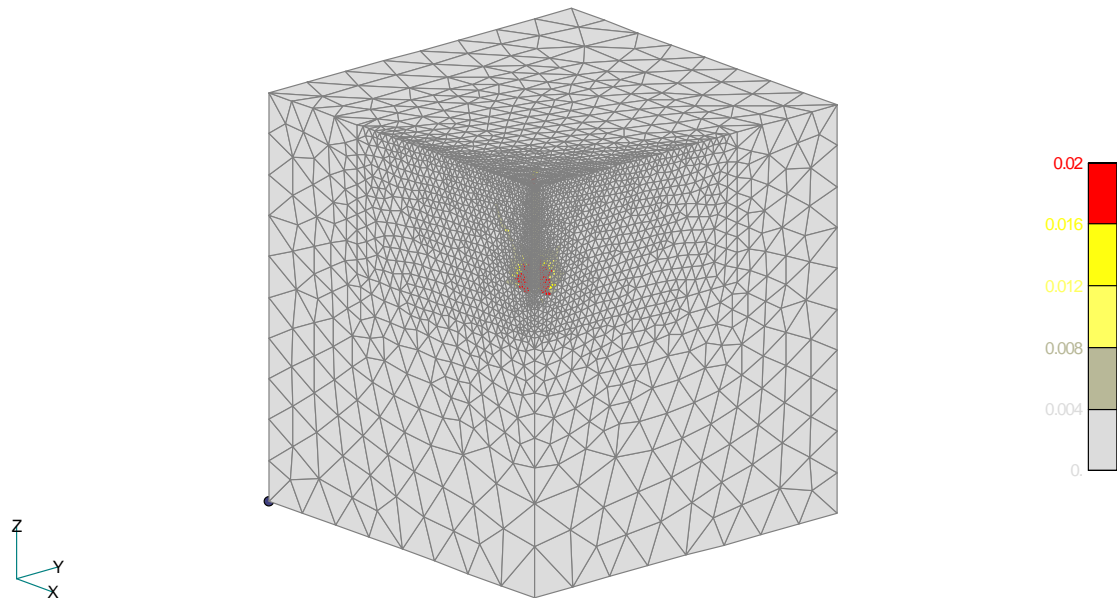
**Bild 44:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 210$  mm, gelenkig.



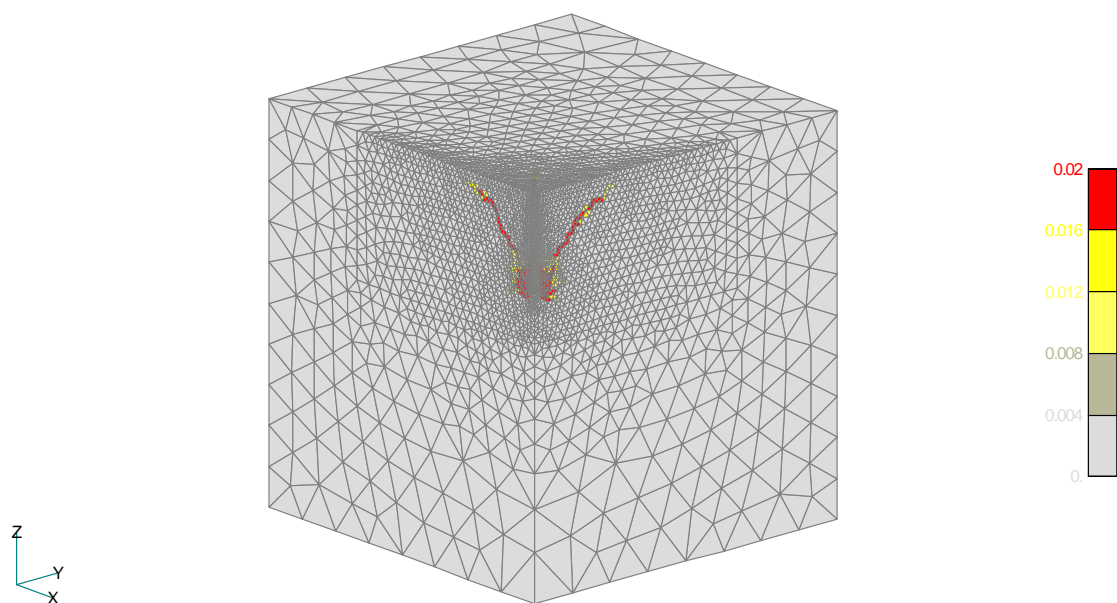
**Bild 45:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch (lokaler Bruch) – Normalanker,  $d = 15$  mm,  $h_{ef} = 210$  mm,  $c = 310$  mm, gelenkig.

## ANHANG 4

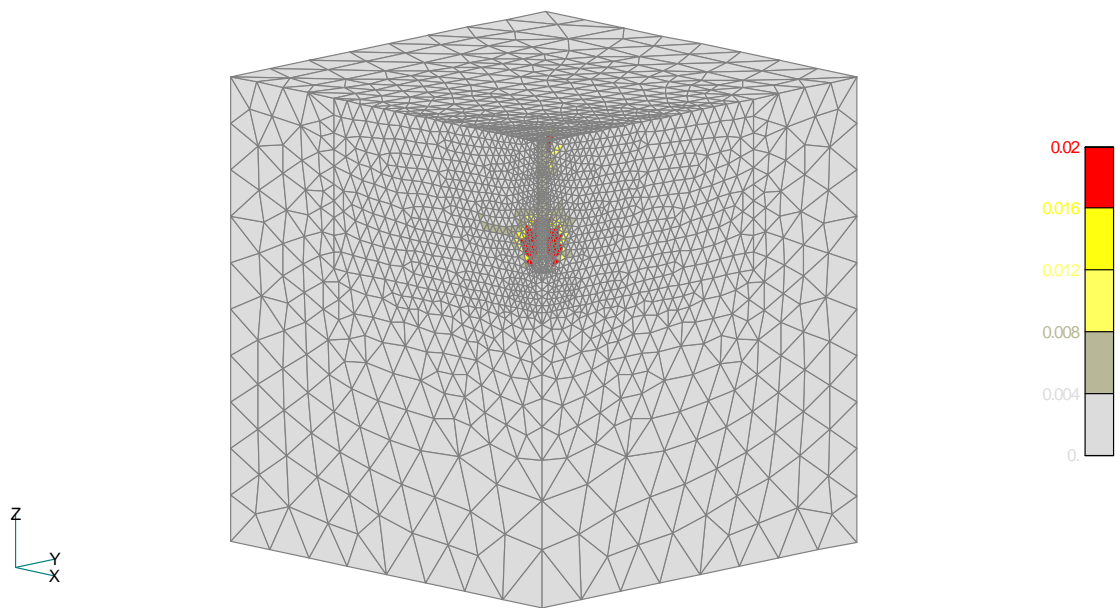
### Ergebnisse der numerischen Untersuchungen mit Kopfbolzen mit großer Verankerungstiefe und großem Kopf unter Zugbelastung - Rissbilder



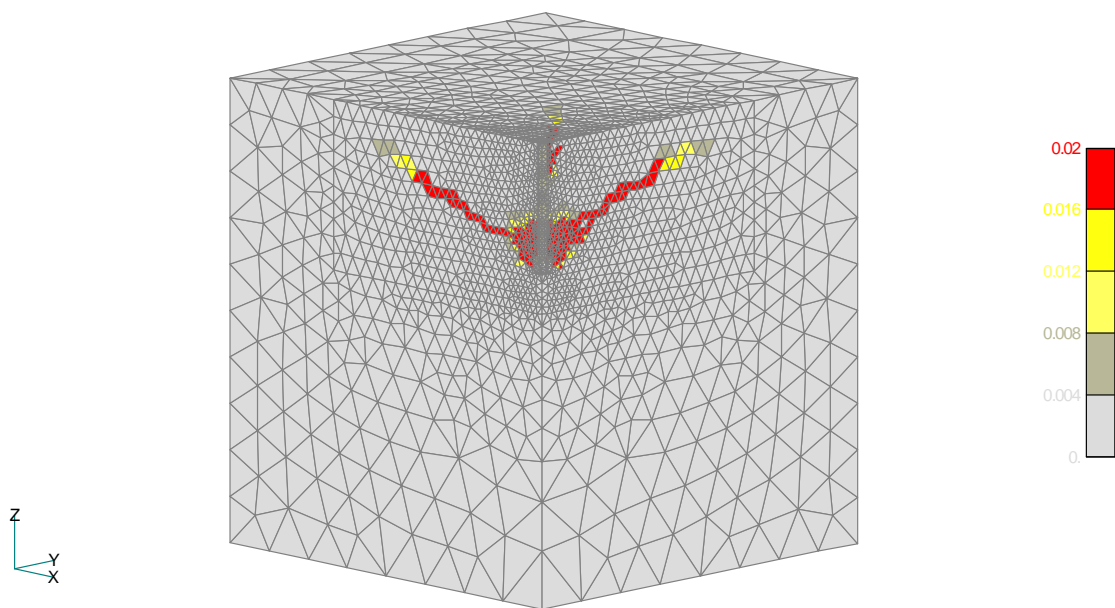
**Bild 1:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).



**Bild 2:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).

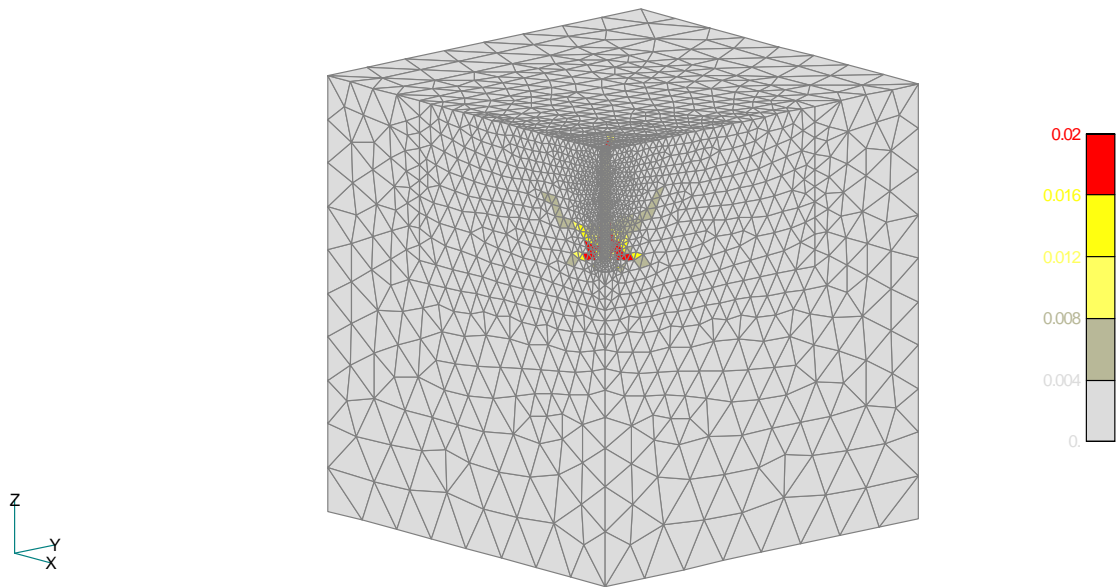


**Bild 3:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).

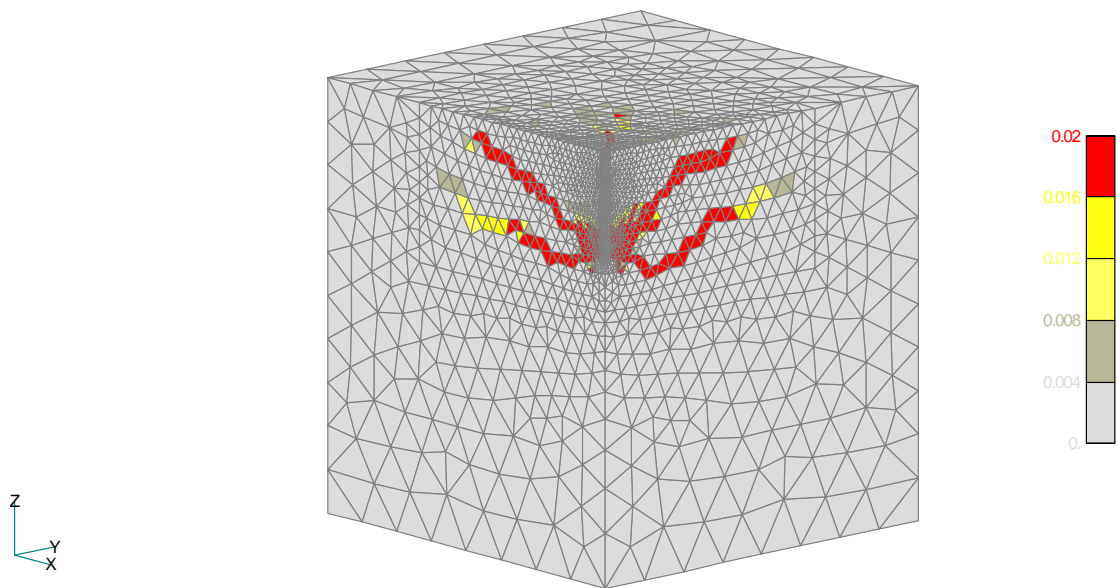


**Bild 4:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).

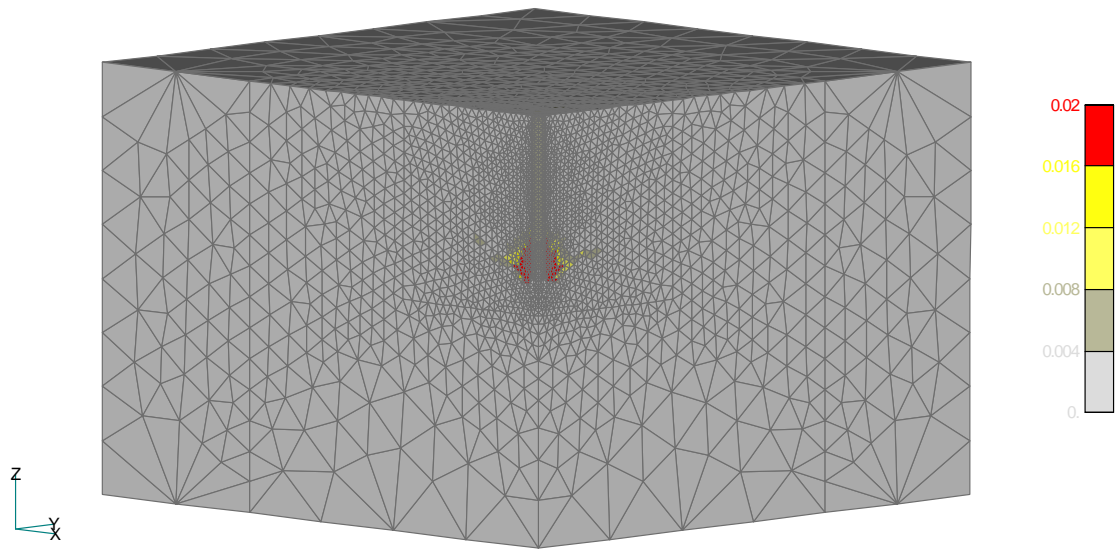




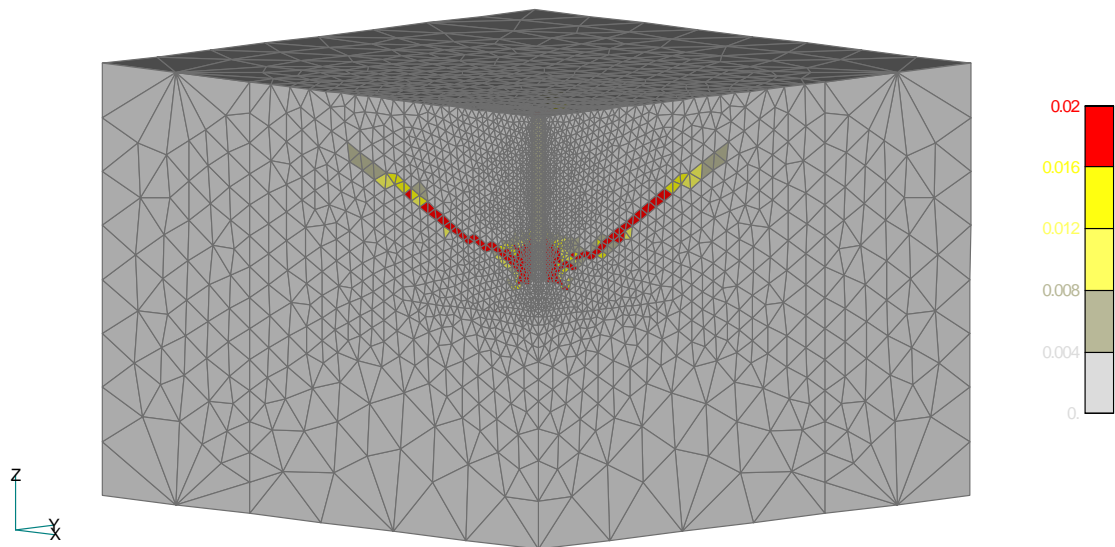
**Bild 5:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – großer Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).



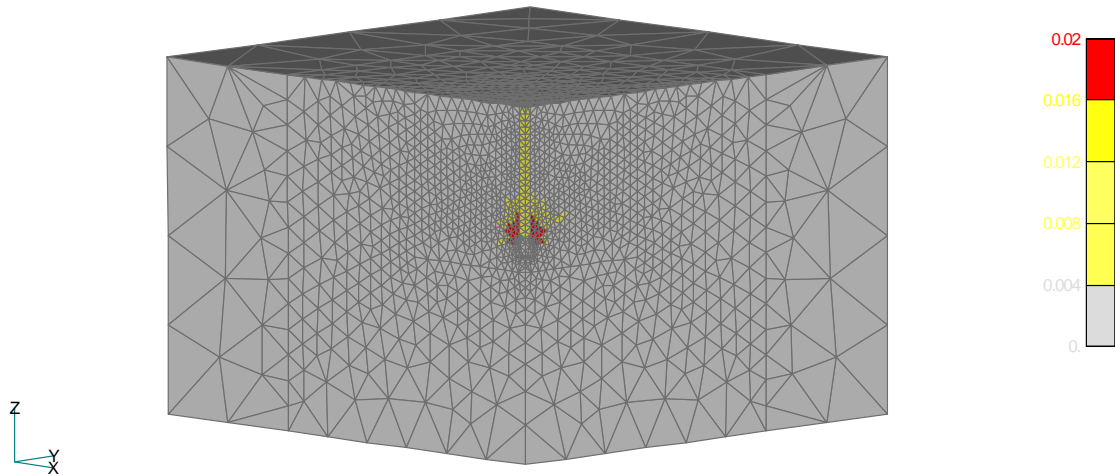
**Bild 6:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – großer Kopf ( $h_{ef} = 150$  mm).



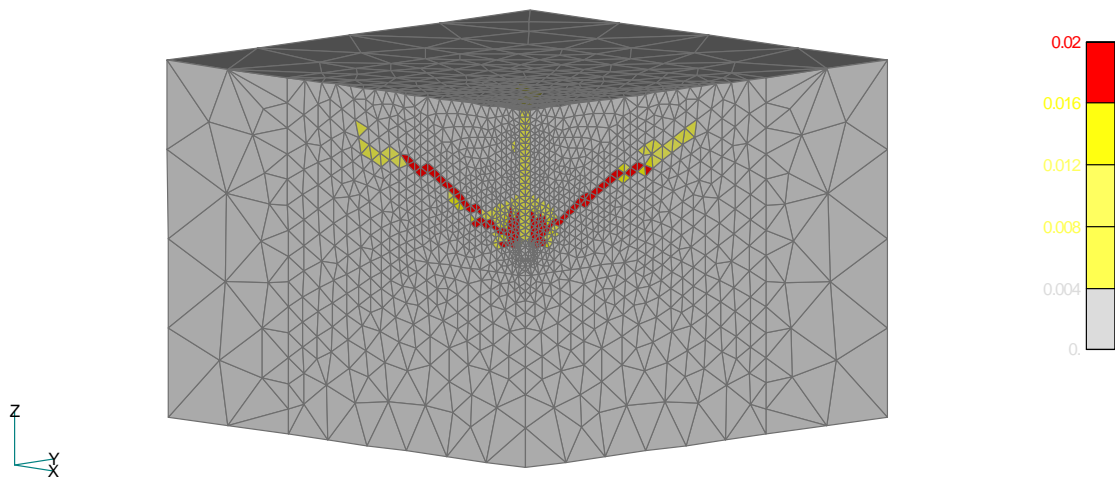
**Bild 7:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 300$  mm).



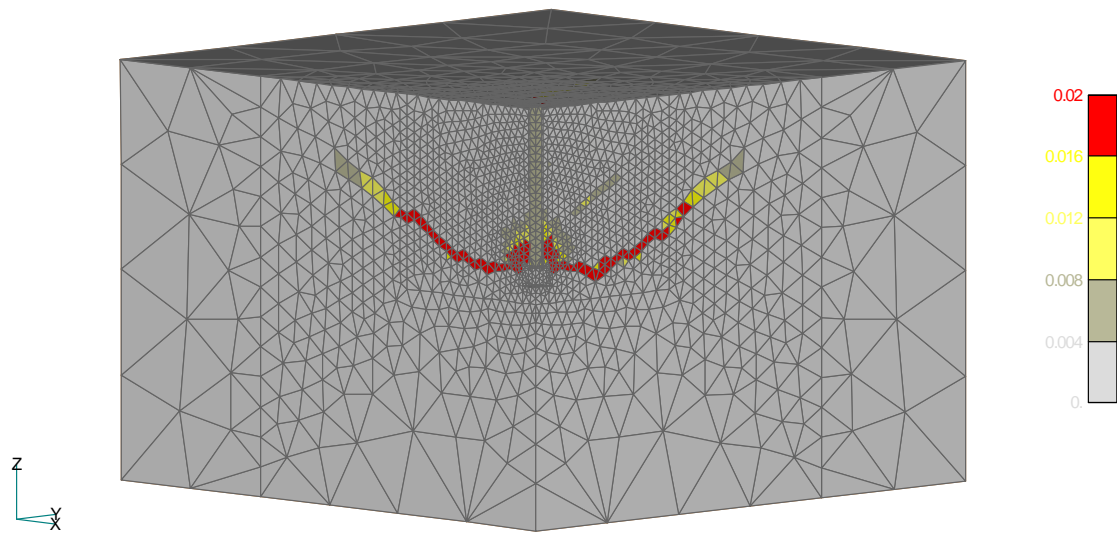
**Bild 8:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 300$  mm).



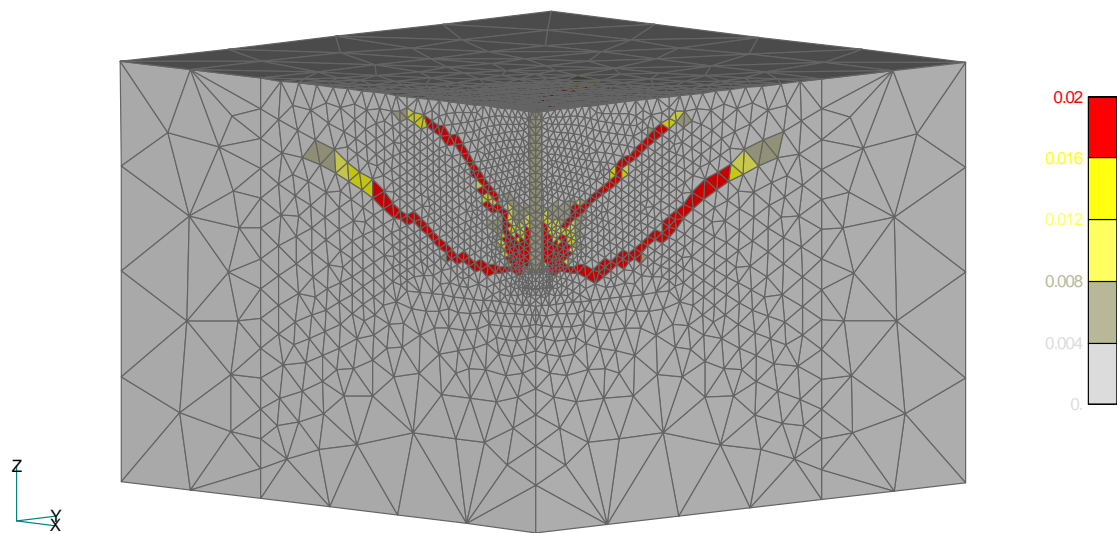
**Bild 9:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 300$  mm).



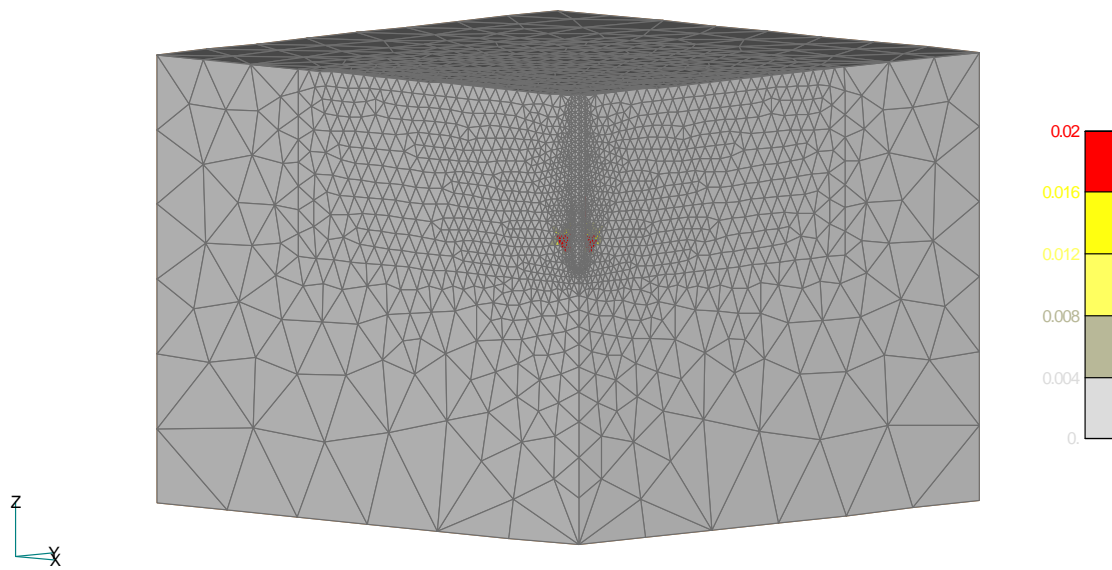
**Bild 10:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 300$  mm).



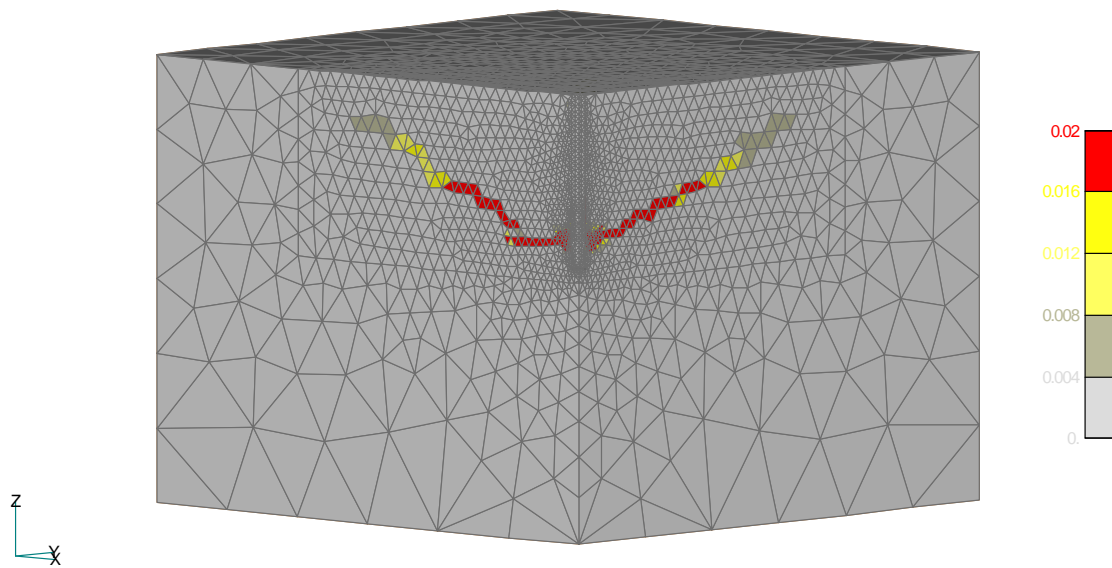
**Bild 11:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – großer Kopf ( $h_{ef} = 300$  mm).



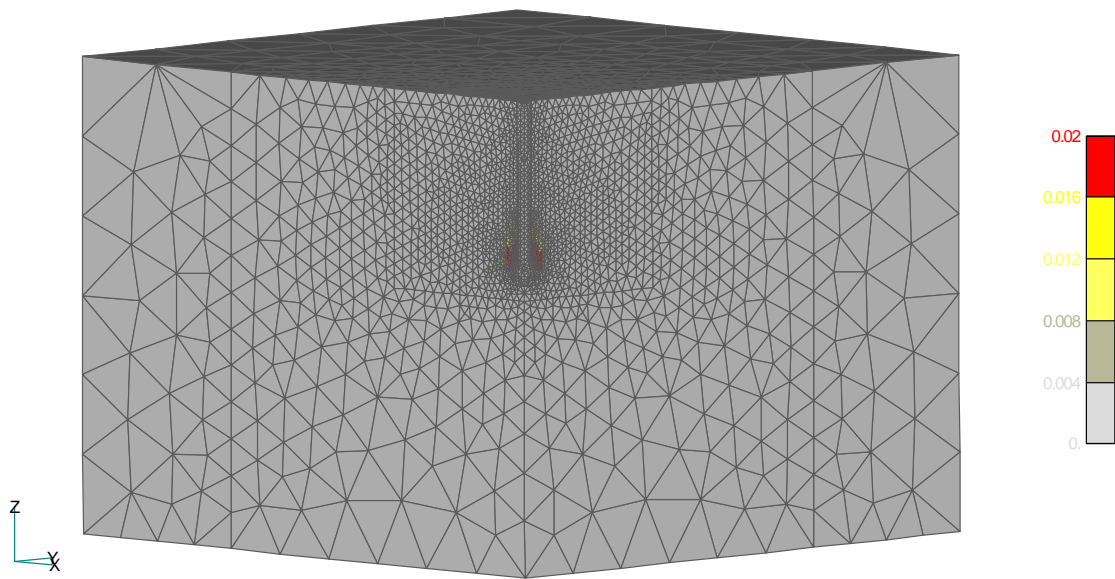
**Bild 12:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – großer Kopf ( $h_{ef} = 300$  mm).



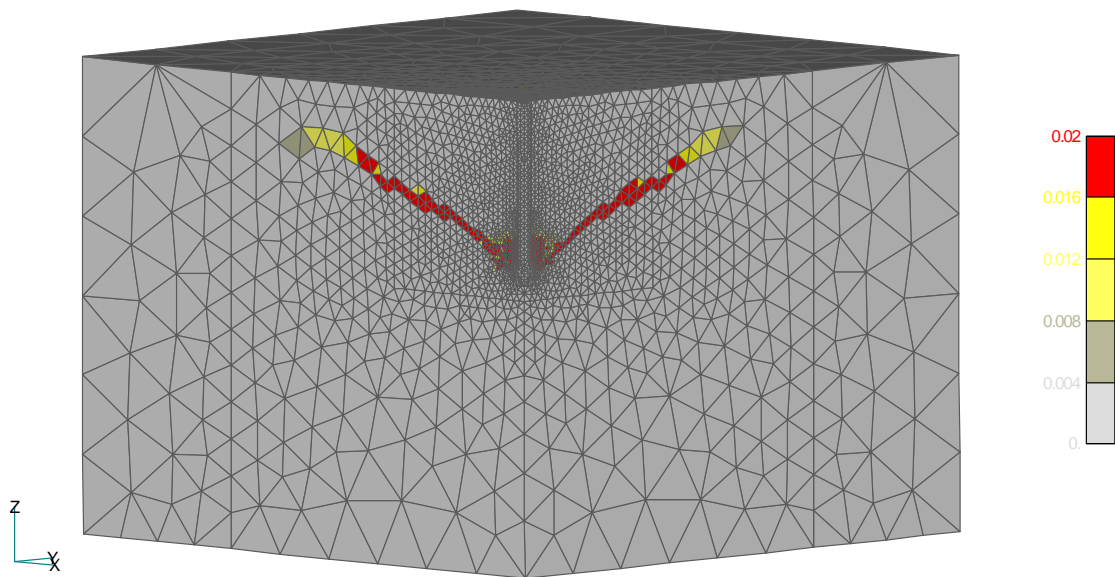
**Bild 13:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 635$  mm).



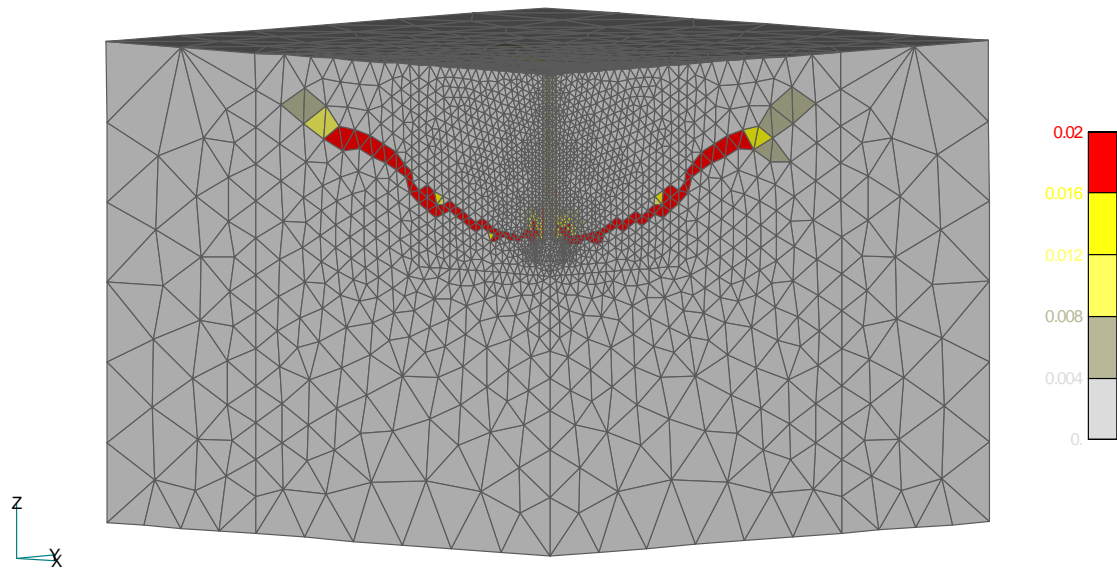
**Bild 14:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 635$  mm).



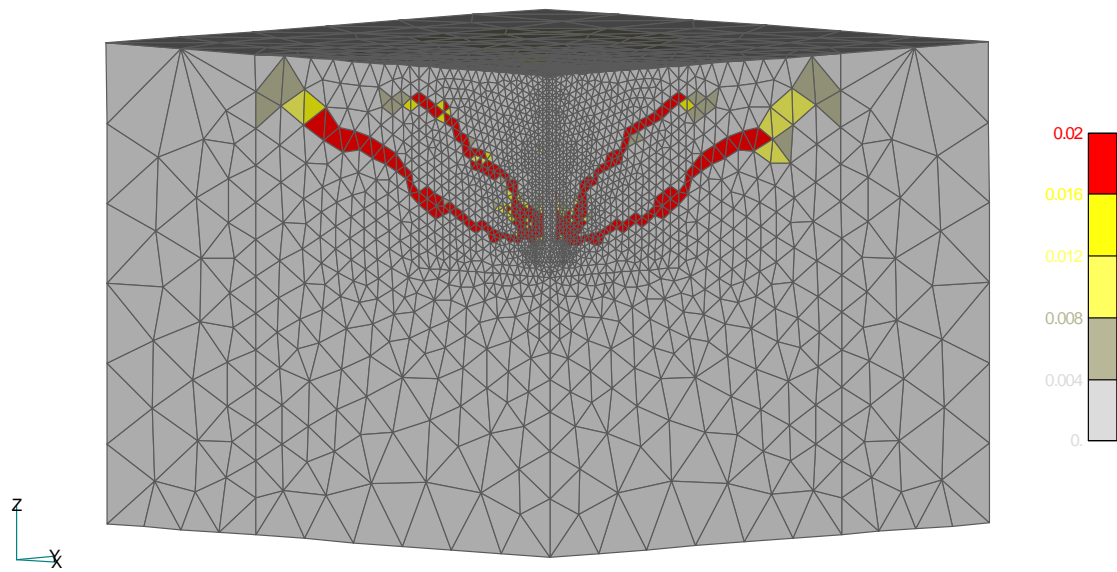
**Bild 15:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 635$  mm).



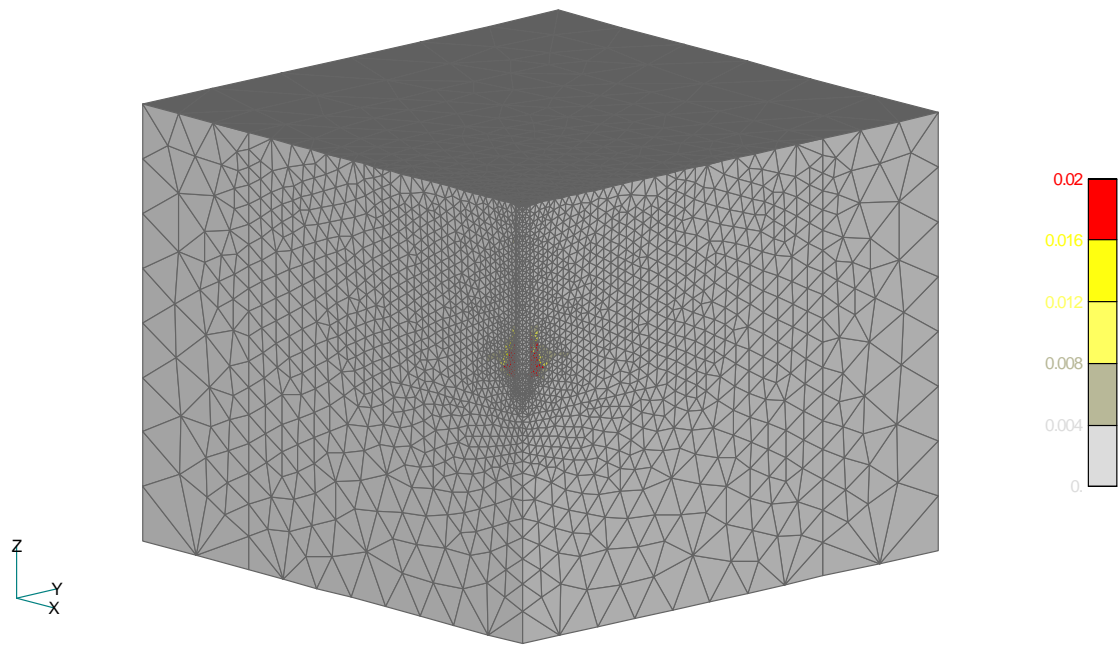
**Bild 16:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 635$  mm).



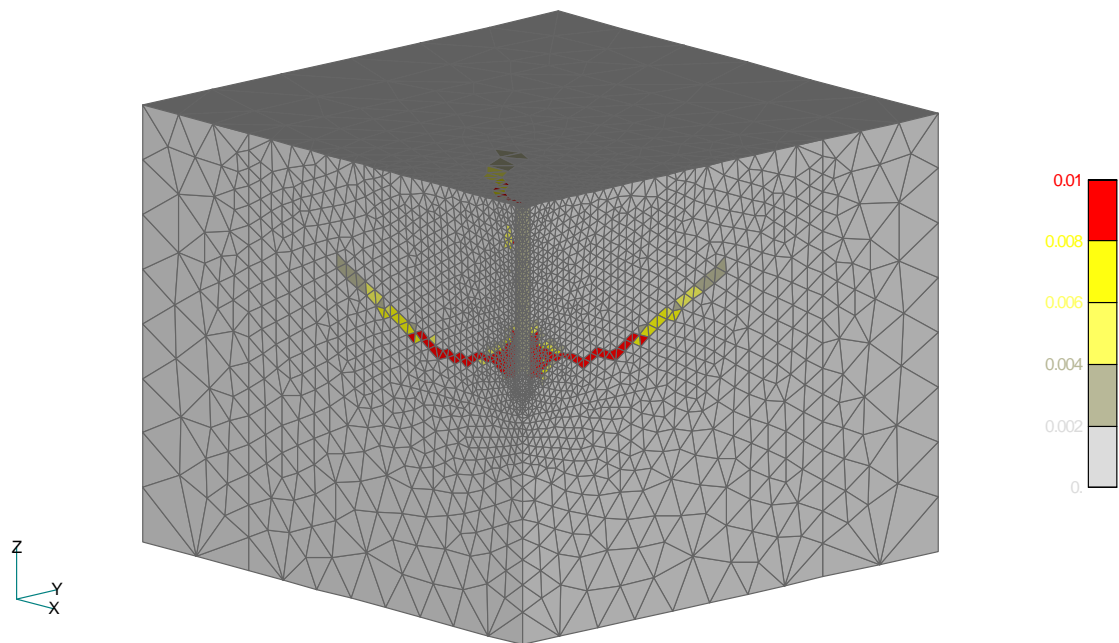
**Bild 17:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – großer Kopf ( $h_{ef} = 635$  mm).



**Bild 18:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – großer Kopf ( $h_{ef} = 635$  mm).

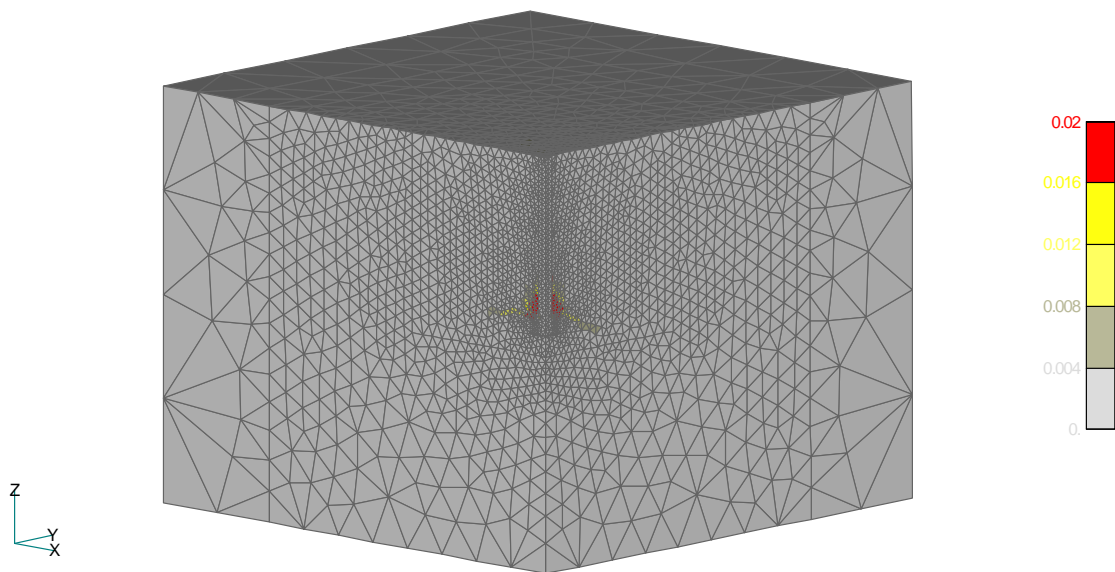


**Bild 19:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 889$  mm).

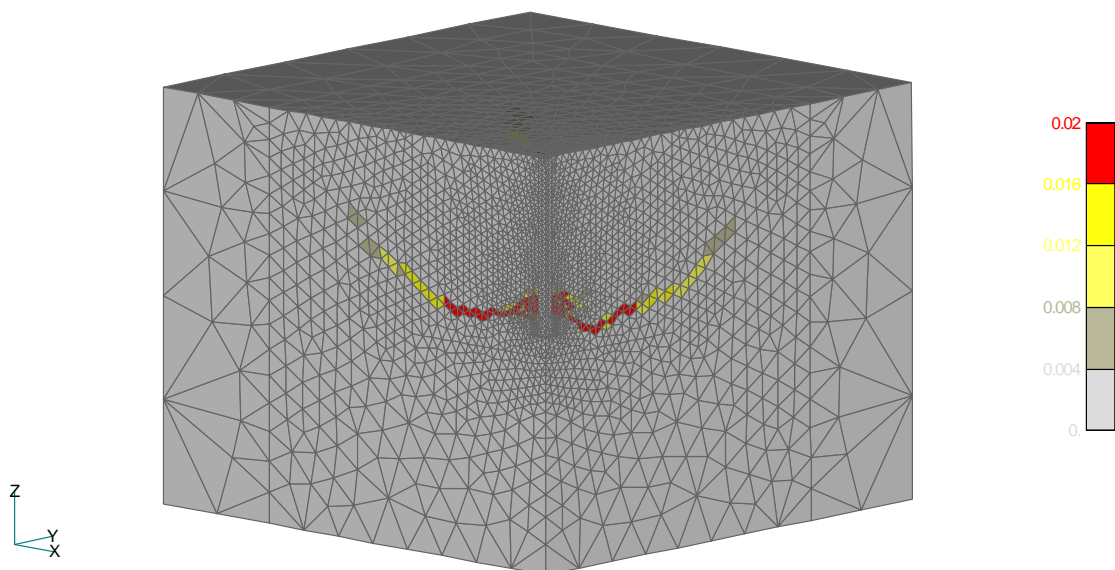


**Bild 20:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 889$  mm).

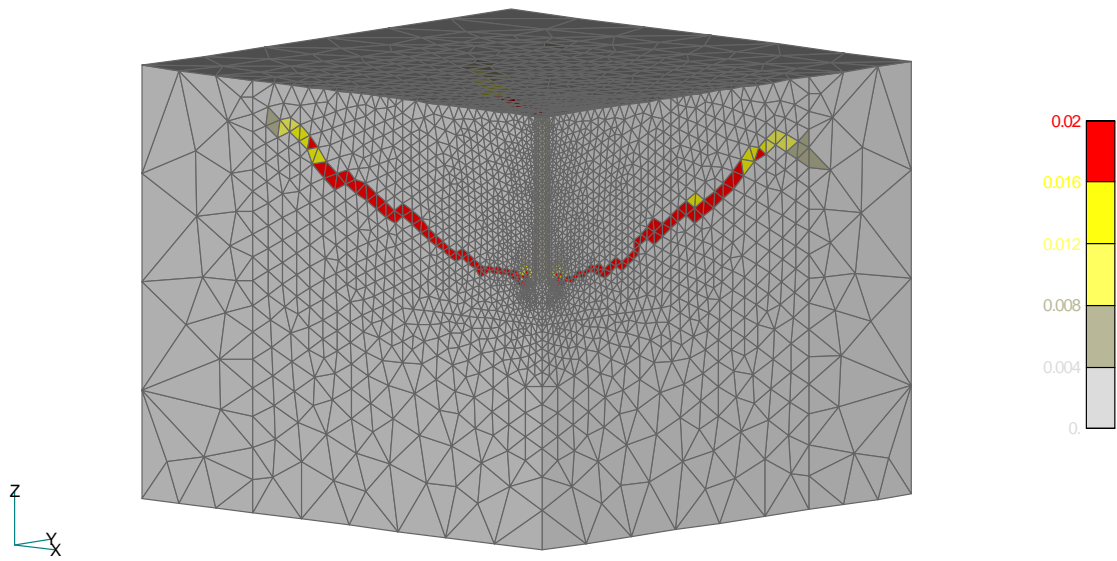




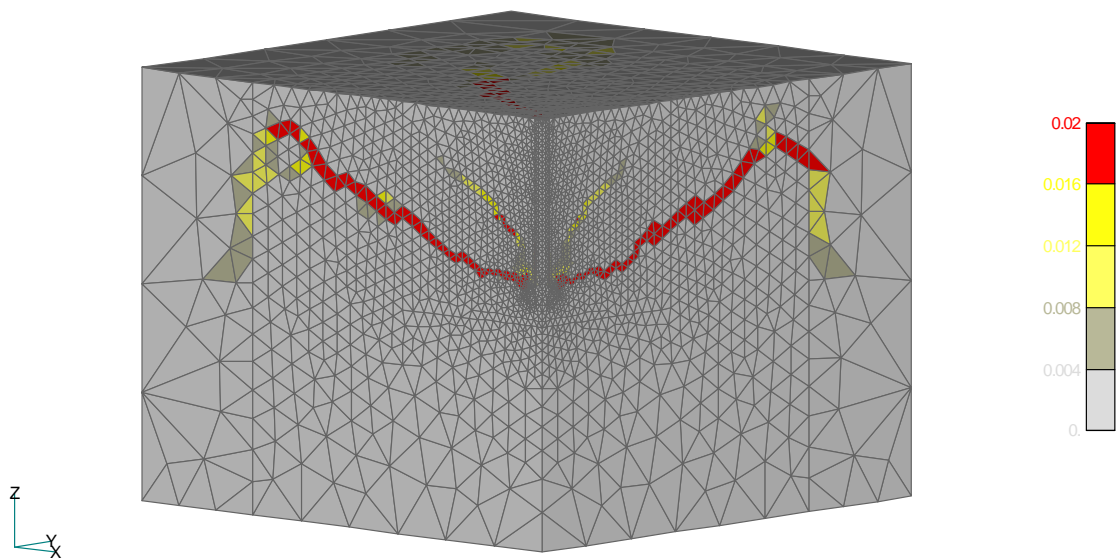
**Bild 21:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 889$  mm).



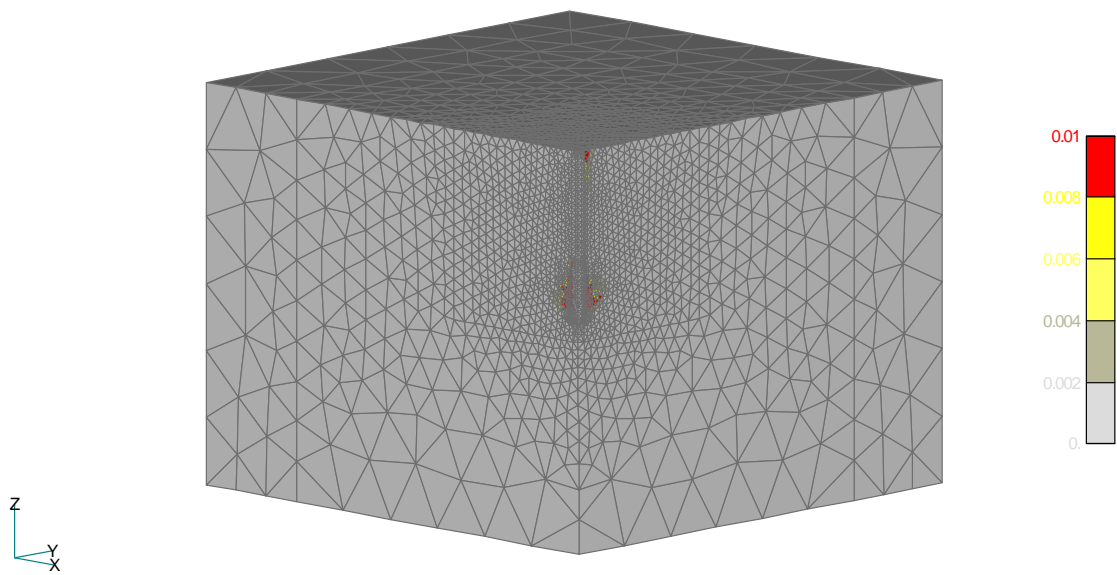
**Bild 22:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 889$  mm).



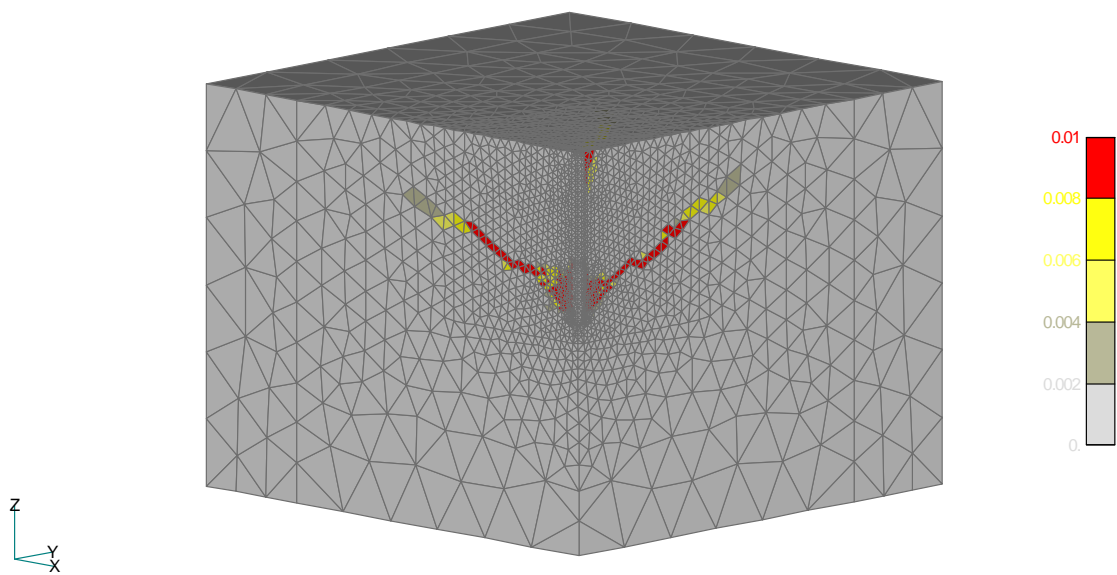
**Bild 23:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – großer Kopf ( $h_{ef} = 889$  mm).



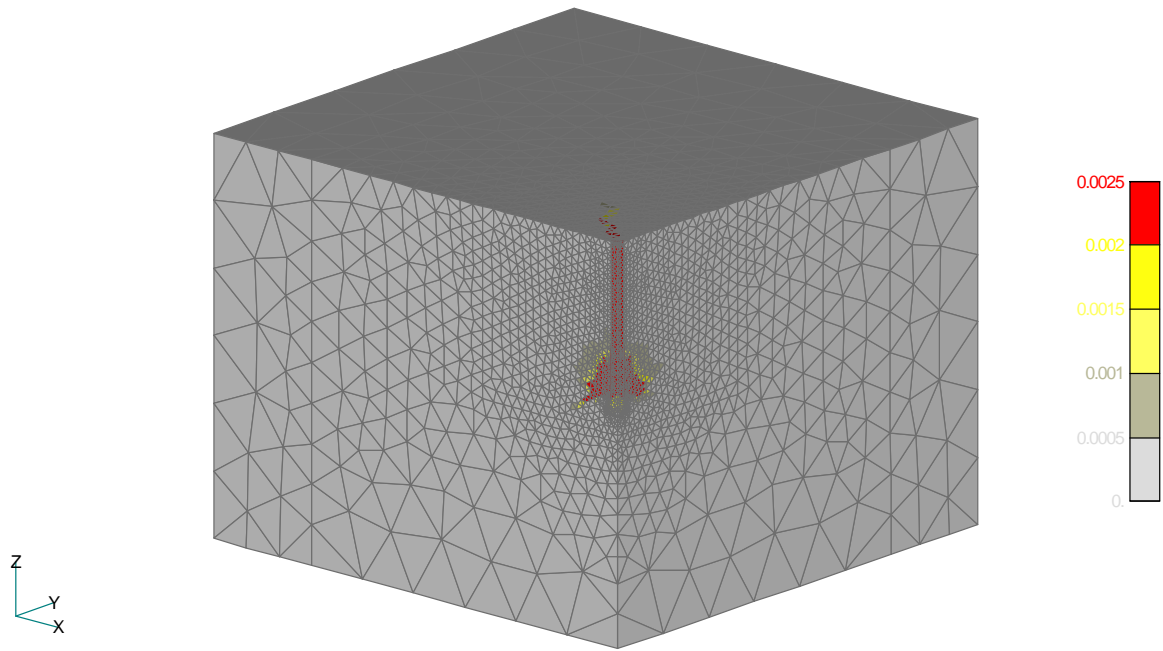
**Bild 24:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 889$  mm).



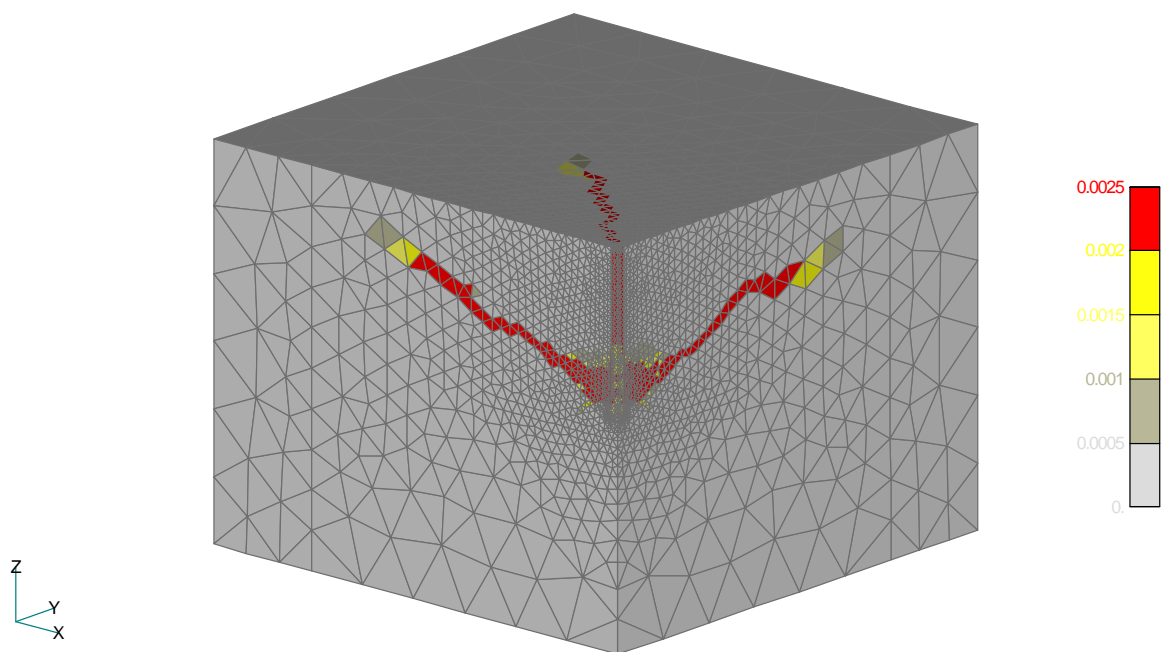
**Bild 25:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).



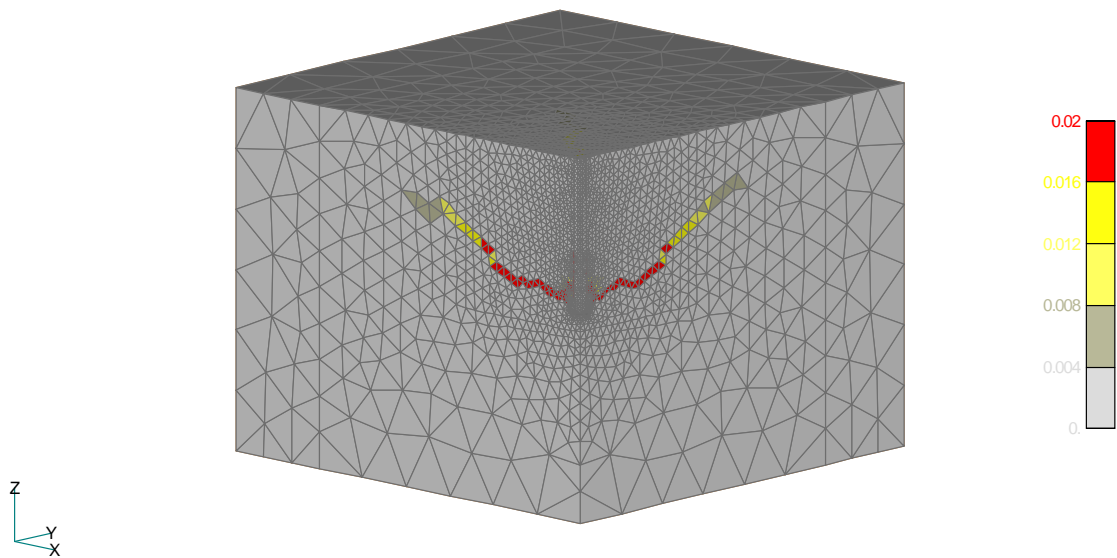
**Bild 26:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – kleiner Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).



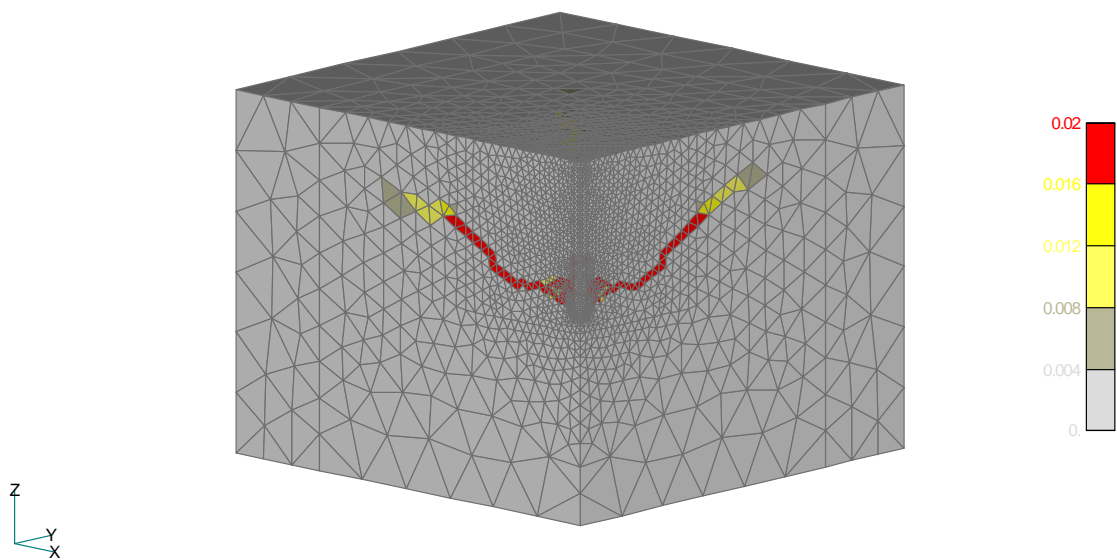
**Bild 27:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).



**Bild 28:** Hauptzugdehnungen bei dem Ausbruch – mittlerer Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).



**Bild 29:** Hauptzugdehnungen bei der Höchstlast – großer Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).



**Bild 30:** Hauptzugdehnungen beim Ausbruch – großer Kopf ( $h_{ef} = 1500$  mm).