

Weiterentwicklung der
Analysemethodik zur
Bestimmung der In-
tegrität von Sicher-
heitsbehältern aus
Spannbeton

Abschlussbericht

Abschlussbericht/ Final Report

Reaktorsicherheitsforschung-
Vorhabens Nr.:/
Reactor Safety Research-Project No.:
RS1154

Vorhabensitel / Project Title:

**Weiterentwicklung der Analy-
semethodik zur Bestimmung
der Integrität von Sicherheits-
behältern aus Spannbeton**

**Further Development of the
Structure Mechanics Analysis
Method for the Determination
on the Integrity of Prestressed
Concrete Containments**

Autor / Author:
H. Grebner
P. Bachmann
J. Sievers

Berichtszeitraum / Publication Date:
November 2006

Anmerkung:

Das diesem Bericht zugrunde lie-
gende F&E-Vorhaben wurde im
Auftrag des Bundesministeriums
für Wirtschaft und Technologie
(BMWi) unter dem Kennzeichen
RS 1154 durchgeführt.

Die Verantwortung für den Inhalt
dieser Veröffentlichung liegt beim
Auftragnehmer.

Kurzfassung

Im Rahmen des Vorhabens RS 1154 wurde im Zusammenhang mit bereits durchgeführten Großversuchen die strukturmechanische Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität von Behälterstrukturen aus vorgespanntem Stahlbeton validiert und weiterentwickelt. Dabei wurde durch Analysen zu Versuchen die Aussagegenauigkeit der Analysemethodik bezüglich der Simulation des Verformungsverhaltens von Betonstrukturen unter Berücksichtigung von Vorspannung und Bewehrung sowie die Voraussetzungen für eine Leckratenberechnung verbessert. Zu einem Großversuch des SANDIA National Laboratory (USA) an einem vorgespannten DWR-Modellcontainment im Maßstab 1:4 wurden Simulationsberechnungen zum Strukturverhalten mit dem Finite-Elemente-Programm ADINA durchgeführt. Der Vergleich zwischen Messwerten und Rechenergebnissen in dem zylindrischen Bereich des Modellcontainments, in dem keine Durchdringungen vorhanden sind, zeigt, dass die globale Verformung der Struktur sowie das lokale Dehnungsverhalten im Beton, an den Bewehrungsstäben, an den Spannkabeln und in dem an der Innenoberfläche befestigten Stahlliner unter zunehmender Innendruckbelastung bis auf die Phase der Bildung von Mikrorissen im Beton zufrieden stellend simuliert werden können.

Im Rahmen der Teilnahme an dem zum SANDIA-Versuch definierten internationalen Standardproblem (ISP 48) wurden Analyseergebnisse verschiedener Organisationen verglichen und bewertet. Damit wird der derzeitige Entwicklungsstand der Berechnungsverfahren für vorgespannte Stahlbetonbehälter demonstriert, insbesondere im Hinblick auf das Versagensverhalten von Liner und Beton unter Berücksichtigung der Rissbildung. Die im Rahmen des ersten Teils des ISP 48 durchgeführten Vergleichsanalysen zeigen, dass die Übereinstimmung der Ergebnisse bei reiner Innendruckbelastung weit weg von Durchdringungen bis etwa zum 1.5-fachen Auslegungsdruck (d. h. bis ~ 0.6 MPa) zufrieden stellend ist. Die Unterschiede zwischen den Analyseergebnissen sowie zum Experiment für Drücke oberhalb 0.6 MPa sind auf die unterschiedlichen Ansätze zur Simulation des nicht-linearen Werkstoffverhaltens der Stahlkomponenten und des Betons einschließlich der Modelle für Rissbildung zurückzuführen. Insgesamt zeigen die erzielten Ergebnisse, dass die entwickelten Analysemodelle und die eingesetzte Analysemethodik bis auf den Belastungsbereich, in dem die Mikrorissbildung im Beton beginnt, eine hohe Aussagesicherheit bezüglich der Simulation des Verformungsverhaltens von Betonstrukturen unter Berücksichtigung von Vorspannung und Bewehrung haben. Im zweiten Teil des ISP 48 wurden 2 Fälle mit überlager-

ter Innendruck- und Temperaturbelastung infolge einer simultanen Erhöhung von Temperatur und Druck im Inneren des Modellcontainments gemäß den Zustandsgrößen von gesättigtem Dampf sowie einem postulierten schweren Störfall (Ausfall der Stromversorgung mit Wasserstoffverbrennung) rechnerisch untersucht. Im Vergleich zum reinen Innendrucklastfall bewirkt der Temperaturgradient, dass z. B. die radialen Verschiebungen im zylindrischen Bereich bei gleichem Druck größer sind. Dehnungen im Liner sowie in Bewehrungsstäben und im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberflächen zeigen deutliche Unterschiede zum reinen Innendrucklastfall, während die Spannkabel nahe der Wandmitte keinen wesentlichen Unterschied zeigen. Demgegenüber hat der thermische Gradient starken Einfluss auf die Schädigung im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberfläche sowie im Liner.

Weiterhin wurden mit dem im Finite-Element-Programm ADINA enthaltenen Betonmodell Berechnungen zu Experimenten der Universität Karlsruhe mit plattenförmigen Probekörpern aus vorgespanntem Stahlbeton durchgeführt. Bei den Berechnungen stand die Simulation der Rissbildung und die Abschätzung von Rissweiten im Vordergrund. In diesem Zusammenhang wurde begonnen, Methoden zur Ermittlung von Rissweiten bzw. Leckflächen als strukturmechanische Randbedingung für Leckratenberechnungen bereitzustellen und zu erproben. Dabei wurde eine Methode zur Rissweitenbestimmung aus FE-Resultaten sowie ingenieurtechnische Abschätzungsverfahren an den betrachteten Modellcontainments und Probekörpern erprobt. Eine Validierung der Methoden durch Vergleich mit gemessenen Werten steht noch aus, weil in den meisten der hier betrachteten Versuche, die Rissweitenbestimmung nicht vorgesehen war. Es bleibt festzuhalten, dass es mit den eingesetzten Modellen nicht gelang, die Phase der Rissbildung zufrieden stellend zu simulieren. Modellverbesserungen sind für eine zuverlässige Abschätzung von Lecköffnungen und somit Leckraten und somit zur Bestimmung der Dichtheit von Containmentstrukturen aus vorgespanntem Stahlbeton erforderlich.

Abstract

In the framework of the project RS 1154 the structure-mechanical analysis methodology for the determination of the integrity of containment structures made of pre-stressed reinforced concrete was validated and further developed in connection with already performed large-scale experiments. Thereby the accuracy of the analysis methodology concerning the simulation of the deformation behaviour of concrete structures with consideration of pre-stressing and reinforcement as well as the assumptions for leak rate calculations was improved by simulations of experiments. Simulation calculations on structural behaviour were performed with the Finite-Element-Program ADINA for a large-scale experiment carried out on a 1/4-scale pre-stressed PWR model containment at the SANDIA National Laboratory (USA). The comparison of measured values and calculation results in the cylindrical area of the model containment, which has no penetrations, shows that the global deformation of the structure as well as the local strain behaviour within the concrete, the reinforcing bars, the pre-stressing tendons and the steel liner attached to the inner surface under increasing pressure loading can be simulated satisfactorily, with the exception of the phase of micro-crack formation in the concrete.

Within the framework of the International Standard Problem (ISP 48) defined with respect to the SANDIA experiment, analysis results of different organisations were compared and assessed. Thereby the current state of development of the calculation methods for pre-stressed reinforced concrete vessels is demonstrated, especially regarding the failure behaviour of the liner and the concrete with consideration of crack formation. The comparative analyses performed in the framework of the first part of the ISP 48 show that the coincidence of the results, far away from penetrations, for loadings due to internal pressure up to 1.5 times the design pressure (i.e. up to ~ 0.6 MPa) is satisfactorily. The discrepancies between the analysis results and the experiment for internal pressure larger than 0.6 MPa are due to different approximations of the non-linear natural behaviour of the steel components and the concrete including the models for crack formation.

In all, the results achieved so far show that the analysis models that have been developed and the analysis methodology used have a high degree of validity regarding the simulation of the deformation behaviour of concrete structures with consideration of pre-stressing and reinforcement excepting the area in the concrete where micro-cracks

are formed under loading. During the second part of the ISP 48 two cases with superposition of internal pressure and temperature loading either by a simultaneous increase of temperature and pressure in the interior of the model containment as given by the values of saturated steam as well as by a postulated severe accident (station black out with hydrogen burning) were considered. In comparison to the pure pressure loading the temperature gradient produces e.g. larger radial displacements in the cylindrical part at the same pressure values. The strain results in the liner, the rebars and in the concrete near the inner and outer surface are significantly different to the pure pressure case. In contrast the tendon strains (in the middle of the wall) are rather similar in both cases, which means that the pressure value for the failure of the tendons when the containment globally fails is not changed significantly by the investigated thermal gradients. On the other hand the thermal gradient strongly influences the damage in the liner and the concrete at the inner and outer surface.

By means of the concrete model included in the finite element program ADINA calculations to experiments with pre-stressed reinforced plates investigated at University of Karlsruhe were performed. Main focus of the calculations was put to the evaluation of the crack formation and the estimation of crack widths. In this context it was started to provide methods of estimation of crack widths and leak areas as structure mechanics boundary condition for leak rate calculations. One method is based on finite element results and others on simplified estimation schemes. The methods were tested with the model containments and plates studied here. A validation of the methods by comparison to experimental data could not be done, because in most of the experiments considered in this report, crack widths were not measured. To summarize it can be concluded that the phase of crack formation could not be simulated in a satisfying manner by means of the models used. The improvements of the analysis models are necessary for a reliable estimation of leak areas and leak rates i. e. for the determination of the leak-tightness of containment structures made of pre-stressed reinforced concrete.

Inhaltsverzeichnis

1	Stand von Wissenschaft und Technik.....	1
2	Zielsetzung und Arbeitsprogramm.....	6
2.1	Globale Zielsetzung	6
2.2	Einzelzielsetzung	6
2.3	Arbeitsprogramm.....	6
3	Voraussetzungen für die Analysen	9
3.1	Modellierung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens von Beton in ADINA	9
3.2	Modellierung von Bewehrung und Spannkabeln.....	10
3.3	Verbundmodelle	12
4	Berechnungen zu Versuchen an Probekörpern	14
4.1	Leckageversuche	14
4.1.1	Kurzbeschreibung der Leckageversuche	15
4.1.2	Finite-Element-Modelle und Berechnungen.....	19
4.1.3	Exemplarische Ergebnisse.....	30
4.2	Ausziehversuche	38
4.2.1	Kurzbeschreibung der Ausziehversuche.....	38
4.2.2	Finite-Element-Modell und Berechnungen	42
4.2.3	Ausgewählte Analyseergebnisse	45
4.3	Zusammenfassung Kapitel 4.....	52
5	Berechnungen zum vorgespannten SANDIA-Modellcontainment	53
5.1	Analysemodelle	56
5.2	Belastungen	62
5.3	Temperaturabhängigkeiten der Materialdaten	66
5.4	Analysen zum Limit-State-Test (ISP 48, Phase 2)	69
5.5	Analysen zu einer unterstellten thermo-mechanischen Transiente mit gesättigtem Dampf (ISP 48, Phase 3, Fall 1).....	78

5.6	Analysen zu einer unterstellten Störfalltransiente mit Wasserstoffverbrennung (ISP 48, Phase 3, Fall 2)	88
5.7	Einfluss der betrachteten Temperaturtransienten auf das SANDIA-Modellcontainment	98
6	Weitere Untersuchungen zum MAEVA-Modellcontainment.....	101
6.1	Berechnungen mit dem 3D-FE-Modell des MAEVA-Modellcontainments	103
6.1.1	Berechnungen zur Dampfphase	103
6.1.2	Berechnungen mit reiner Innendruckbelastung	106
6.2	Berechnungen mit einem Scheibenmodell.....	108
7	Ermittlung von Rissöffnungen.....	113
7.1	Rissöffnungen aus FE-Ergebnissen.....	113
7.1.1	Rissöffnungen beim SANDIA-Modellcontainment.....	115
7.1.2	Rissöffnungen beim MAEVA-Modellcontainment.....	117
7.2	Abschätzung der Rissöffnung mit vereinfachten Verfahren	120
7.2.1	Berechnungsformeln	120
7.2.2	Anwendungsbeispiele für vereinfachte Rissweitenermittlung	122
8	Zusammenfassung	128
9	Literatur und Quellen	133
10	Abkürzungen	141
11	Verteiler	143

1 Stand von Wissenschaft und Technik

Der Sicherheitseinschluss ist das System aus Sicherheitsbehälter und umgebendem Gebäude. Mit diesem System soll insbesondere bei Kühlmittelverluststörfällen der Austritt freigesetzter radioaktiver Spaltprodukte in die Umgebung verhindert bzw. auf die zulässigen Werte begrenzt werden. Durch das bei einem Störfall möglicherweise ausströmende Kühlmittel wird der Sicherheitseinschluss Druck- und Temperaturbelastungen ausgesetzt. Der Sicherheitsbehälter (Containment) von Kernkraftwerken wird teilweise als Stahlbetonbauwerk errichtet. Dabei kommen unterschiedliche Konstruktionen zum Einsatz. Neben einwandigen Containments aus schlaff bewehrtem oder vorgespanntem Stahlbeton gibt es auch doppelwandige Ausführungen /FIB 01/. In Deutschland wurden Spannbetonbehälter nur für die Siedewasserreaktor-Baulinie SWR-72 in den beiden Blöcken in Gundremmingen eingesetzt. Im Ausland, insbesondere in Frankreich, USA, Japan und Russland ist diese Bauweise stärker verbreitet. Bei der Errichtung des EPR (European Pressurized Water Reactor) in Finnland ist ein doppelwandiges Containment mit vorgespannter Innenwand vorgesehen.

Im Rahmen von deutschen Sicherheitsstudien wurden Abschätzungen zum Tragverhalten verschiedener Sicherheitsbehälterkonstruktionen durchgeführt, um Schwachstellen zu identifizieren /GRS 90, HOE 97/. Weiterhin wurden partiell experimentelle Untersuchungen durchgeführt, um Rissmuster an größeren Proben aus Stahlbeton zu bestimmen. Die zur Ermittlung des Grenztragverhaltens derartiger Bauwerke eingesetzten Rechenverfahren insbesondere die Modelle zur Beschreibung des Betonverhaltens mit Rissbildung erfordern eine Weiterentwicklung und eine Verbesserung hinsichtlich des Verifikationsstandes. Dabei ist zu beachten, dass Fragestellungen an vorgespannten Betonbehältern durch die zusätzliche Belastung der Vorspannung gegenüber Fragestellungen an nicht vorgespannten, d. h. schlaff bewehrten Betonbehältern komplexer sind und daher letzt genannte mit abdecken.

Thermohydraulische Modelle zur Beschreibung von Leckraten bei innendruckbelasteten Spannbetonkonstruktionen unter Berücksichtigung der Medienbedingungen (Luft, Wasserdampf) benötigen seitens der Strukturmechanik die Bestimmung von Leckpfaden durch Zusammenwachsen von Mikrorissen sowie eine Abschätzung der entsprechenden Leckflächen auf der Basis berechneter Rissöffnungen.

Die strukturmechanischen Methoden zur Beschreibung der Tragfähigkeit von Containmentstrukturen wurden in den letzten Jahren weiterentwickelt. Die Materialmodelle können insbesondere Rissbildung infolge von Druck- bzw. Zugspannungen überwiegend als "verschmierte Risse" beschreiben, wobei bezüglich der Belastungen mechanische wie auch thermische Anteile berücksichtigt werden können. Dabei wurden auch Untersuchungen zum Einfluss der Mehrachsichtigkeit durchgeführt /STE 96/. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton im Zugbereich verläuft nahezu linear bis zum Erreichen der Zugfestigkeit. Eine weitere Dehnungszunahme ist mit einer Abnahme der Spannungen infolge Bildung von Mikrorissen verbunden. Durch weiteren Spannungsabbau und Zunahme der Verformung entstehen Makrorisse. In Simulationen mit Finiten Elementen ist es üblich das Materialmodell in Form eines Spannungs-Dehnungs-Diagramms anzugeben, während die Versuche an Kleinproben das Spannungs-Verformungs-Verhalten beschreiben. Die Beziehung zwischen Rissöffnung und einer äquivalenten Dehnung kann über die Einführung einer charakteristischen Länge hergestellt werden, die von der Bruchenergie, dem E-Modul und der Zugfestigkeit abhängt /BRA 88/.

Weiterhin wurden umfangreiche Versuche überwiegend mit mechanischen Lasten durchgeführt, wobei die Modellkörper zwar die Wanddicke realer Sicherheitsbehälter annähern, jedoch hinsichtlich der Steifigkeitsverhältnisse und möglicher Belastungssymmetrien gegenüber realen Sicherheitsbehältern wesentliche Unterschiede aufweisen.

Im Folgenden sind experimentelle Untersuchungen angesprochen, die zu der in diesem Vorhaben bearbeiteten Problematik herangezogen wurden.

- In Versuchen an der Universität Karlsruhe wurde das Verbundverhalten von geraden Bewehrungsstäben in senkrecht zur Ausziehrichtung unter Zug beanspruchten Probekörpern (Abmessungen 165x460x1500 mm³) aus Beton untersucht. Dabei wurde der Abfall der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der sich bildenden Rissbreite quantifiziert.
- In weiteren Versuchen an der Universität Karlsruhe wurden zunächst Rissmuster mit durchgehenden Rissen an Stahlbetonquadern der Größe 2.7 x 1.8 x 1.2 m³ durch uniaxialen Zug erzeugt. Danach wurden insgesamt vier Versuche (jeweils 40 Stunden) mit einem Druck-, Dampf- und Temperaturszenario durchgeführt. Die Rissweite wurde als 0 mm (zwei Versuche), 0.15 mm und 0.30 mm angesetzt. Bei den beiden

Versuchen mit der Rissweite 0 mm wurden keine quantifizierbaren Leckagemengen festgestellt. Bei den Rissweiten 0.15 und 0.3 mm wurde an der Außenseite ein Wasseraustritt beobachtet, d. h. es kam zu einer vollständigen Kondensation des Dampfes in den Rissen. Die Gesamt-Leckagemengen als Normvolumen bei 20 °C während des definierten 40-Stunden-Szenarios betragen etwa 30 m³ Dampf pro Meter Risslänge bei einer Rissweite von 0,15 mm und etwa 70 m³ Dampf pro Meter Risslänge bei einer Rissweite von 0.30 mm. Mit den ermittelten Versuchsergebnissen ist es möglich, eine Abschätzung der integralen Leckagevolumina einer Containmentwand bei vorgegebenen mittleren Rissweiten anzugeben. Berechnungen zu den Versuchen sind in /NIK 03, NIK 05/ und /NIK 05a/ beschrieben.

- In den Versuchen an der Universität Kaiserslautern wurden an Probekörpern aus Beton (ohne Bewehrung) mit einem Einzelriss (Länge: 1.2 m) vorgegebener Rissöffnung die Druck- und Temperaturverhältnisse entlang der Rissfläche beim Durchfluss von Luft bzw. Wasserdampf untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass in einem engen Riss der Öffnung 0.4 mm Wasserdampf unmittelbar nach Risseintritt einen starken Druckabfall zeigt, was zu einer Kondensation führt. Somit strömt am Rissende Wasser aus. Bei einem Riss der Öffnung 0.8 mm ist der Druckabfall deutlich geringer, so dass die Kondensation entlang des Risses ausbleibt und am Rissende Dampf ausströmt.
- Zur Untersuchung des Strukturverhaltens eines vorgespannten Containments vom Typ DWR wurde ein großmaßstäblicher Versuch an einem 1:4 vorgespannten Beton-Modellcontainment (PCCV¹) mit metallischem Liner im SANDIA National Laboratory (Albuquerque, USA) im Rahmen eines Gemeinschaftsprogramms NRC-NUPEC durchgeführt. Im Modellcontainment wurden auch Störstellen wie Kabeldurchführungen und Schleusen realisiert. Zu dem Versuch fand im Rahmen der CSNI / IAGE² ein internationaler Analysemethodenvergleich statt. Bei einer Teilnahme an dieser Aktivität ergab sich der Zugang zu den Daten der Versuchsanlage sowie den Versuchsergebnissen und somit eine verbesserte Basis für die Weiterentwicklung der Analysemethoden und deren Validierung. Die GRS hat im Rahmen des Vorhabens RS 1154 Nachrechnungen zu diesem Versuch durchgeführt.

¹ PCCV - Prestressed Concrete Containment Vessel

² CSNI / IAGE – Committee on the Safety of Nuclear Installations / Working Group on Integrity and Ageing of Components and Structures

- In Civaux wurde von der Electricité de France (EdF) ein vorgespanntes Beton-Modellcontainment (Maßstab 1:3, Wanddicke 1:1) genannt MAEVA³ Mock-up errichtet, an dem lineares und nichtlineares Verhalten der Struktur sowie die Leckrate durch die Betonschale experimentell untersucht wurde /GRA 97/. Dabei wurden kombinierte Belastungen aus Innendruck und Temperatur unter verschiedenen Mediumsbedingungen (Luft und Dampf), wie sie bei schweren Störfällen auftreten können, realisiert.

Aus den Projekten RS 718 und RS 783 liegt Erfahrung in der Berechnung zum Strukturverhalten eines Stahlbeton-Modellcontainments vor, an dem im SANDIA Nat. Lab. 1987 ein Hochdrucktest durchgeführt wurde /BAC 88, BAC 89/. Das etwa 11 m hohe Modell mit einem Durchmesser von fast 7 m bestand aus einer 178 mm dicken Stahlbetonkuppel, die mit einem Stahlbetonzylinder von 248 mm Wandstärke verbunden war. Die Bodenplatte hatte eine Dicke von 1 m. Innen war eine Stahlblechauskleidung (Liner) der Stärke 1.5 - 2 mm über Stahlbolzen im Beton verankert. Weiterhin enthielt das Modellcontainment eine Materialschleuse sowie Rohrleitungsdurchführungen. Bei einem mit Stickstoff erzeugten Überdruck von etwa 1 MPa, was ungefähr dem dreifachen Auslegungsdruck entspricht, trat im Liner eine größere Leckage infolge eines 500 mm langen Risses auf. Das Modellcontainment zeigte ein Netz feiner Risse von bis zu 3 mm Rissöffnung nach dem Versuch auf. Die Untersuchungen mit dem rotationssymmetrischen Analysemodell der GRS zeigten, dass ab einem Innendruck von 1.2 MPa mit einem globalen Strukturversagen gerechnet werden muss, wobei kein dominierender Versagensmechanismus identifiziert werden konnte. Insgesamt zeigte sich, dass lokale dreidimensionale Analysen erforderlich gewesen wären, die jedoch damals noch sehr aufwendig waren.

Auf dem Gebiet Integrität und Dichtheit innovativer Containmentkonzepte wurden von der GRS im Rahmen des EU / BMBF-Forschungsvorhabens CESA⁴ / RS 1093 interdisziplinär analytische Arbeiten durchgeführt. Dabei wurden Vorausrechnungen zum Strukturverhalten des MAEVA Modellcontainments aus vorgespanntem Beton (in Civaux), das unter mechanischer und thermischer Beanspruchung im Hinblick auf Tragfähigkeit einschließlich Rissbildung und Dichtheit durch Leckratenbestimmung untersucht wurde, durchgeführt. Im Rahmen von nichtlinearen strukturmechanischen Be-

³ MAEVA - Maquette Echange Vapeur / Air

⁴ CESA - Containment Evaluation under Severe Accident

rechnungen wurde die zeitliche und örtliche Temperaturverteilung in der Behälterwand berechnet und zusammen mit der transienten Innendruckbelastung die Verformung, die Spannungsverteilung und die Bereiche, in denen sich Mikrorisse bilden, bestimmt /LIU 97/. Im Versuch wurden Phasen mit Drücken bis zum sowie über dem Auslegungsdruck von 0.65 MPa in Luft bzw. Dampfatosphäre realisiert. Die Analysen zum Verhalten des MAEVA Modellcontainments zeigen, dass sich insbesondere bei Dampfphasen starke Temperaturgradienten und damit nennenswerte Zug- und Druckspannungen in der vorgespannten Betonwand ausbilden. Wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons entstehen dadurch schon bei Drücken im Bereich des Auslegungsdrucks große Bereiche mit Mikrorissen. Die strukturmechanischen Berechnungen bilden die Basis für die Leckratenberechnung durch Festlegung der Positionen wanddurchdringender Risse sowie deren Rissöffnung. Für die Leckratenbestimmung wurden diese Randbedingungen in die Berechnung mit dem Thermohydraulik Programm COCOSYS übernommen und die Ausströmraten entsprechend dem zeitlichen Verlauf der Versuchsfahrweise ermittelt /HUE 98/. Die Vorausberechnungen wurden nach Bekanntgabe der Versuchsergebnisse bewertet /CES 00/. Im Rahmen der durchgeführten Analysen haben sich insbesondere bei der Bestimmung der für die Leckratenberechnung erforderlichen Rissöffnungen bzw. -flächen Grenzen in der eingesetzten Analysemethodik gezeigt und somit die Notwendigkeit für eine Weiterentwicklung.

Im Rahmen des Vorhabens RS 1154 wurden analytische Arbeiten in Verbindung mit ausgewählten Experimenten durchgeführt, um die von der GRS eingesetzte strukturmechanische Analysemethodik zur Bestimmung des Verhaltens von Betonstrukturen mit Vorspannung, insbesondere unter kombinierter mechanischer und thermischer Beanspruchung zu validieren und deren Aussagegenauigkeit zu bestimmen.

2 Zielsetzung und Arbeitsprogramm

2.1 Globale Zielsetzung

Die Methoden für Sicherheitsnachweise zur Integrität von Sicherheitsbehältern laufender Anlagen sollten erweitert werden, damit die Auswirkungen bzw. die Beherrschbarkeit schwerer Störfälle aufgezeigt werden können. Ziel des Vorhabens war es, im Zusammenhang mit großtechnischen Experimenten die Analysemethodik basierend auf Finiten Elementen zur Bestimmung der Integrität von Behälterstrukturen aus vorgespanntem Beton zu validieren und weiterzuentwickeln. Dabei sollte durch Analysen zu Versuchen die Aussagegenauigkeit der Analysemethodik bezüglich der Simulation des Verformungsverhaltens von Betonstrukturen unter Berücksichtigung von Vorspannung und Bewehrung sowie die Voraussetzungen für eine Leckratenberechnung verbessert werden.

2.2 Einzelzielsetzung

Für die Validierung der im Rahmen des Vorhabens bereitzustellenden strukturmechanischen Analysemethodik sollten Versuchsergebnisse, die an verschiedenen Standorten erzeugt wurden, herangezogen werden. In diesem Zusammenhang sollten strukturmechanische Analysen zu ausgewählten, an der Universität Karlsruhe durchgeführten Versuchen an Stahlbetonquadern, zum Großversuch an dem vorgespannten Beton-Modellcontainment in Civaux (Maßstab 1:3, Wanddicke 1:1) sowie zum im SANDIA Nat. Lab. durchgeführten Großversuch an einem vorgespannten Betoncontainment mit Stahl liner (Maßstab 1:4) durchgeführt werden. Dabei sollte insbesondere die Methodik zur Bestimmung der für Leckratenberechnungen erforderlichen Parameter wie Rissöffnungen bzw. -flächen verbessert werden.

2.3 Arbeitsprogramm

Zur Erfüllung der Zielsetzung waren die folgenden Arbeitspunkte vorgesehen:

- AP1 Entwicklung eines Analysemoduls zur Bestimmung der lokalen Rissöffnungen und Festlegung von wanddurchdringenden Rissen in Betonstrukturen
Dabei sollte eine Methodik entwickelt werden, die es ermöglicht, an den Positi-

onen, an denen Mikrorisse vom Rechenprogramm ausgewiesen werden, aus den lokalen Dehnungen Rissöffnungen zu berechnen. Als eine mögliche, grundlegende Idee bietet sich die Einführung einer charakteristischen Länge, die von messbaren Größen wie der Bruchenergie, dem Elastizitätsmodul und der Zugfestigkeit abhängen, an. Die aus Versuchen bekannten Rissgeometrien sollen berücksichtigt werden. Weiterhin sollte eine Methodik entwickelt werden, die es ermöglicht, Leckagepfade zu identifizieren, die infolge des Zusammenwachsens von Mikrorissen entstehen. Über die lokale Rissöffnung sollte es möglich werden, den Leckquerschnitt entlang des Leckpfades anzugeben.

AP2 Entwicklung von strukturmechanischen Analysemodellen von den Stahlbetonquadern, die an der Universität Karlsruhe experimentell untersucht wurden. In den zu entwickelnden Finite-Elemente-Modellen sollte die Betonstruktur unter Berücksichtigung der Bewehrung und den Spannkabeln angemessen abgebildet werden. Charakteristische Materialdaten wurden zur Verwendung in den Analysemodellen aufbereitet.

AP3 Durchführung von strukturmechanischen Analysen zu den Versuchen an Stahlbetonquadern, die an der Universität Karlsruhe experimentell untersucht wurden.

Mit den im AP3 entwickelten Analysemodellen sollten nicht-lineare Finite Elemente Analysen durchgeführt werden. Dabei stand insbesondere die Bestimmung von Rissöffnungen bzw. Leckflächen mit der in AP1 entwickelten Methodik im Vordergrund. Ein Vergleich zu gemessenen Größen sollte zur Validierung der Methodik dienen.

AP4 Entwicklung von Analysemodellen (rotationssym./3D) für den SANDIA Großversuch

In einem zu entwickelnden globalen rotationssymmetrischen Finite-Elemente-Modell des bei SANDIA im Maßstab 1:4 errichteten vorgespannten Modellcontainers sollte die Betonstruktur unter Berücksichtigung der Bewehrung, des metallischen Liners und der Spannkabel angemessen abgebildet werden. Der Bereich der Schleuse und sich aus der Globalmodellanalyse ergebende kritische Stellen sollten mit höherem Detaillierungsgrad bezüglich Berücksichtigung der Bewehrung, des Liners und der Spannkabel dreidimensional abgebildet werden. Daten zur Charakterisierung der Materialeigenschaften sollten zur Verwendung in den Analysemodellen aufbereitet werden.

AP5 Durchführung strukturmechanischer Berechnungen für den Großversuch am SANDIA Modellcontainment (Teilnahme am internationalen Standardproblem ISP 48)

Nichtlineare Berechnungen zum Strukturverhalten des Modellcontainments unter mechanischer Belastung wurden durchgeführt, wobei die Grenztragfähigkeit abgeschätzt und mit experimentellen Ergebnissen verglichen wurde. Dabei sollten zunächst mit dem rotationssymmetrischen Globalmodell das Verformungsverhalten einschließlich der Rissbildung im Beton bestimmt werden. Identifizierung von kritischen Stellen mit nennenswerter Rissbildung. Ein Vergleich der Analyseergebnisse mit entsprechenden Versuchsergebnissen wurde durchgeführt und im Hinblick auf die Validierung der Analysemethodik bewertet. Weiterhin wurden Lastfälle mit kombinierter mechanischer und thermischer Belastung analysiert. Im Rahmen des Internationalen Standardproblems ISP 48 wurden für vergleichende Auswertungen zwischen verschiedenen Organisationen Analyseergebnisse zur Verfügung gestellt.

AP6 Nachrechnungen zum Versuch am MAEVA Modellcontainment und Vergleich zwischen Analyse- und Messergebnissen mit dem im Rahmen des EU / BMBF Vorhabens CESA / RS 1093 entwickelten Analysemodells

Dabei sollte insbesondere die Berechnung von Rissöffnungen und die Bestimmung von Pfaden wanddurchdringender Risse und deren Rissöffnungen im Vordergrund stehen. Im Rahmen der Vorausrechnungen im Vorhaben CESA / RS 1093 konnten diese Größen nur grob abgeschätzt werden.

AP7 Projektmanagement, Ergebnisdokumentation

3 Voraussetzungen für die Analysen

Das Arbeitsgebiet der strukturmechanischen Berechnung von Bauteilen bzw. Bauwerken aus Beton (bewehrt oder vorgespannt) ist in den beiden letzten Jahrzehnten in der GRS nicht kontinuierlich verfolgt worden, so dass es an dieser Stelle zweckmäßig zu sein scheint, in Ergänzung zu den Ausführungen in /BAC 88 und BAC 89/ einige allgemeine Erläuterungen zur Durchführung von Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Werkstoff Beton zusammenzustellen.

3.1 Modellierung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens von Beton in ADINA

In dem bei der GRS verwendeten strukturmechanischen Finite-Elemente-Programm ADINA /ADI 06/ ist ein nichtlineares Betonmaterialmodell enthalten. Dieses beinhaltet die wesentlichen Eigenschaften von Beton, z. B.

- die geringe Zugfestigkeit und
- das nichtlineare Versagensverhalten im Druckbereich.

Ein schematisches Beispiel für die einachsige Spannungs-Dehnungs-Kurve von Beton ist in Abb. 3-1 dargestellt. Rissbildung wird im Sinne von "verschmierten" Rissen (smeared crack concept) simuliert, d. h. Risse werden im Gegensatz zu einem diskreten Rissmodell über die Breite der finiten Elemente verteilt.

Überschreitet in einem Integrationspunkt die berechnete größte Hauptspannung den Materialwert σ_t (maximale Zugspannung des betrachteten Betons), so wird diesem Punkt ein Mikroriss in der Ebene senkrecht zur größten Hauptspannung zugeordnet. Gleichzeitig wird die Elementsteifigkeit in Richtung senkrecht zur Rissfläche auf nahezu Null gesetzt sowie die rissöffnende Spannung allmählich auf Null erniedrigt. Auf die Möglichkeiten zur Ermittlung von Rissöffnungen mit Hilfe der berechneten Dehnungen senkrecht zur Rissfläche wird in Kapitel 7.1 eingegangen.

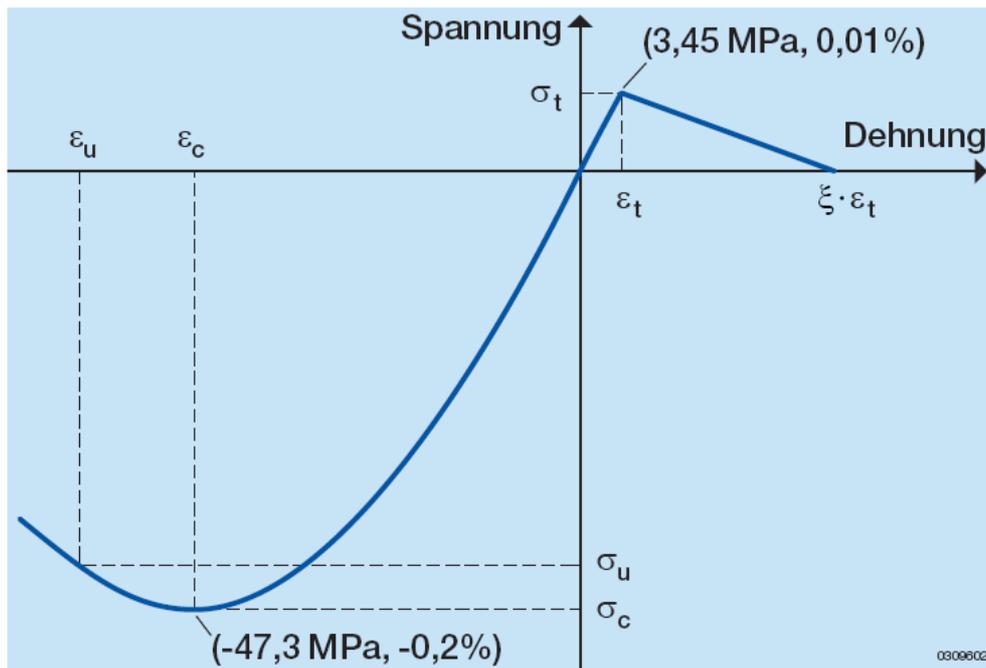


Abb. 3-1 Einachsiges Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton (Zahlenwerte aus Berechnungen zum SANDIA-Modellcontainment aus vorgespanntem Stahlbeton, siehe Kapitel 5)

Das Versagen des Betons im Druckbereich durch Crushing (siehe Abb. 3-1) wird bei Überschreiten der Grenzdehnung ε_u eingeleitet. Bei der zwei- bzw. dreidimensionalen Berechnung von Bauteilen wird das Versagen durch Grenzflächen gesteuert (/ADI 06/). Dabei können entweder in ADINA fest eingestellte Werte verwendet werden (z. B. die Option "Sandia" in Anlehnung an Berechnungen zu einem SANDIA-Modellcontainment aus Stahlbeton) oder der Benutzer kann eigene Werte eingeben (wie z. B. in /BAC 88/).

Sowohl bei der Mikrorissbildung (insbesondere wenn viele Risse nahezu gleichzeitig entstehen) als auch beim Druckversagen können bei der Durchführung von Berechnungen numerische Probleme auftreten. Insbesondere bezüglich der Wahl der Grenzflächen besteht noch Untersuchungsbedarf.

3.2 Modellierung von Bewehrung und Spannkabeln

Zur Modellierung von Bewehrungsstäben und Spannkabeln bietet ADINA die Möglichkeit, entweder Betonelemente mit modifizierten Materialeigenschaften (z. B. erhöhter E-Modul) zu verwenden (dies wurde etwa in /LIU 97/ angewendet) oder die Stahlbe-

standteile separat zu modellieren (z. B. mit Truss-Elementen), was bei den hier beschriebenen Untersuchungen vorwiegend gemacht wurde. Für die Bewehrungsstäbe und die Spannkabel wurden elasto-plastische Materialmodelle benutzt. Abb. 3-2 zeigt die einachsigen Spannungsdehnungsvorläufe für Bewehrung, Spannkabel und Liner des SANDIA-Modellcontainments abgeleitet aus den Materialdaten in /HES 03/.

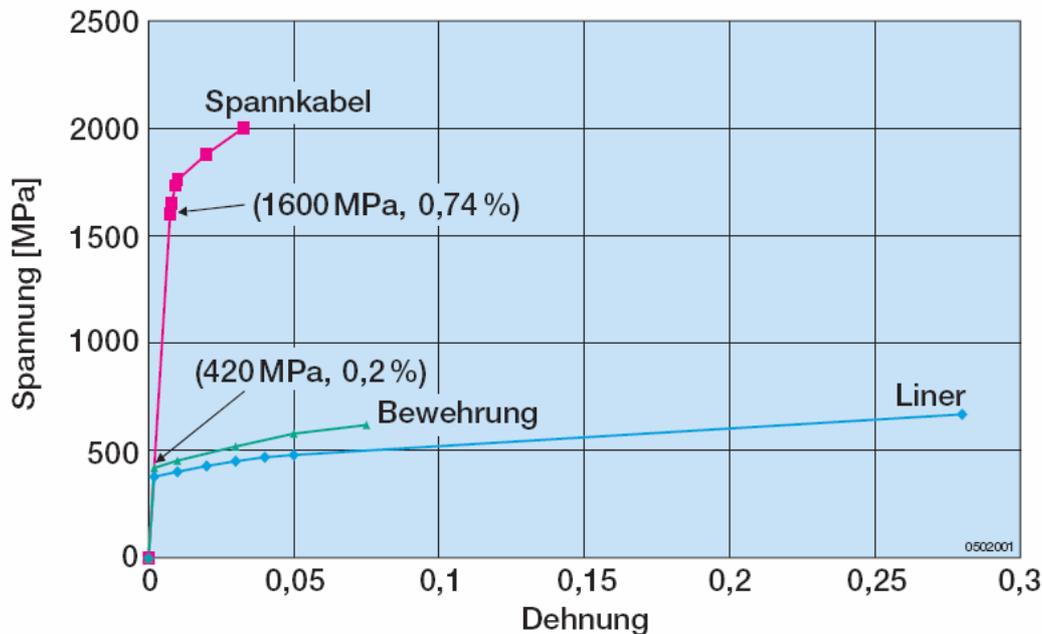


Abb. 3-2 Einachsiges Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Stahlkomponenten des SANDIA-Modellcontainments (Liner, Bewehrung und Spannkabel)

Andere Standard-Finite-Elemente-Programme (z. B. ABAQUS /HIB 02/) enthalten ein integriertes Beton-Bewehrungs-Element, in dem die unterschiedlichen Verformungseigenschaften von Stahl und Beton in einem finiten Element zusammengefasst werden.

Der Kontakt zwischen Stahl und Beton erfolgt bei der Mehrzahl der im Rahmen des Vorhabens durchgeführten Untersuchungen direkt über die betroffenen Knoten. Entweder werden dabei in den angrenzenden Stahl- und Betonelementen die gleichen Knoten verwendet oder die Verschiebungen der entsprechenden Knoten durch Constraint-Bedingungen miteinander verknüpft. Dazu bietet ADINA die so genannte "Rebar"-Option an, bei der die Knoten der Stahl-Elemente nicht zwingend mit Knoten von Betonelementen übereinstimmen müssen. Die Verbindungen werden automatisch

durch Generieren entsprechender Constraint-Bedingungen erzeugt. Das reale Verbundverhalten wird hierdurch vereinfacht und mit einer zu starken Fixierung dargestellt. Je nach Zielstellung der Untersuchung (z. B. Ermittlung des Versagens des Bauteils) können die Konsequenzen dieser Vereinfachung vernachlässigt werden. Steht jedoch bei Untersuchungen die Simulation der Rissbildung und die Abschätzung von Rissöffnungen im Vordergrund, kann die Modellierung des Beton-Stahl-Verbundes von zentraler Bedeutung sein. Möglichkeiten zur verbesserten Modellierung des Beton-Stahl-Verbunds werden in Kapitel 3.3 diskutiert.

3.3 Verbundmodelle

Zur Erfassung des Verbundverhaltens von Stahl und Beton werden in der Literatur zwei unterschiedliche Vorgehensweisen diskutiert. Zum einen versucht man durch Modifikation der Spannungs-Dehnungskurve des Bewehrungsstahls bei gleichzeitiger fester Kopplung zwischen Beton und Stahl das Verbundverhalten insgesamt zutreffend zu beschreiben. Die zweite Möglichkeit besteht darin, dass eine Relativverschiebung zwischen korrespondierenden Stahl- und Betonabschnitten zugelassen wird.

Die Verschiebung (Schlupf) kann dabei durch eine Kontaktfläche mit Reibung modelliert werden, wobei zur Steuerung der Reibung Truss-Elemente verwendet werden können, die die entsprechenden Knoten von Beton und Stahl verbinden. Dies wird insbesondere benutzt, um das Verhalten von nicht verpressten Spannkabeln zu simulieren, z. B. bei Analysen zum vorgespannten SANDIA-Modellcontainment /YON 99, DAM 04/.

Eine weitere Möglichkeit ist die Verwendung spezieller zwischen Beton und Stahl angeordneter Verbundelemente. Eine Zusammenstellung solcher Elemente ist z. B. in /KEU 85, MAI 93/ gegeben. Anwendungen von Verbundmodellen in zweidimensionalen Berechnungen finden sich in /KEU 83, AKK 00, NIK 05/.

Ein erster Ansatz in Richtung Verbundelementenanwendung innerhalb der GRS-Arbeiten wird in Kapitel 4 beschrieben. Dabei werden zwischen Beton und Stahl Elemente mit orthotropem Materialverhalten angebracht.

Bei den Ansätzen mit modifiziertem Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Bewehrung wird üblicherweise auf entsprechende Versuche zurückgegriffen. So werden in den Analysen in /BAC 88/ Versuche der Universität Karlsruhe verwendet /EIB 86/. Auch bei den internationalen Vergleichsanalysen zum vorgespannten SANDIA-Modellcontainment wurde von einigen Institutionen dieses Verfahren verwendet /LEE 04, KOR 04/. Dabei wird auf Arbeiten von Belarbi und Hsu /BEL 94/ zurückgegriffen.

4 Berechnungen zu Versuchen an Probekörpern

Wie bereits erwähnt hat die Gewährleistung der Dichtheit von Stahlbetoncontainments bei störfallbedingt erhöhten Belastungen unter sicherheitstechnischen Aspekten eine hohe Priorität. Zur Untersuchung der damit zusammenhängenden Probleme wurden bzw. werden weltweit Experimente sowohl an skalierten Modellcontainments als auch an Probekörpern überwiegend in Form von ebenen Platten durchgeführt, wobei auch vorgespannte Stahlbetonstrukturen intensiv untersucht wurden. Auf Experimente an Modellcontainments, die in Frankreich (MAEVA) /CES 00/ bzw. den USA (SANDIA) /HES 03/ durchgeführt wurden, wird in den Kapiteln 5 und 6 näher eingegangen.

Experimente an plattenförmigen Probekörpern aus vorgespanntem Stahlbeton zur Ermittlung von Rissöffnungs- und Leckageverhalten wurden z. B. in Korea /KIM 05/, /CHO 05/, Italien /RIV 99/ und in Deutschland /EIB 01, STE 05/ durchgeführt. Dabei werden gezielt einzelne oder mehrere durchgehende Risse in Beton erzeugt und die Leckrate durch diese Risse bei Luft- und/oder Wasser-/Wasserdampf-Durchströmung gemessen.

Zur Überprüfung der im ADINA-Betonmodell enthaltenen Mikrorissbildung im Hinblick auf die Vorhersage von Leckpfaden und Leckflächen wurden Berechnungen zu ausgewählten in /EIB 01/ bzw. /STE 05/ beschriebenen Experimenten durchgeführt. Dies wird in Kapitel 4.1 beschrieben.

Für die analytische Beschreibung der Rissbildungsphase im Beton ist die Kenntnis des Stahl-Beton-Verbundverhaltens wesentlich (vgl. Kapitel 3.3). Von experimenteller Seite aus erlauben sog. Ausziehversuche Rückschlüsse auf das Verbundverhalten. Zu einigen der in Karlsruhe durchgeführten Versuche /EIB 88/ wurden im Rahmen dieses Vorhabens ebenfalls numerische Analysen durchgeführt. Diese werden in Kapitel 4.2 erläutert.

4.1 Leckageversuche

Im Folgenden wird zunächst eine Kurzbeschreibung der an der Universität Karlsruhe durchgeführten Versuche gegeben. Dazu werden die entwickelten Finite-Element-Modelle, die durchgeführten Berechnungen und einige exemplarische Berechnungsergebnisse beschrieben.

4.1.1 Kurzbeschreibung der Leckageversuche

In den Versuchen soll das Verhalten der inneren Containmentwand eines European Pressurized Water Reactors (EPR) mit doppelwandigem Containment bei schweren Störfällen simuliert werden (1.20 m Wanddicke). Eine Gesamtansicht der Versuchseinrichtung ist in Abb. 4-1 gezeigt.

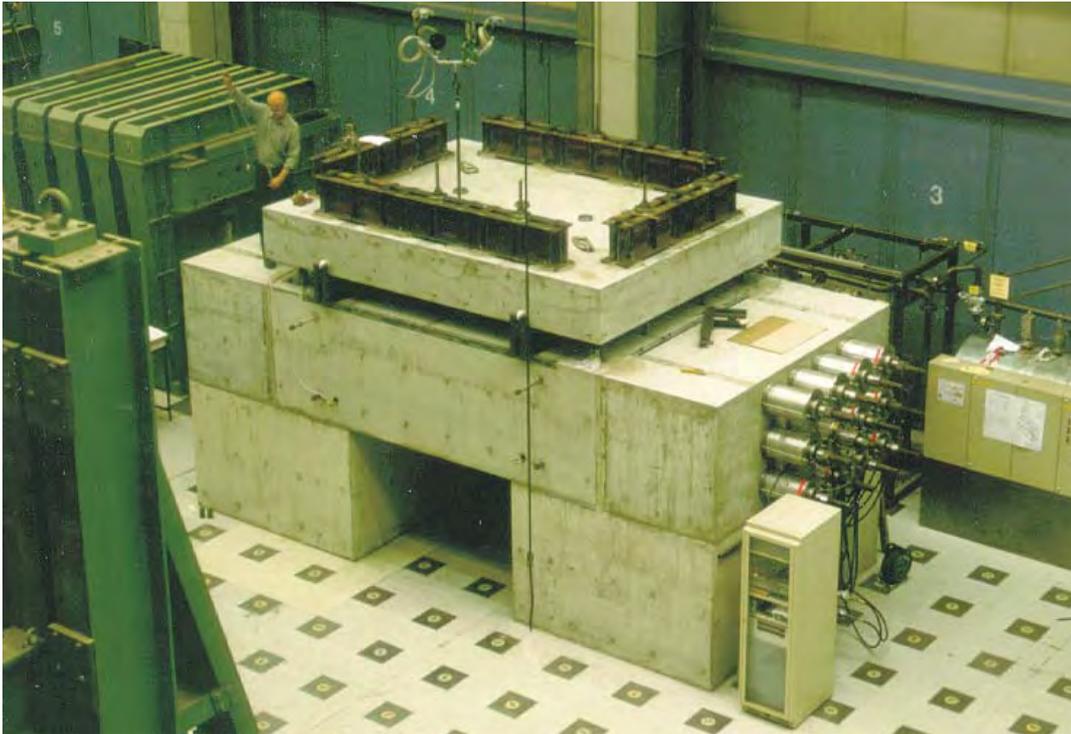


Abb. 4-1 Versuchsaufbau an der Universität Karlsruhe (Bild aus /EIB 01/)

Der Probekörper ist in Abb. 4-1 durch die Belastungseinrichtung verdeckt. In Abb. 4-2 und 4-3 sind schematische Ansichten von der Seite bzw. von oben wiedergegeben.

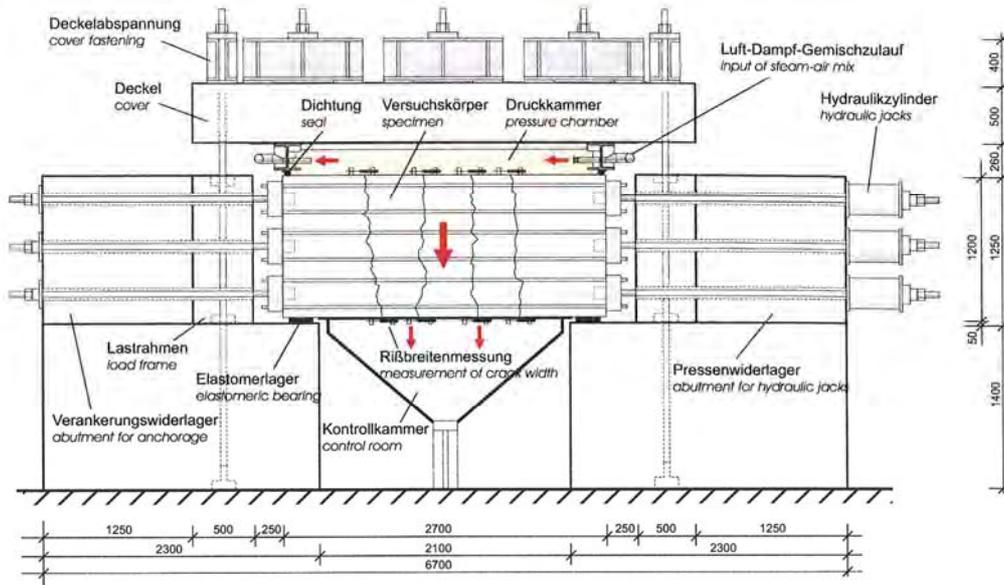


Abb. 4-2 Seitliche Ansicht (schematisch) von Probekörper und Belastungseinrichtung (aus /EIB 01/)

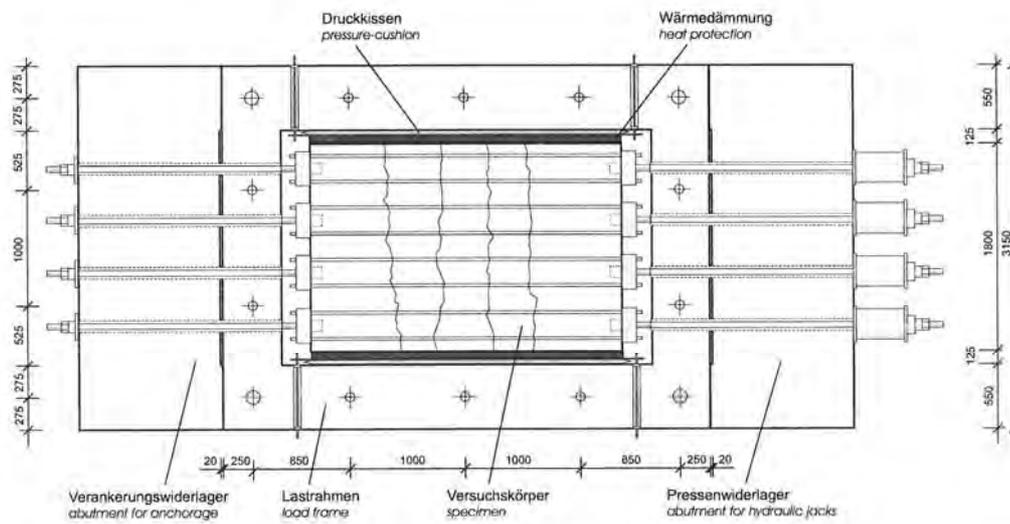


Abb. 4-3 Ansicht von oben (schematisch) von Probekörper und Belastungseinrichtung (aus /EIB 01/)

Es wurden 2 Typen von Probekörpern verwendet. Der eine ist in Abb. 4-4 schematisch dargestellt und weist relativ wenig Bewehrung auf.

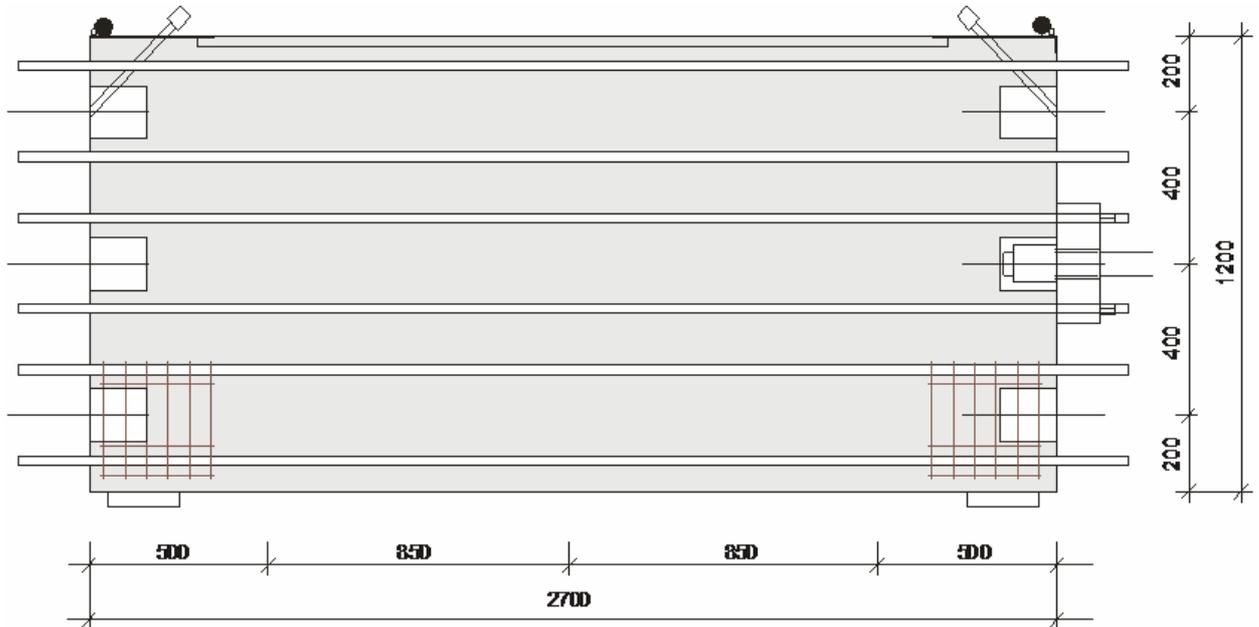


Abb. 4-4 Seitliche Ansicht (schematisch) auf den Probekörper mit weniger Bewehrung (aus /EIB 01/)

Der andere ist mit etwas mehr Bewehrungsstäben ausgestattet.

Bei beiden Typen werden durch Zug an den über die Probekörper hinausragenden Stäben etwa 3 bis 5 durchgehende Risse senkrecht zur Zugrichtung mit Öffnungen von bis zu 0.5 mm erzeugt.

Die Abb. 4-5 und 4-6 zeigen beispielhaft für einen Probekörper die entstandenen Risse an der Ober- bzw. Unterseite.

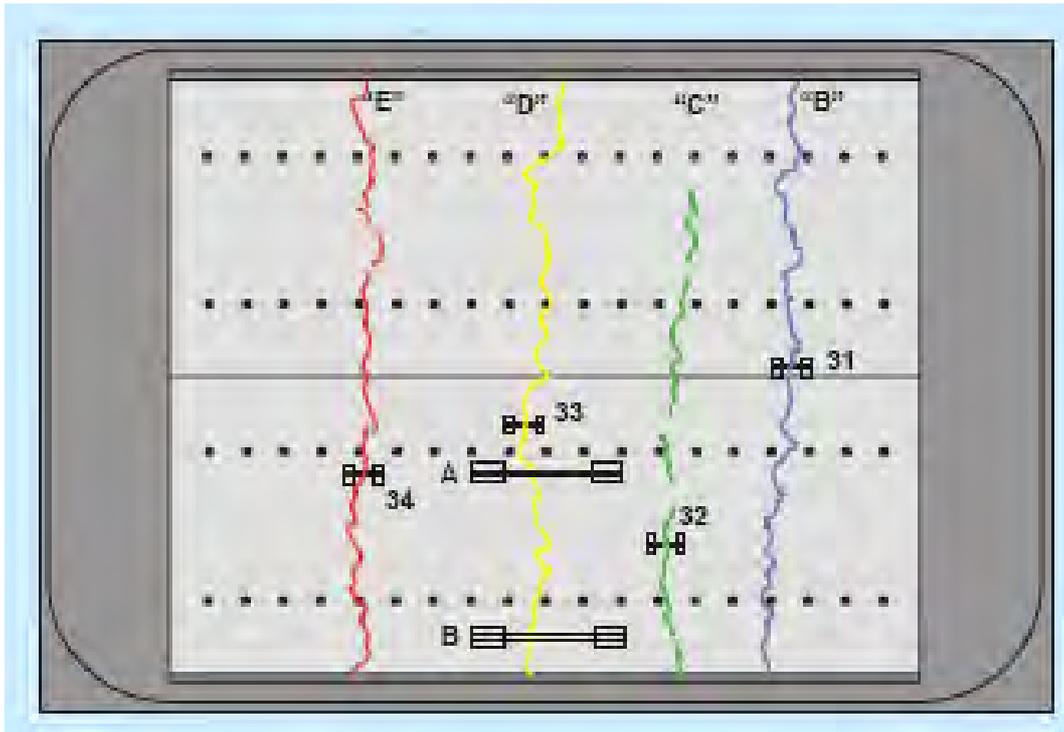


Abb. 4-5 Erzeugte Risse in einem Versuchskörper, Ansicht von oben (nach /STE 06/)

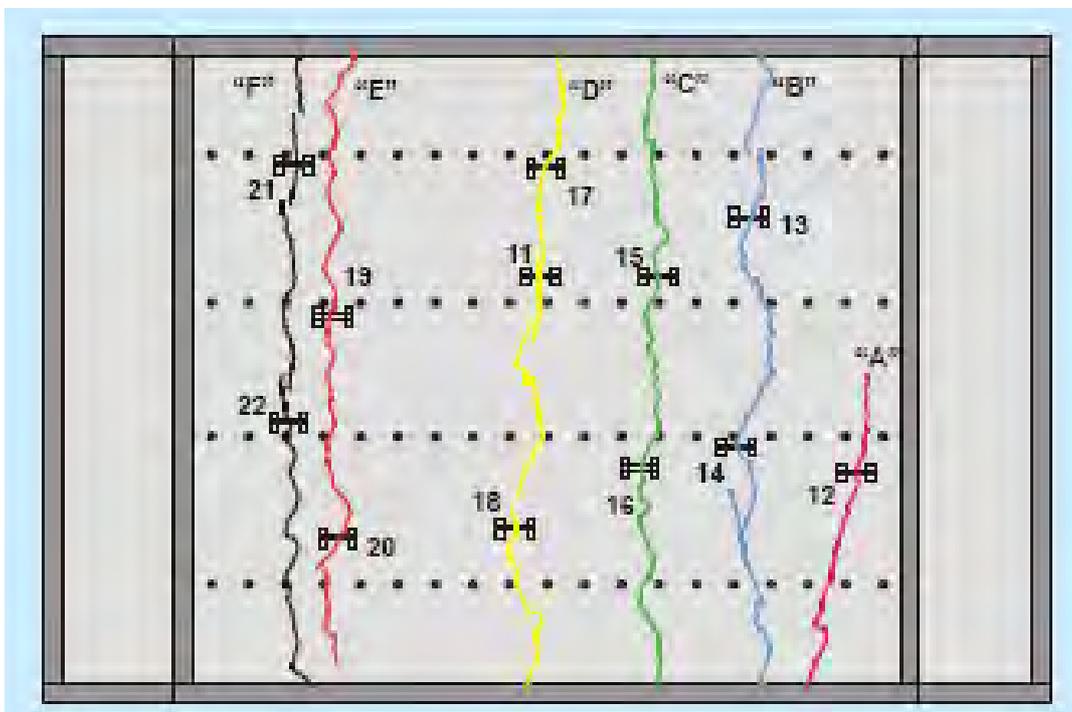


Abb. 4-6 Erzeugte Risse in einem Versuchskörper, Ansicht von unten (nach /STE 06/)

Messwerte der Verformung eines der Probekörper als Funktion der gesamten Zugkraft an den Bewehrungsstäben sind in Abb. 4-7 gezeigt. Die Messungen erfolgten an den äußeren Ecken des Probekörpers. Die Kurven in Abb. 4-7 zeigen dabei die Differenz der an korrespondierenden Ecken (Nord- und Süd-Position) gemessenen Längsverschiebungen. Sprunghafte Zunahme der Längsverschiebung, verbunden mit geringfügiger Abnahme der Zugkraft, zeigt die Bildung von Makrorissen an.

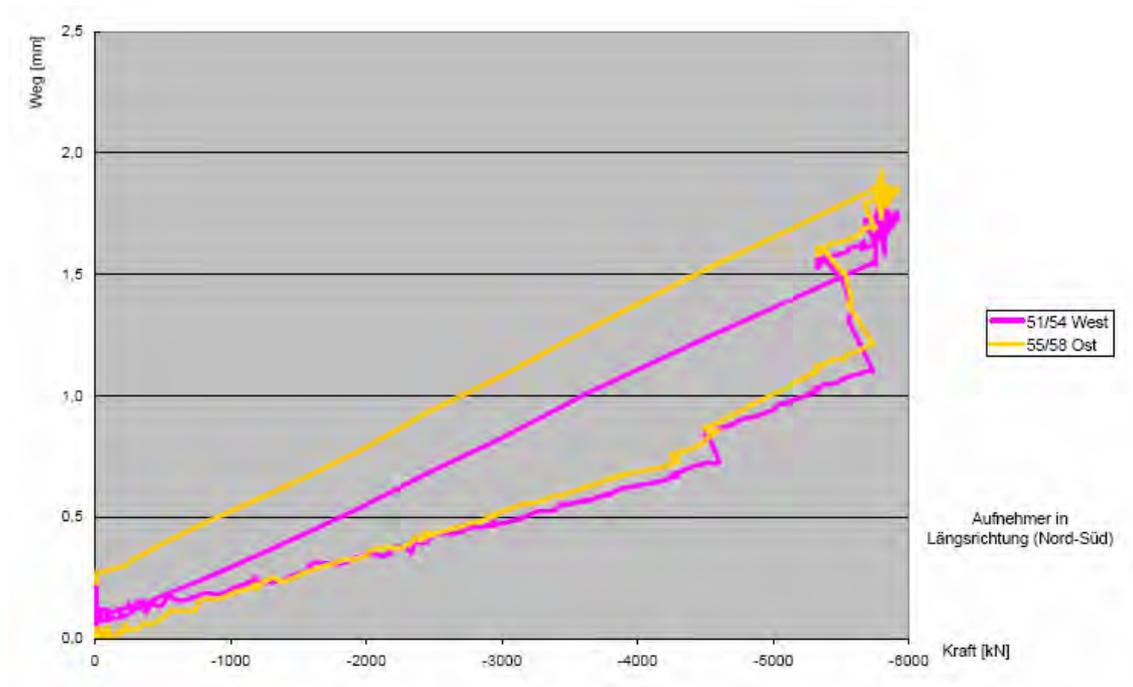


Abb. 4-7 Experimentell bestimmte Verformung eines Probekörpers in Abhängigkeit von der aufbrachten Zugkraft (nach /HER 05/)

Nach Einbringen der Risse werden auf der Probenoberseite Temperatur- und Druckbedingungen aufgebracht, die Störfallszenarien im Containment simulieren, sowie die Ausströmraten durch die vorgefertigten Risse gemessen.

4.1.2 Finite-Element-Modelle und Berechnungen

Zur Simulation der Experimente wurden zwei- und dreidimensionale Finite-Element-Modelle entwickelt, wobei hier die Simulation der Rissbildung im Vordergrund steht.

4.1.2.1 Modelle mit fester Kopplung zwischen Stahl und Beton sowie ohne Rippen

Mit den entwickelten ebenen 2D-Modellen wurde der ganze Probekörper nachgebildet. Das Modell hat daher eine Länge von 2700 mm und eine Höhe von 1200 mm. Den isoparametrischen 2D-Betonelementen wird dabei eine Dicke von 1800 mm zugewiesen. Die Zugstäbe werden mit Stabelementen simuliert, wobei der Querschnitt dieser Stabelemente gleich der Summe der nebeneinander liegenden 8 Stäbe (siehe Abb. 4-3) ist.

Die Abb. 4-8 und 4-9 zeigen als Beispiel verformte Darstellungen der beiden Modelle mit kleinster und größter Netzfeinheit. Die Länge der Elemente in Zugrichtung beträgt dabei 100 bzw. 12.5 mm.

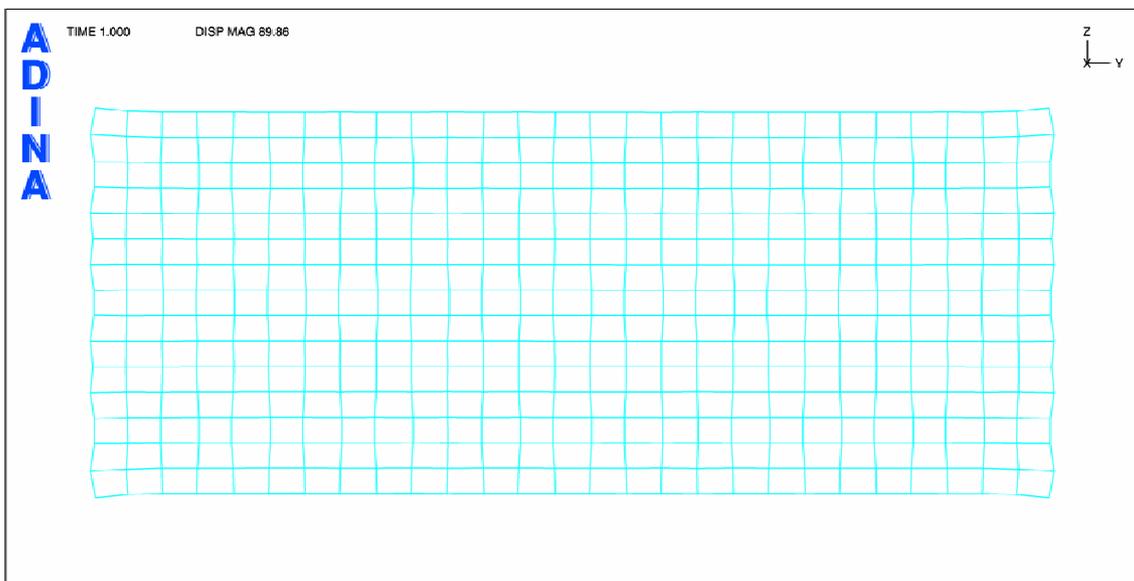


Abb. 4-8 2D-Finite-Element-Modell (Platte) des Probekörpers, grobes Netz mit Verformung infolge horizontaler Zugkraft (Darstellungsfaktor 90)

Zwei weitere Modelle mit zwischen den beiden gezeigten Beispielen liegender Elementgröße wurden ebenfalls untersucht.

Die Eingabedaten für die verwendeten nichtlinearen Materialmodelle für Beton und Stahl sind in den Tabellen 4-1 bis 4-4 zusammengestellt.

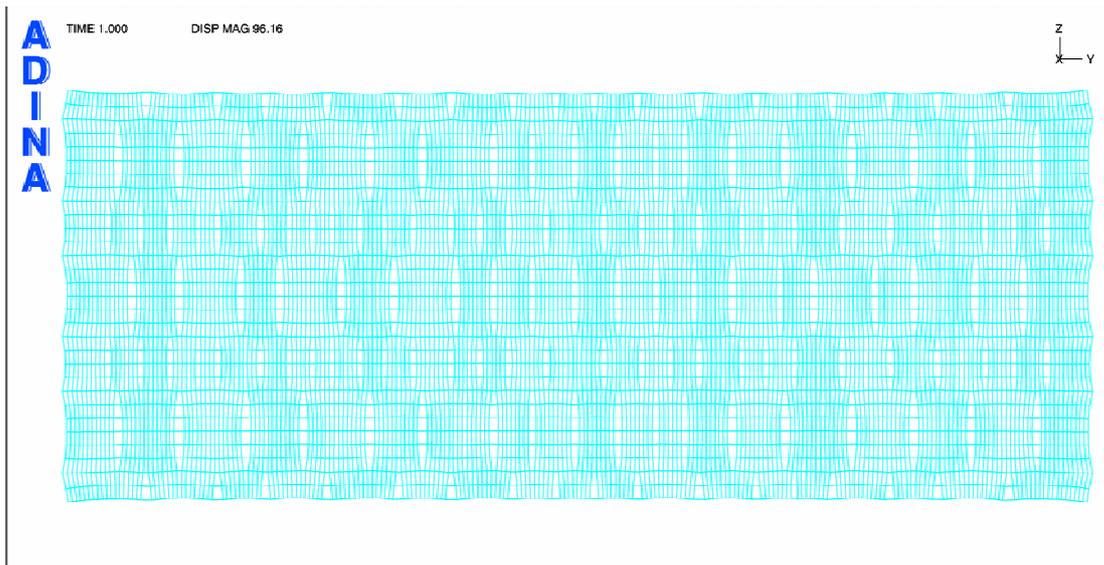


Abb. 4-9 2D-Finite-Element-Modell (Platte) des Probekörpers, feinste Netzeinteilung mit Verformung infolge horizontaler Zugkraft (Darstellungsfaktor 96)

Die Belastung wird hier durch einzelne Zugkräfte an den Enden der Zugstäbe aufgebracht.

Tab. 4-1 Verwendete Betondaten (Bezeichnungen gemäß Abb. 4-10)

E_0 [MPa]	ν	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	ϵ_c	σ_u [MPa]	ϵ_u	ρ [Ns^2/mm^4]
29500	0.18	3.0	-44.6	-0.00186	-40.0	-0.0032	$2.5 \cdot 10^{-9}$

Tab. 4-2 Weitere Parameter für das Betonmodell nach /ADI 06/ mit GF-Bruchenergie

Option	β	C1	C2	XSI	STIFAC	SHEFAC	GF [N/mm]
Sandia	0.5	1.40	-0.4	1.0	0.1	0.5	0.15

Tab. 4-3 Verwendete Stahldaten

E [MPa]	ν	σ_0 [MPa]	Hardening
190100	0.30	400	Isotropic

Tab. 4-4 Spannungs-Dehnungs-Werte für Bewehrungsstahl

σ [MPa]	400	440	457	466	472	476	478	637	638
ϵ	0.0021	0.0025	0.0029	0.0033	0.0037	0.0041	0.0045	0.131	0.21

Die verwendeten uniaxialen nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Kurven für Beton bzw. Stahl basieren auf experimentellen Untersuchungen an der Universität Karlsruhe und sind in den Abb. 4-10 und 4-11 gezeigt.

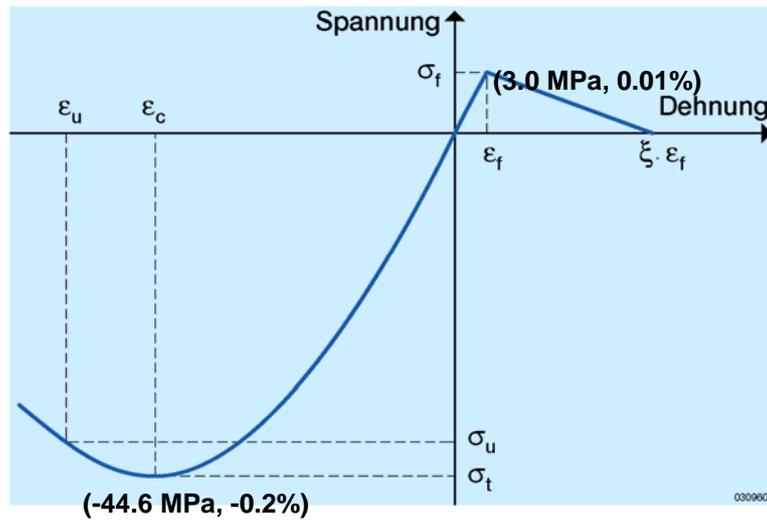


Abb. 4-10 Spannungs-Dehnungs-Kurve für Beton

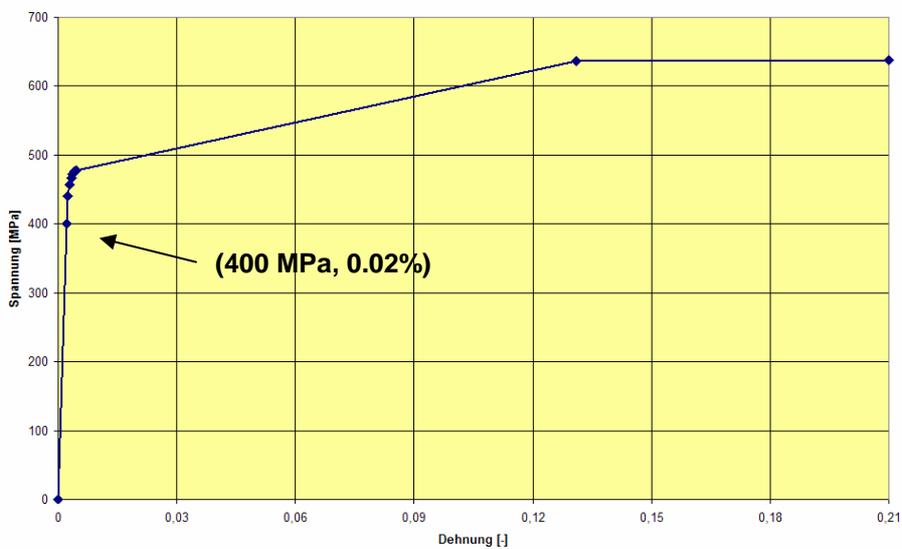


Abb. 4-11 Spannungs-Dehnungs-Kurve für Bewehrungsstahl

Neben den Elementgrößen wurden bei den Berechnungen die Toleranzparameter und Steuergrößen des Betonmodells variiert.

Ein Beispiel für die verwendeten dreidimensionalen Modelle ist in Abb. 4-12 gezeigt. Hier wurden lediglich ein Zugstab sowie ein diesem Stab anteilmäßig entsprechender

Betonbereich modelliert. Während der Stab wieder aus Trusselementen besteht, ist der Betonbereich mit dreidimensionalen Kontinuumselementen simuliert.

Die Modelllänge beträgt wiederum 2700 mm, der Querschnitt des Betonbalkens hat die Maße 212,13 mm mal 212,13 mm. Der kreisförmige Querschnitt des Stahlstabs hat einen Durchmesser von 25 mm.

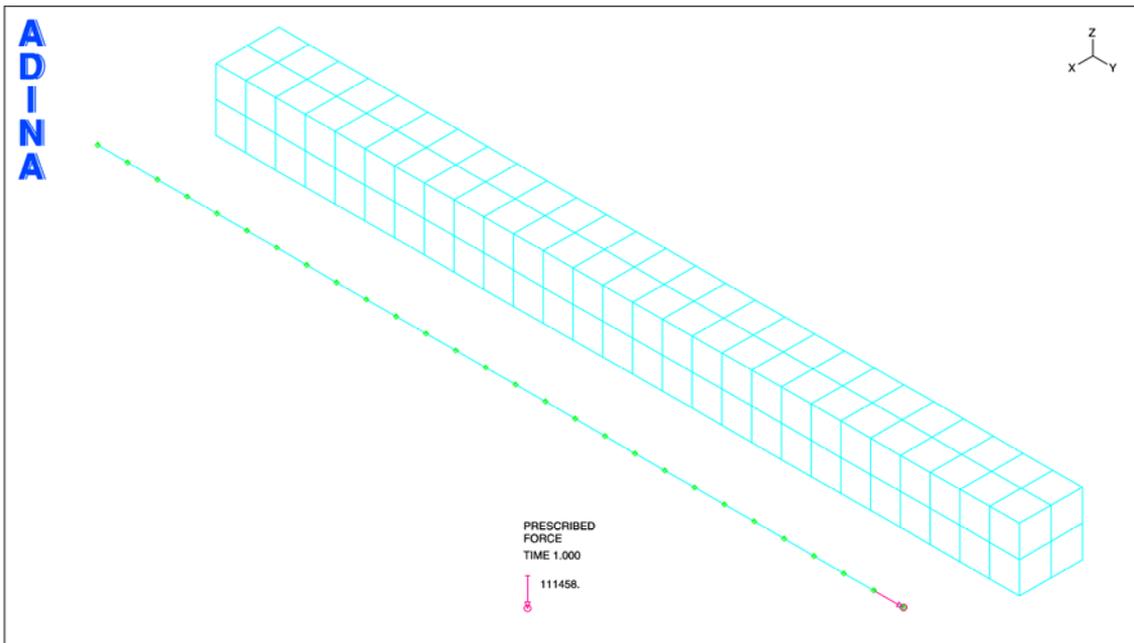


Abb. 4-12 3D-Finite-Element-Modell eines einzelnen Zugstabes mit umgebender Betonschicht (Stahl grün, als Truss-Elemente modelliert)

Als Belastung greift hier eine Einzelkraft an einem Stabende an, alternativ wurde die Kraft auch gleichmäßig über die gesamte Modellendfläche verteilt.

Die Materialdaten für Stahl und Beton entsprechen den Werten bei den 2D-Modellen.

4.1.2.2 Modell mit orthotroper Zwischenschicht zwischen Stahl und Beton

Mit einem 3D-Modell eines einzelnen Bewehrungsstabes mit umgebendem Betonbereich wurde der Versuch unternommen, die Verbundeigenschaften von Stahl und Beton durch Einführung einer Zwischenschicht mit orthotropen Materialeigenschaften besser abzubilden als bei der direkten Kopplung von Stahlelementen an Betonelemente durch übereinstimmende Knoten oder Constraintbedingungen.

Die Abb. 4-13 und 4-14 zeigen Einzelheiten des Finite-Element-Modells, bei dem alle Bestandteile mit 3D-Kontinuums-elementen simuliert werden.

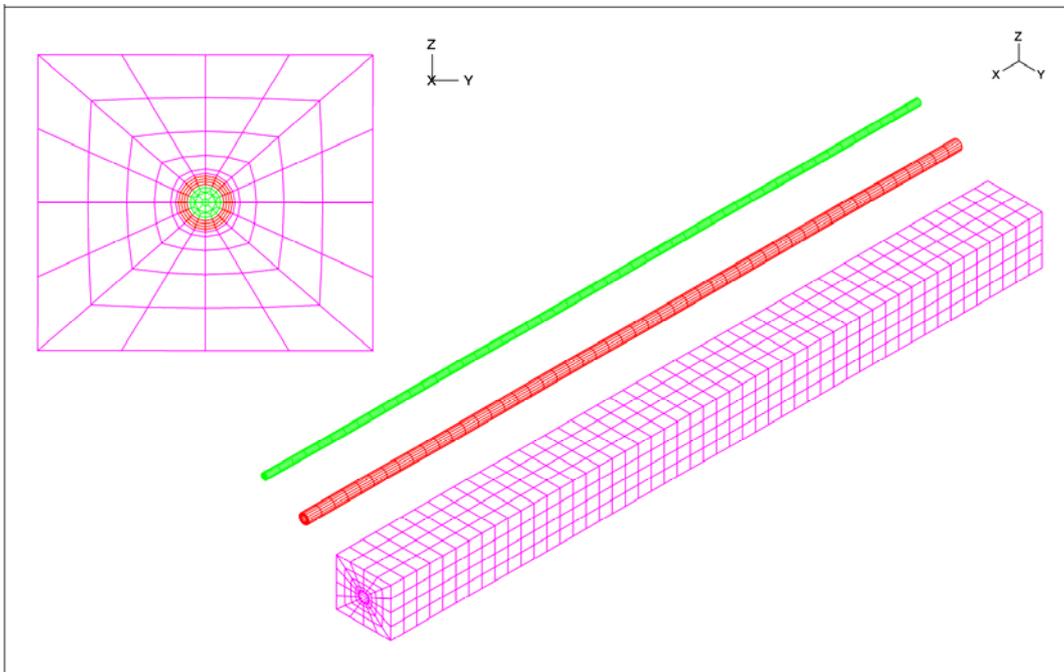


Abb. 4-13 3D-Finite-Element-Modell eines einzelnen Zugstabes mit umgebender Zwischen- und Betonschicht (Stahl grün)

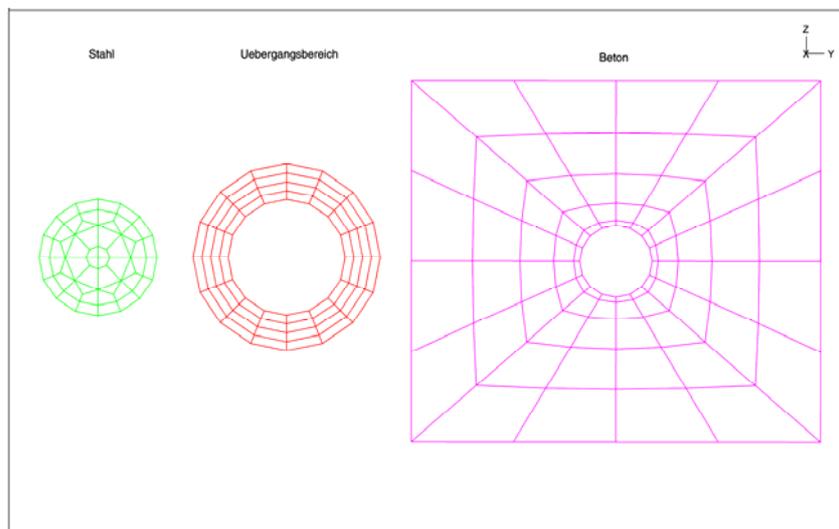


Abb. 4-14 Querschnitt durch das 3D-Finite-Element-Modell aus Bild 4.1-13 eines einzelnen Zugstabes mit umgebender Zwischen- und Betonschicht

Die Modelllänge (x-Koordinate) beträgt 2700 mm und stimmt mit der Länge des Probekörpers überein. Der Querschnitt des Betonquaders ist 200 mm hoch (z-Koordinate) und 250 mm breit (y-Koordinate) und stellt somit 1/48 des gesamten Probekörpers dar. Der Stahlbewehrungsstab hat einen Durchmesser von 25 mm. Die Übergangsschicht hat eine Dicke von 7.5 mm. Das Modell besteht insgesamt aus 9800 3D-Kontinuums-Elementen mit 10252 Knoten. 2600 Elemente entfallen dabei auf den Stahlstab, 3200 auf den Übergangsbereich und 4000 auf den Betonteil. Das Modell wird durch vorgeschriebene Verschiebungen entweder der gesamten Endquerschnittsfläche (Beton, Übergangsbereich und Stahl) oder der Querschnittsfläche des Stahlstabs belastet. Die Materialdaten für Stahl und Beton entsprechen den in den Tabellen 4-1 bis 4-4 dargestellten Gegebenheiten mit 2 Änderungen beim Beton. Zum einen wird die Versagensfläche nicht mit der eingebauten Option SANDIA beschrieben, sondern mit Daten nach /BAC 88/. Zum anderen wird der Spannungsabfall bei der Mikrorissbildung hier mit ξ gesteuert (siehe Abb. 4-10, $\xi=10$, $G_f=0$).

Die Übergangsschicht wird mit einem plastisch-orthotropen Materialmodell simuliert. Hierbei werden für 3 Hauptrichtungen nicht nur unterschiedliche elastische Konstanten, sondern auch differierende Werte für Fließspannungen und Tangentenmoduli vorgegeben. Für weitere Erläuterungen zum Modell wird auf /ADI 06/ verwiesen. Die eingesetzten Daten sind in Tab. 4-5 zusammengestellt. Da keine verwendbaren experimentellen Daten vorlagen, wurden plausible Annahmen für die Daten getroffen. EA wurde z. B. zu etwa 30 % über dem Betonelastizitätsmodul angenommen, EB und EC zu ca. 15 % unter dem E-Modul der Stahlstäbe. Mit den Buchstaben A, B und C werden dabei die für das Material der Übergangsschicht charakteristischen Richtungen bezeichnet. Dabei entspricht die Richtung A der axialen Richtung parallel zum Bewehrungsstab, wobei der E-Modul in dieser Richtung etwa $\frac{1}{4}$ des Wertes für die dazu senkrechten Richtungen beträgt.

Tab. 4-5 Plastisch-orthotrope Materialdaten für Übergangsschicht nach /ADI 06/

EA [MPa]	EB [MPa]	EC [MPa]	NUAB	NUAC	NUBC	GAB [MPa]	GAC [MPa]
40000	160000	160000	0.2	0.2	0.2	41667	41667
GBC [MPa]	YIELDAA [MPa]	YIELDBB [MPa]	YIELDCC [MPa]	YIELDAB [MPa]	YIELDAC [MPa]	YIELDBC [MPa]	ETAA [MPa]
66667	7.5	10.0	10.0	8.75	8.75	10.0	400
ETBB [MPa]	ETCC [MPa]	ETAB [MPa]	ETAC [MPa]	ETBC [MPa]	EPA		
1600	1600	400	400	400	0.01		

4.1.2.3 Modellierung des Bewehrungsstahls mit Rippen

In Realität weisen Bewehrungsstäbe in regelmäßigen Abständen Verdickungen auf (Rippen), die bei den bisher betrachteten Modellen vernachlässigt wurden. Die Rippen verbessern den Verbund zwischen Stahl und Beton insbesondere durch Ausnützen der Betondruckeigenschaften. Zur Untersuchung dieser Phänomene wurden rotations-symmetrische und dreidimensionale Modelle eines Zugstabes (mit Rippen) und des umgebenden Betonbereichs entwickelt, die in den Abb. 4-15 bis 4-16 dargestellt sind.

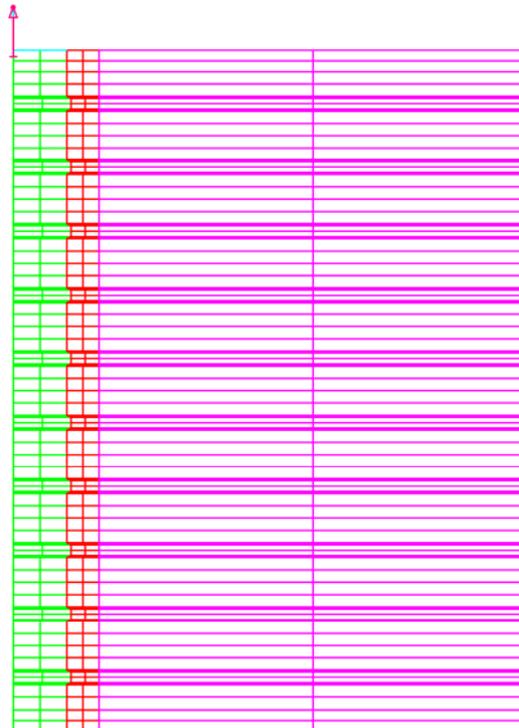


Abb. 4-15 Rotationssymmetrisches 2D-Finite-Element-Modell eines einzelnen Zugstabes mit Rippen und umgebender Betonschicht (Stahl grün)

Das Modell in Abb. 4-15 umfasst lediglich einen Ausschnitt mit 10 Rippen und ist daher 160 mm lang. Der Radius des Stahlstabs ist 12.5 mm, der radiale Maximalwert des Betons beträgt 119.7 mm. Die Höhe der Rippen beträgt 1 mm, der Rippenabstand ist 12.5 mm. Die Breite der einzelnen Rippen beträgt 3.5 mm am Fuß und 2.5 mm am Kopf, wodurch sich ein Flankenwinkel von 63.4° ergibt. Das Modell besteht aus 624 Elementen mit 2718 Knoten. Bei diesem Modell wurde ein fester Kontakt zwischen den Stahl- und Betonknoten der Grenzfläche betrachtet. Dies wurde bei dem Modell in Abb. 4-16 dahingehend verändert, dass nur noch auf der Druckseite der Rippe für Stahl und

Beton die gleichen Knoten verwendet werden, die restlichen Teile der Grenzfläche können sich voneinander trennen.

In diesem Fall wird die halbe Länge des Probekörpers (1350 mm) modelliert und eine Symmetrieebene in der Mitte des Probekörpers eingeführt. Die weiteren Dimensionen entsprechen dem Modell von Abb. 4-15. Das Modell besteht aus 19440 rotationssymmetrischen 2D-Elementen und hat 81669 Knoten.

Das in Abb. 4-17 dargestellte 3D-Modell hat wiederum nur 10 Rippen und ist daher 160 mm lang. Die weiteren Dimensionen des Betonbereichs sind 300 mm in der Breite und 200 mm in der Höhe, der Durchmesser des Stahlstabs ist wieder 25 mm.

Die Belastung der Modelle mit Rippen erfolgt ausschließlich durch eine am Stahl angreifende Längszugkraft oder Längsverschiebung.

Die Materialdaten wurden teilweise variiert. Neben den in den Tab. 4-1 bis 4-4 dargestellten Werten wurden für den Beton auch die in den Tab. 4-6 und 4-7 gezeigten Daten verwendet.

Tab. 4-6 Verwendete Betondaten für Rechnungen mit den Rippenmodellen (Bezeichnungen gemäß Abb. 4-10)

E_0 [MPa]	ν	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	ϵ_c	σ_u [MPa]	ϵ_u	ρ [Ns^2/mm^4]
37250	0.24	3.8	-61.0	-0.0021	-40.0	-0.003	$2.5 \cdot 10^{-9}$

Tab. 4-7 Weitere Parameter für das Betonmodell nach /ADI 06/ mit GF-Bruchenergie

Option	β	C1	C2	XSI	STIFAC	SHEFAC	GF [N/mm]
nach /BAC 88/	0.5	1.40	-0.4	10.0	0.1	0.5	0.0

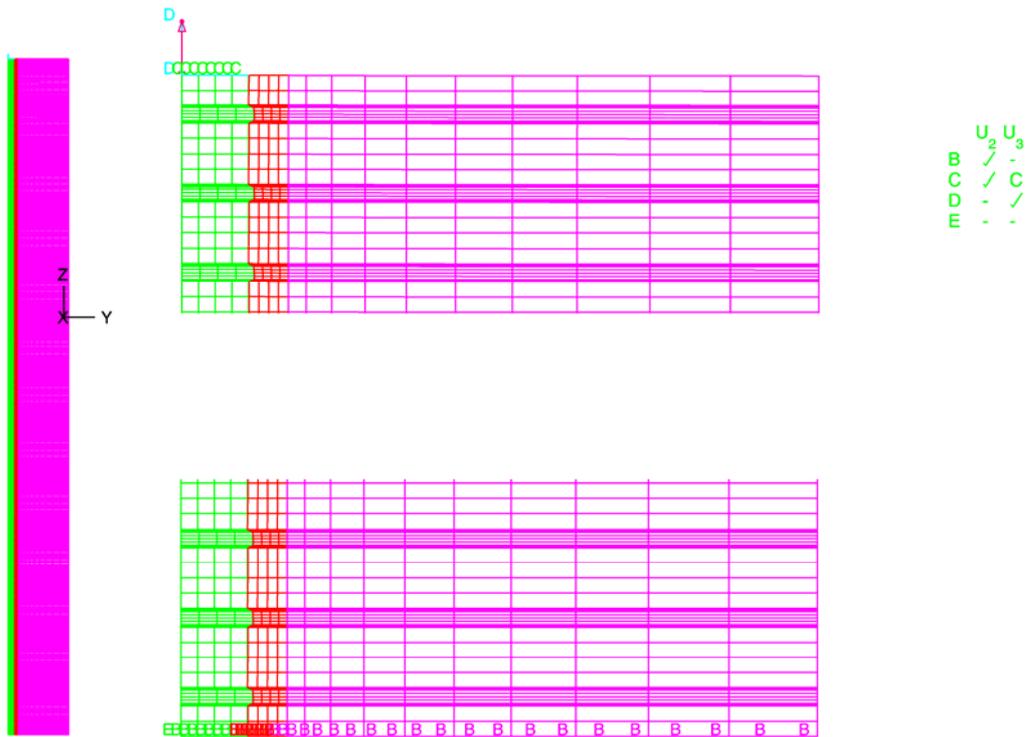


Abb. 4-16 Rotationssymmetrisches 2D-Finite-Element-Modell eines einzelnen Zugstabes mit Rippen und umgebender Betonschicht (Stahl grün, Vergrößerung oben bzw. unten: 60 mm Ausschnitt am oberen bzw. unteren Modellende)

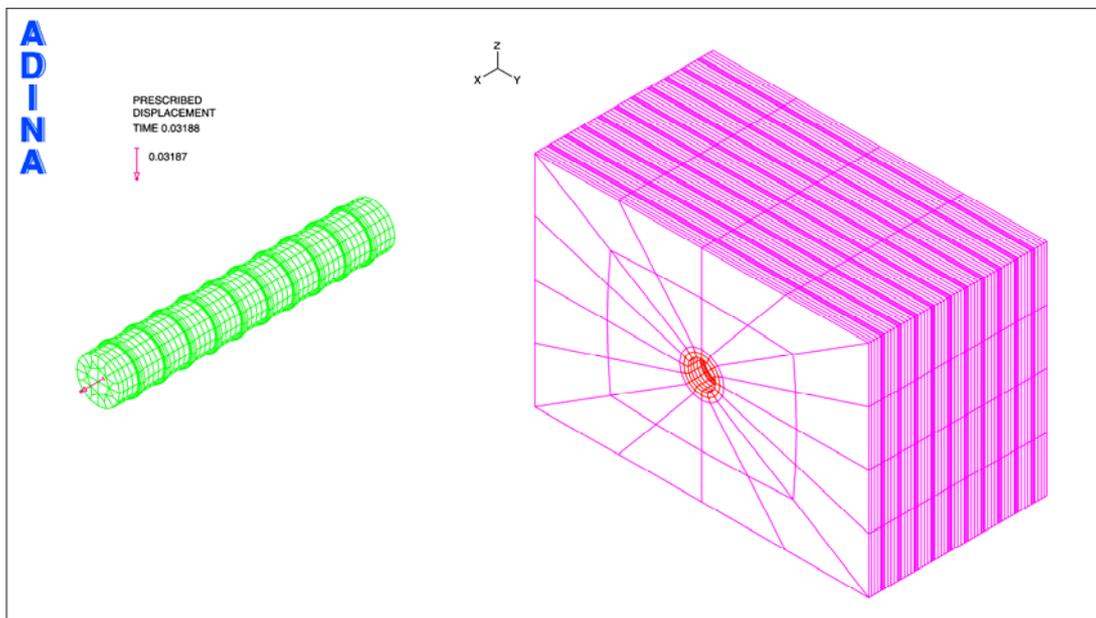


Abb. 4-17 3D-Finite-Element-Modell eines einzelnen Zugstabes mit Rippen und umgebender Betonschicht (Stahl grün)

4.1.2.4 Zufällig verteilte Materialdaten von Beton

Da Beton ein sehr heterogener Werkstoff ist, bietet es sich an, verschiedene Materialdaten von Beton als verteilte Größen zu behandeln. Ein erster Versuch in diese Richtung erfolgte mit dem in den Abb. 4-18 und 4-19 dargestellten 3D-Modell eines Viertels eines Probekörpers.

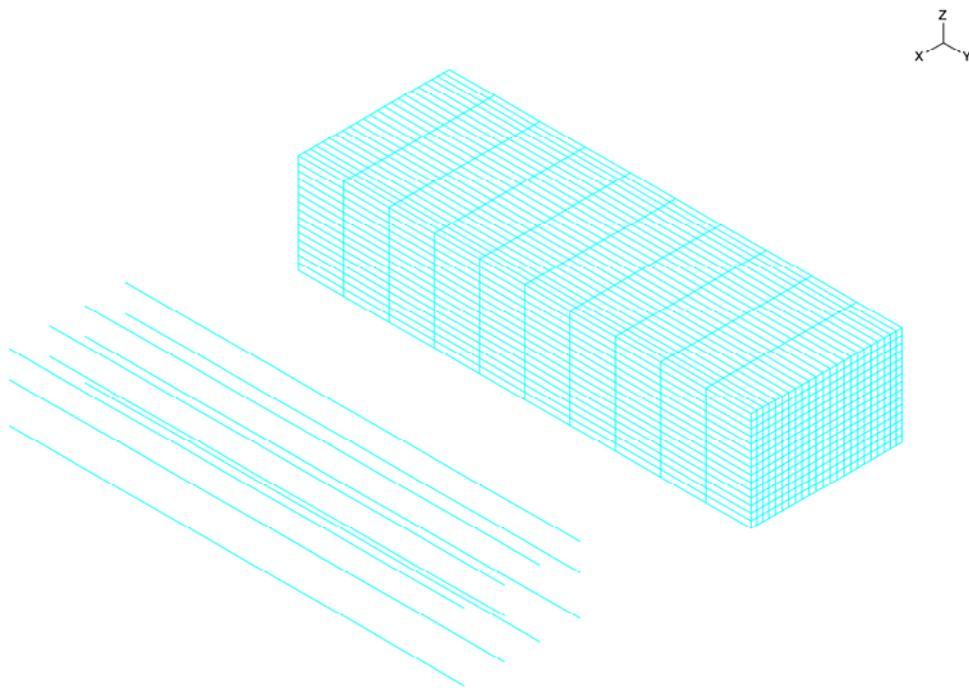


Abb. 4-18 3D-Finite-Element-Modell eines Viertels des Probekörpers, Gesamtmodell und Trussmodellierung der Zugstäbe

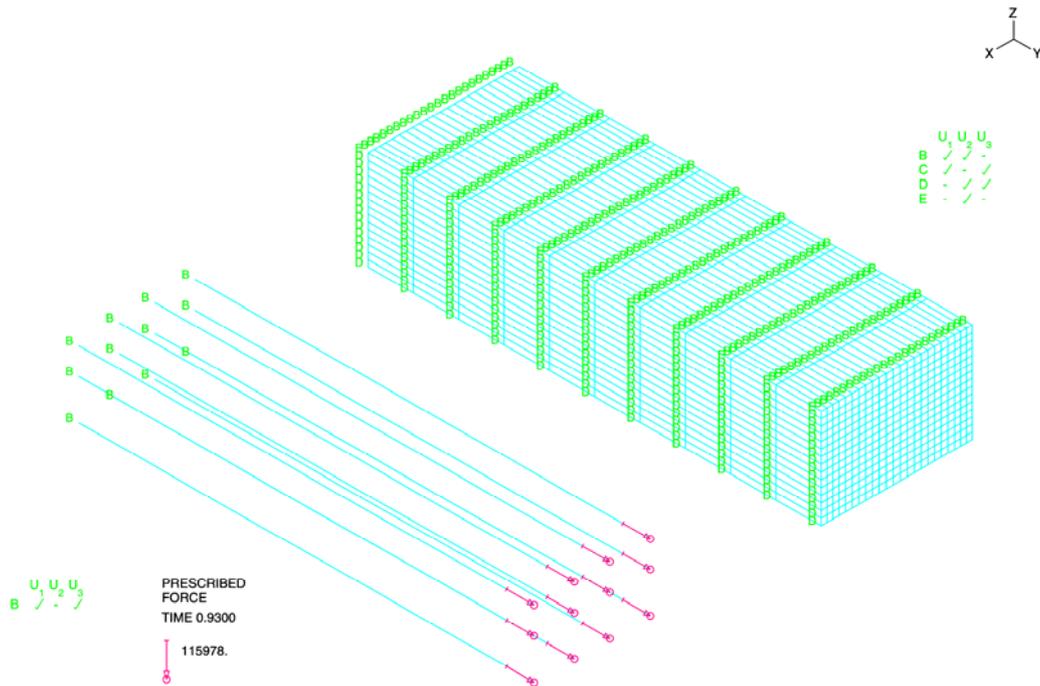


Abb. 4-19 3D-Finite-Element-Modell eines Viertels des Probekörpers, Randbedingungen und Belastung

In diesem Modell ist wiederum der Beton mit 3D-Kontinuums-elementen (insgesamt 3450 Elemente) simuliert, die Zugstäbe sind als Trusselemente (gesamt 120 Trusses) modelliert. Die Länge des Modells beträgt 2700 mm, das Modell ist 900 mm breit und 600 mm hoch.

Zur Simulation verteilter Festigkeitsdaten für den Beton wurde hier folgendermaßen vorgegangen. Es wurden 2 Werte für die Zugfestigkeit des Betons σ_t definiert zu 2.7 MPa (Standard) bzw. 2.0 MPa (erniedrigt). Für eine bestimmte Anzahl (10, 100 bzw. 345) von zufällig ausgewählten Betonelementen wurde jetzt ein Materialmodell mit dem erniedrigten Zugspannungswert benutzt, während die restlichen das Standardmaterialmodell erhielten.

Die Belastung wird hier durch einzelne Zugkräfte am Ende der Zugstäbe aufgebracht.

4.1.3 Exemplarische Ergebnisse

Im Folgenden werden ausgewählte Berechnungsergebnisse der verschiedenen Analysen vorgestellt und bewertet.

4.1.3.1 Modelle ohne Rippen mit festem Kontakt zwischen Stahl und Beton

Neben den bereits gezeigten Verformungen der ebenen Modelle werden hier beispielhaft 2 Ergebnisse mit einem 3D-Modell gezeigt. Dabei stellt Abb. 4-20 die Verformung des Modells dar und Abb. 4-21 zeigt die sich ergebende Bildung von Mikrorissen im Beton im Mittelquerschnitt des Modells (in dem auch der Zugstab sitzt). Betonelemente mit Rissen sind dabei ganz oder teilweise rot gezeichnet. Das Bild zeigt ein typisches Ergebnis der Berechnungen, bei denen die Lasteinleitung an den Bewehrungsstäben erfolgt. Der Beton reißt hier zuerst an den Modellenden, weitergehende Berechnungen sind teilweise wegen numerischer Probleme nicht möglich.

Ein Vergleich der Gesamtverschiebung des Probekörpers in Abhängigkeit von der angreifenden Kraft mit der berechneten Verschiebung verschiedener Modelle ist in Abb. 4-22 gezeigt. Neben den Rechenergebnissen ist auch die Verlängerung eines Stabes ohne Betoneinwirkung eingezeichnet ("Stahldehnung").

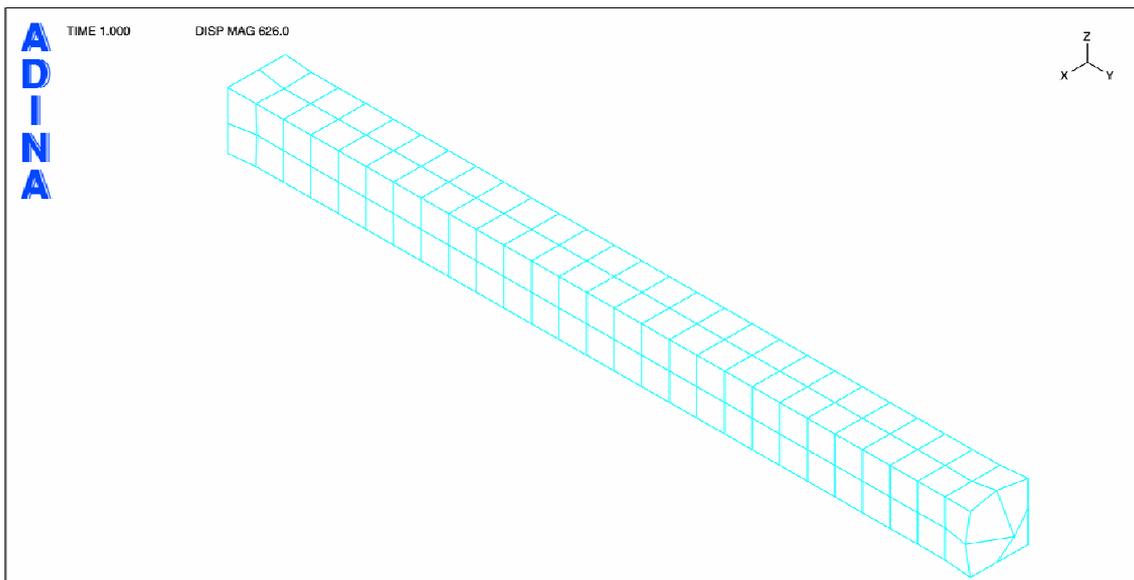


Abb. 4-20 Verformtes 3D-Finite-Element-Modell eines Ausschnitts des Probekörpers mit einem Zugstab und Betonumgebung, Belastung durch Kraft am Stab (Darstellungsfaktor für Verformungen 626)

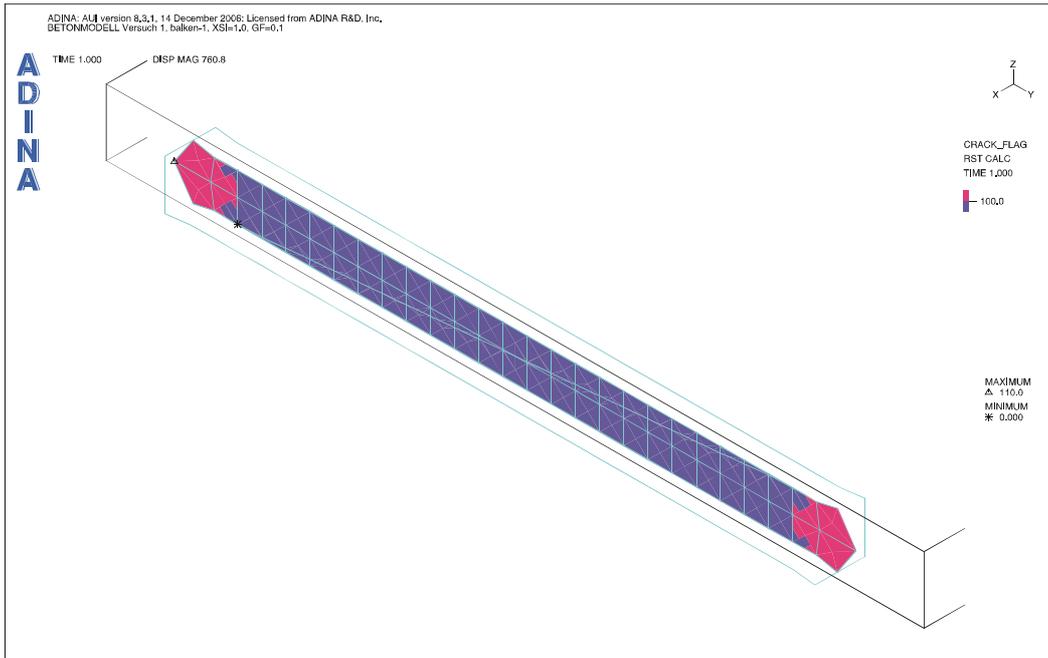


Abb. 4-21 Rissbildung im Mittelquerschnitt des 3D-Finite-Element-Modells eines Ausschnitts des Probekörpers mit einem Zugstab und Betonumgebung, Belastung durch Kraft am Stab (roter Bereich = Risse, blauer Bereich = keine Risse)

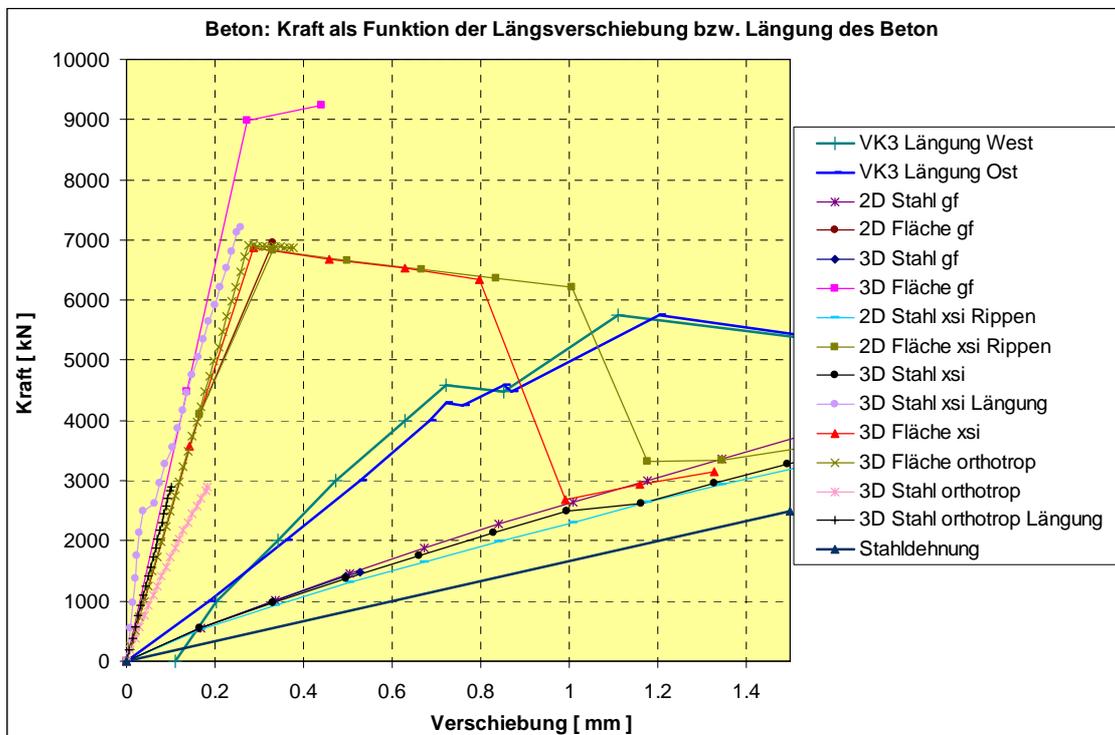


Abb. 4-22 Gemessene bzw. berechnete Kraft als Funktion der Längsverschiebung bzw. Längung des Betons

Die experimentellen Resultate (Kurven VK3 Längung West bzw. Ost) und die Rechenergebnisse unterscheiden sich beträchtlich. Diejenigen Rechnungen, bei denen die Belastung auf die ganze Modellquerschnittsfläche aufgebracht wird (Bezeichnung "Fläche" in den Kurven), zeigen bei kleinen Verschiebungen zu hohe Kraftwerte. Bei größeren Verschiebungswerten (ab 0.8 mm) fallen die berechneten Kräfte unter die experimentellen Werte ab.

Bei den Berechnungen, bei denen die Belastung wie im Experiment nur auf die Stahlquerschnitte verteilt wird (Bezeichnung "Stahl" in den Kurven), liegen die berechneten Kraftwerte immer unter den experimentellen Werten.

Erwartungsgemäß die niedrigste Kurve ergibt sich für den Stab ohne bewegungshindernde Betonummantelung.

Die Untersuchungen mit den verschiedenen Analysemodellen zeigen, dass der Kraft-Verschiebungsverlauf des Probekörpers nicht zufrieden stellend simuliert werden kann. Die Abweichungen zwischen Experiment und Berechnung sind im Wesentlichen auf die vereinfachte Kopplung zwischen Beton und Stahl zurückzuführen. Zur Verbesserung der Simulationsmöglichkeiten ist eine Weiterentwicklung der Analysemodelle im Hinblick auf die Simulation des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstahl ("Bonding", siehe Kap. 3.3) erforderlich.

4.1.3.2 Modelle mit Rippen

Prinzipiell bieten die Modelle mit Rippen eine gute Möglichkeit, die von den Rippen ausgehende Rissbildung zu simulieren. Neben 2 Verformungsplots (Abb. 4-23 und 4-24) werden im Folgenden auch 2 Darstellungen der Rissbildung (Abb. 4-25 und 4-26) gezeigt.

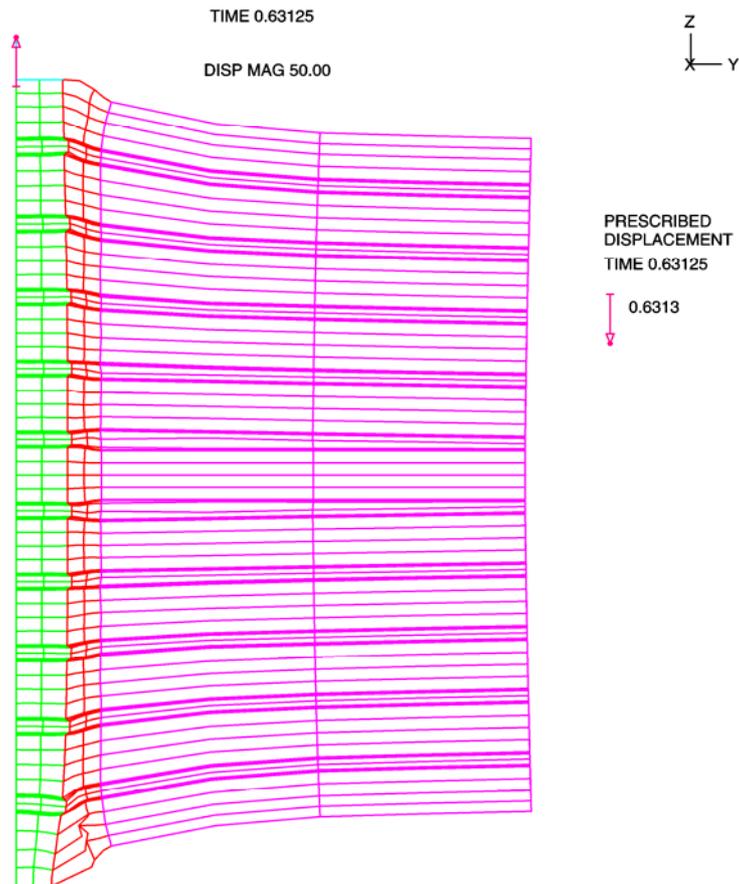


Abb. 4-23 Verformung des rotationssymmetrischen 2D-Finite-Element-Modell eines Bewehrungsstabs mit Rippen und umgebendem Beton (Darstellungsfaktor 50)

Zwischen den Varianten mit vollständiger bzw. teilweiser fester Kopplung zwischen Stahl und Beton zeigen sich bei der Verformung signifikante Unterschiede, während die Rissbildung bis auf den Bereich nahe der Grenzfläche doch sehr ähnlich aussieht.

Allerdings lässt sich hier nicht die Ausbildung einzelner bevorzugter Risse erkennen, die sich im Einklang mit den Vorhersagen des Rissabstandes mit vereinfachten Verfahren bilden müssten. Auch in diesem Fall wäre sicherlich der Einsatz von Verbundelementen und gegebenenfalls verteilter Betonwerkstoffdaten nötig.

Hingewiesen werden soll an dieser Stelle auch darauf, dass der stark erhöhte Modellierungsaufwand mit Rippen bei aufwendigeren Modellen (z. B. Containments) nicht möglich ist.

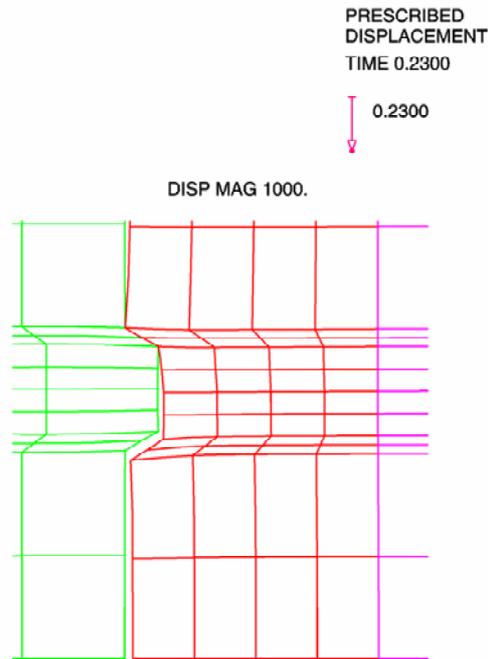


Abb. 4-24 Verformung eines Ausschnitts des rotationssymmetrischen 2D-Finite-Element-Modells eines Bewehrungsstabs mit Rippen und umgebendem Beton (Version 2), fester Kontakt zwischen Beton und Stahl nur auf der Druckfläche der Rippen

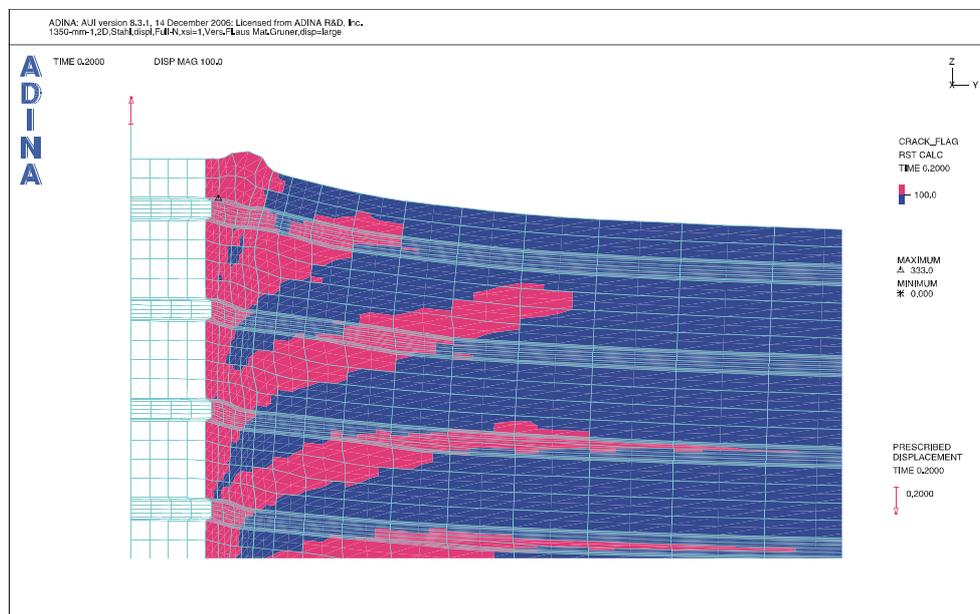


Abb. 4-25 Rissbildung in einem Ausschnitt des rotationssymmetrischen 2D-Finite-Element-Modells eines Bewehrungsstabs mit Rippen und umgebendem Beton (Version 2, 1/96 des Probekörpers), mit festem Kontakt zwischen Beton und Stahl auf der ganzen Grenzfläche (Darstellungsfaktor 100), Zugkraft auf gesamtem Probekörper: 725 kN (roter Bereich = Risse, blauer Bereich = keine Risse)

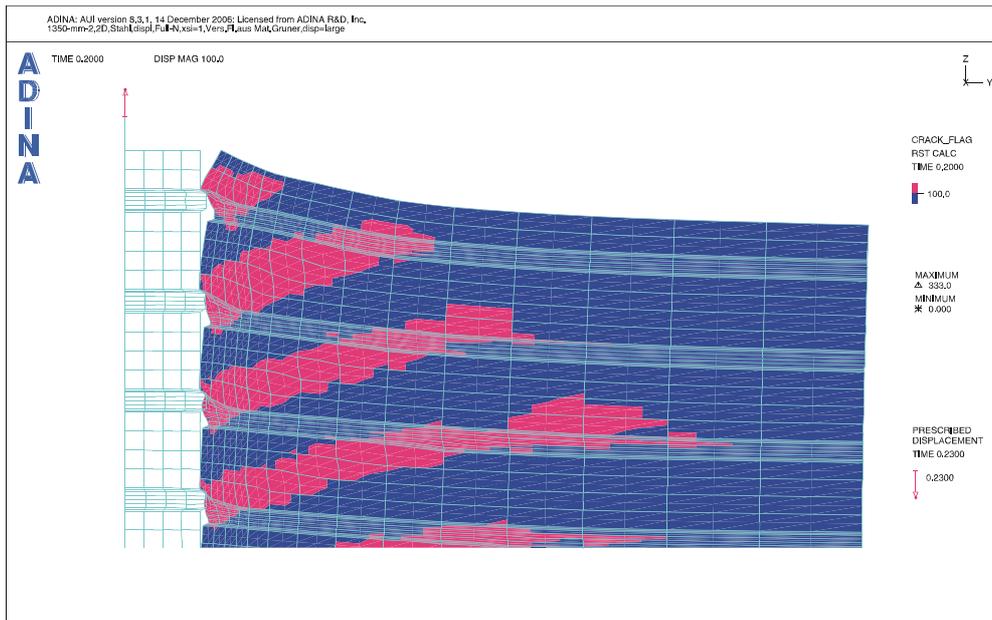


Abb. 4-26 Rissbildung in einem Ausschnitt des rotationssymmetrischen 2D-Finite-Element-Modells eines Bewehrungsstabs mit Rippen und umgebendem Beton (Version 2, 1/96 des Probekörpers), mit festem Kontakt zwischen Beton und Stahl nur auf der Druckfläche der Rippen (Darstellungsfaktor 100), Zugkraft auf gesamtem Probekörper: 709 kN (roter Bereich = Risse, blauer Bereich = keine Risse)

4.1.3.3 Zufällig verteilte Betondaten

Als Ergebnis einer Untersuchung, bei der die Zugfestigkeit der einzelnen Betonelemente entweder den Wert 2.7 MPa oder 2.0 MPa hat (wobei die Lage der Elemente mit kleinerer Festigkeit zufällig verteilt ist), wird in den Abb. 4-27 bis 4-29 die Rissbildung in der Längssymmetrieebene des Probekörpers am Ende der Berechnungen für die unterschiedlichen Modellvarianten gezeigt. Erwartungsgemäß nimmt mit steigender Anzahl von Elementen mit geringerer maximaler Zugspannung bei nahezu gleicher Belastung auch die Zahl der gerissenen Elemente in der Symmetrieebene zu.

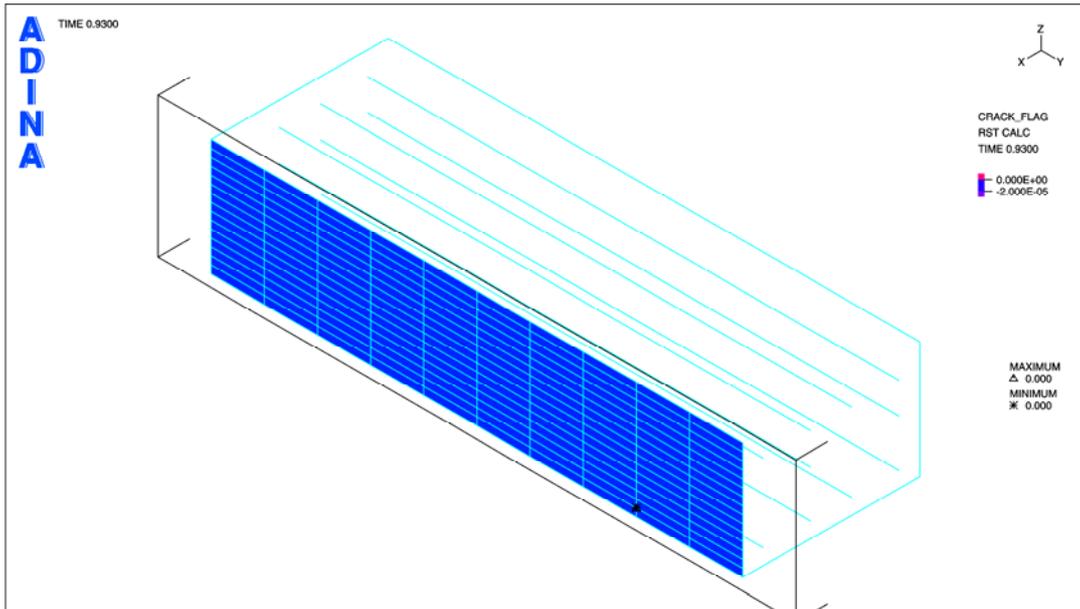


Abb. 4-27 Nicht vorhandene Rissbildung in der Symmetrieebene des 3D-Finite-Element-Modells eines Viertels der Probe, Modellvariante mit 10 Elementen mit geringerer Zugfestigkeit, Zugkraft auf gesamtem Probekörper: 5567 kN

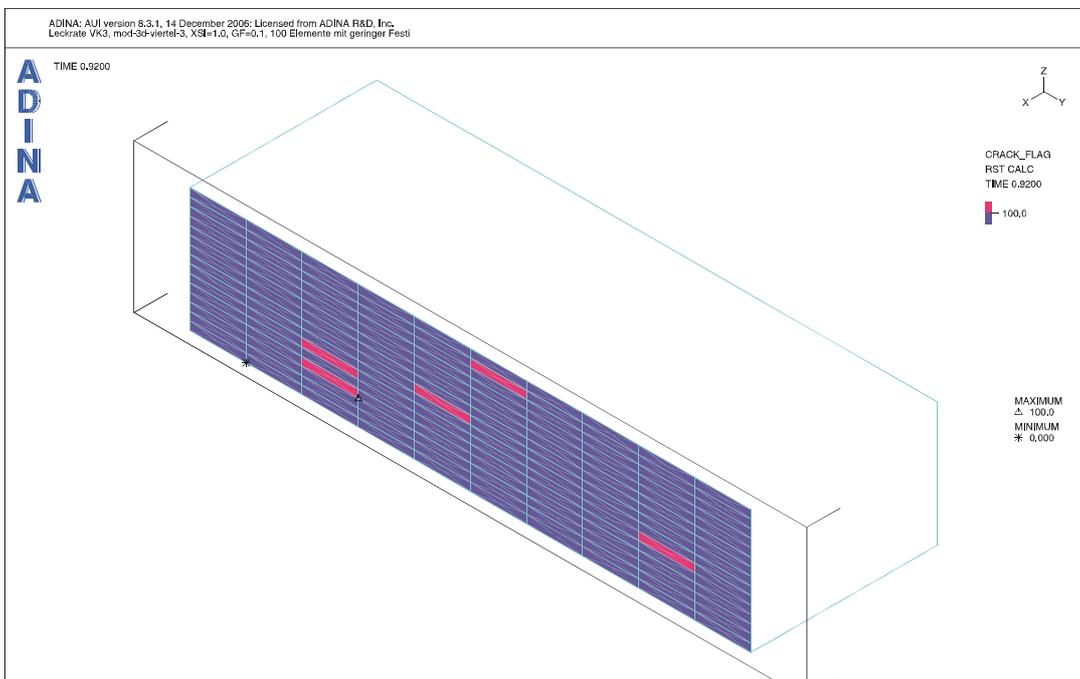


Abb. 4-28 Rissbildung in der Symmetrieebene des 3D-Finite-Element-Modells eines Viertels der Probe, Modellvariante mit 100 Elementen mit geringerer Zugfestigkeit, Zugkraft auf gesamtem Probekörper: 5508 kN (roter Bereich = Risse, blauer Bereich = keine Risse)

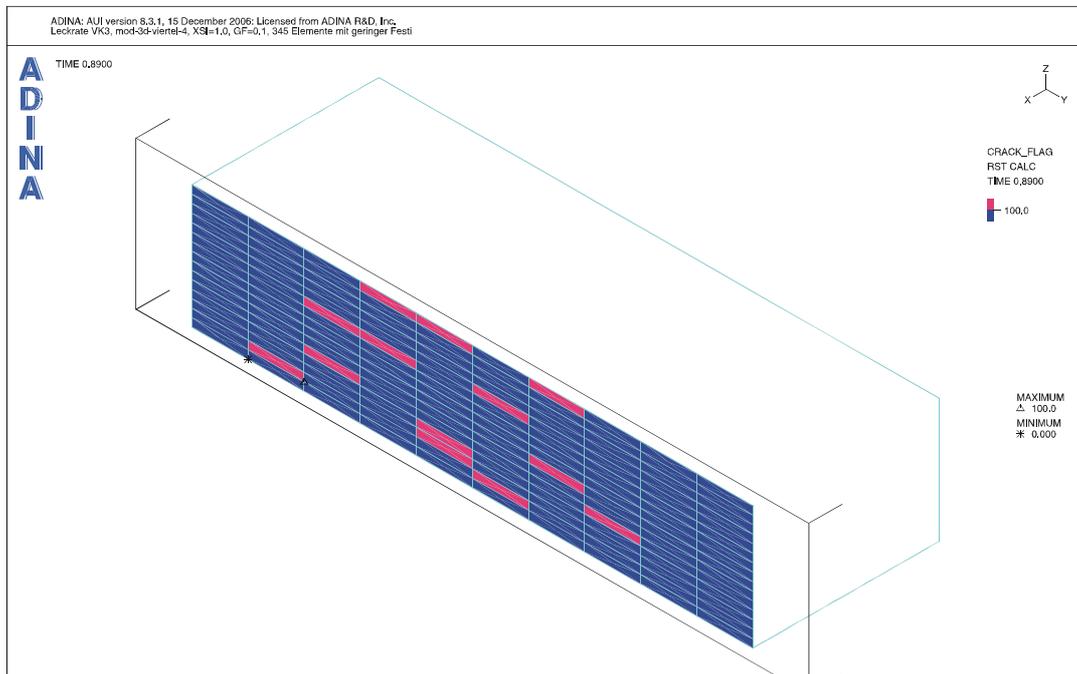


Abb. 4-29 Rissbildung in der Symmetrieebene des 3D-Finite-Element-Modells eines Viertels der Probe, Modellvariante mit 345 Elementen mit geringerer Zugfestigkeit, Zugkraft auf gesamtem Probekörper: 5388 kN (roter Bereich = Risse, blauer Bereich = keine Risse)

4.2 Ausziehversuche

Im Folgenden wird eine Kurzbeschreibung der Versuche, die an der Universität Karlsruhe durchgeführt wurden, gegeben. Weiterhin werden die entwickelten Finite-Element-Modelle sowie die durchgeführten Berechnungen beschrieben und es werden ausgewählte Analyseergebnisse vorgestellt.

4.2.1 Kurzbeschreibung der Ausziehversuche

Die Versuche waren seinerzeit auf Anregung der GRS im Rahmen von Arbeiten zur analytischen Begleitung eines SANDIA-Experiments an einem Stahlbetoncontainment im Maßstab 1:6 durchgeführt worden (vgl. /HOR 86, BAC 88, BAC 89/). Aus diesem Grund orientieren sich die Abmessungen der Probekörper an den Dimensionen der

SANDIA-Containmentwand. Zielsetzung der Versuche war damals, Einflüsse des Verbundverhaltens von Stahl und Beton zu quantifizieren.

Abb. 4-30 zeigt schematisch einen typischen Probekörper der Versuche. Die Probekörper werden in Längsrichtung so weit gezogen, bis sich quer zur Zugrichtung in den durch Kerben geschwächten Querschnittsflächen Makrorisse ausbilden, deren Rissweiten an der Oberfläche gemessen werden. Danach werden nacheinander die vertikalen Stäbe gezogen und die hierfür benötigte Kraft, die im Folgenden als Versagenskraft bezeichnet wird, bestimmt.

Aus den Ergebnissen wird dann der Zusammenhang zwischen der mittleren Verbundspannung und der Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton abgeleitet.

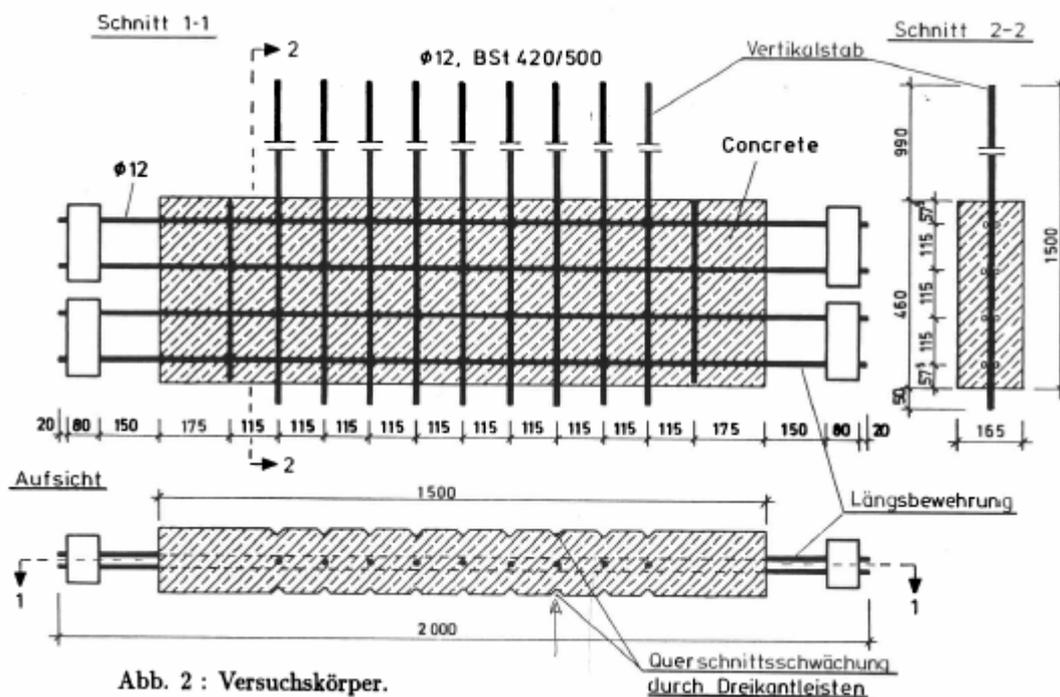


Abb. 4-30 Seitliche Ansicht und Ansicht von oben (schematisch) auf einen typischen Probekörper (aus /EIB 88/)

Wesentliche Ergebnisse der Versuche sind in Tab. 4-8 und den Abb. 4-31 bis 4-33 dargestellt. Es zeigt sich insbesondere, dass die entstehende Rissweite mit zunehmender Längskraft im Probekörper ebenfalls zunimmt. Wesentliches Ziel der im Folgenden beschriebenen Berechnungen war die Simulation der Rissbildungsphase, das Ausziehen der Stäbe wurde nicht betrachtet.

Tab. 4-8 Ergebnisse der Experimente (aus /EIB 88/)

	Stab	Längskraft [kN]	Versagenskraft [kN]	Rissweite [mm]	Bemerkung
Balken 1	1	406	54.1	1.2	Stahlversagen
	2	400	62.0	1.0	
	3	423	31.2	1.3	
	4				
	5	144	72.0	0.1	
	6				
	7	420	34.7	1.3	
	8				
	9	239	72.0	0.4	
Balken 2	1	410	61.6	1.1	mit DMS
	2	431	20.7	2.3	
	3				
	4	390	70.6	0.7	
	5	434	25.1	2.0	
	6	406	71.8	0.8	
	7				
	8	441	8.2	2.8	
	9	422	72.0	0.0	
Balken 3	1	409	52.8	1.0	mit DMS
	2	153	62.7	1.0	
	3	152	68.1	0.7	
	4	429	16.6	1.8	
	5				
	6	351	62.3	1.5	
	7				
	8	433	30.5	2.0	
	9	393	58.6	1.4	

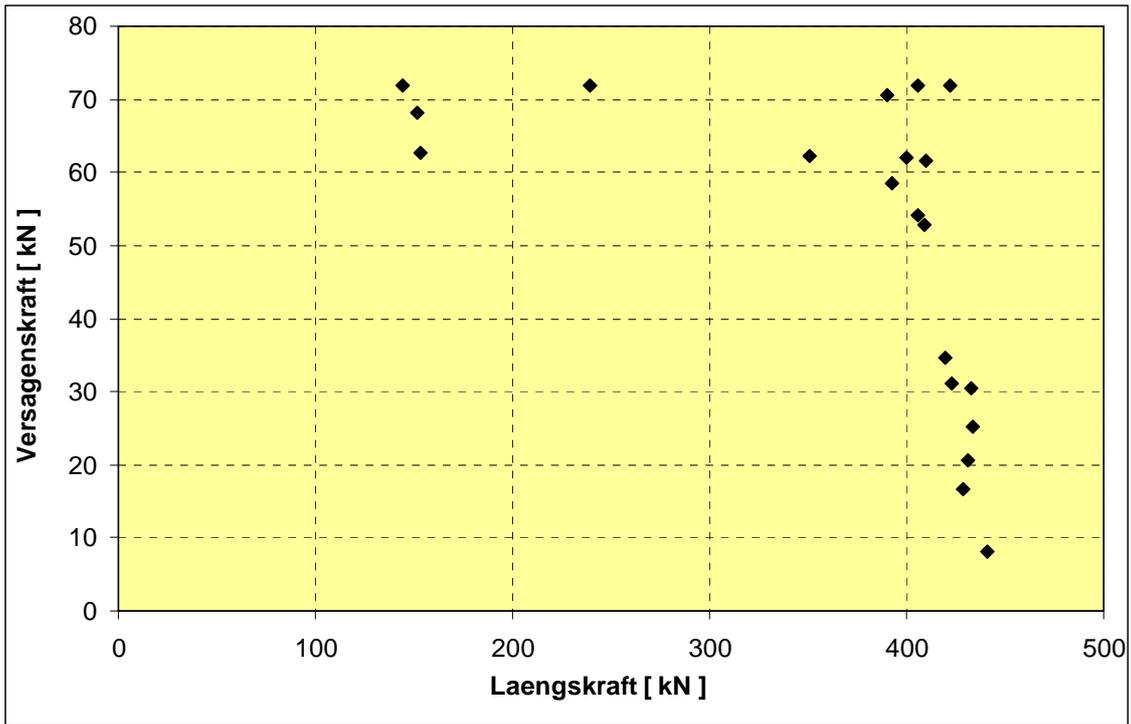


Abb. 4-31 Experimente: Versagenskraft als Funktion der Laengskraft

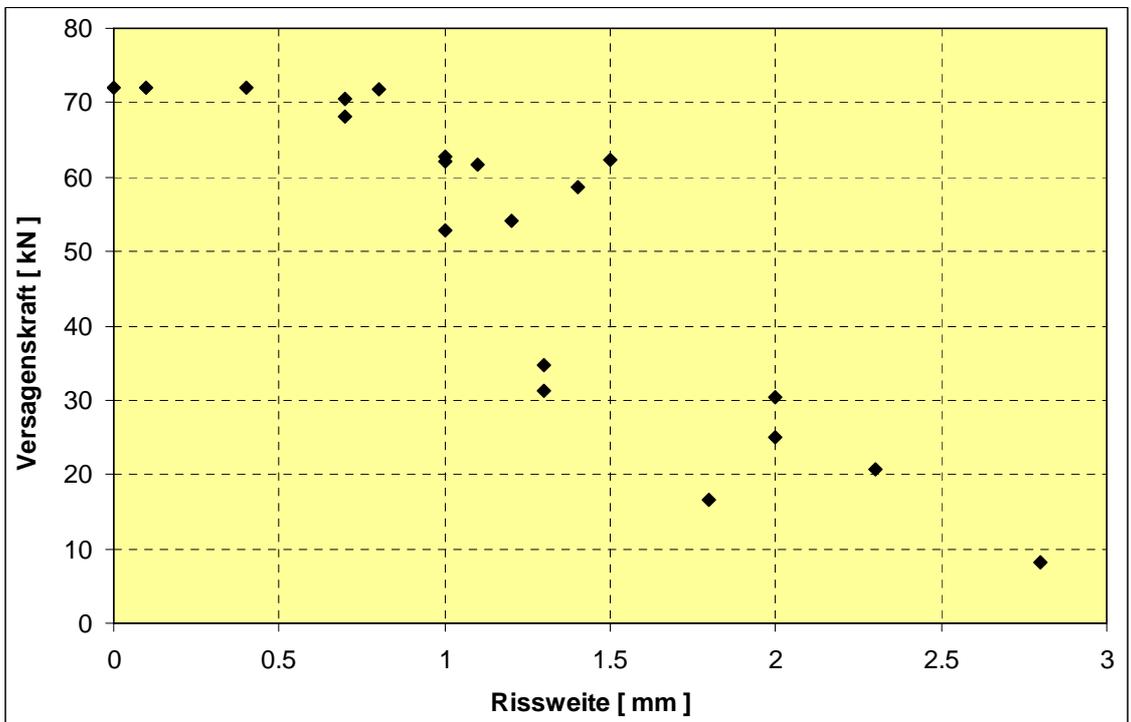


Abb. 4-32 Experimente: Versagenskraft als Funktion der Rissweite

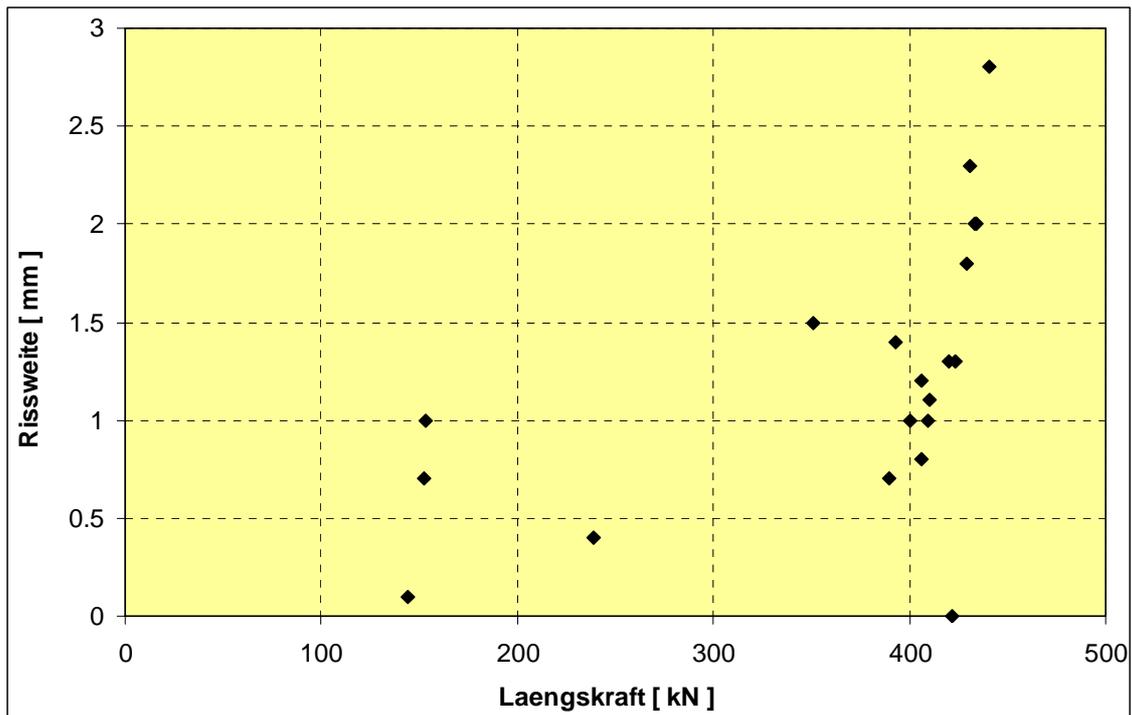


Abb. 4-33 Experimente: Rissweite als Funktion der Längskraft

4.2.2 Finite-Element-Modell und Berechnungen

Für die Finite-Element-Berechnungen wurde ein dreidimensionales Ausschnittsmodell eines Probekörpers entwickelt, das einen Auszugsstab umfasst. Im linken Teil von Abb. 4.2-5 ist dieser als waagerechte Linie zu erkennen, zusammen mit den acht (hier senkrechten) Bewehrungsstäben. Die Linien symbolisieren Trusselemente, die zur Modellierung der Stäbe (mit je 12 mm Durchmesser, insgesamt 368 Elemente) verwendet wurden. Die Betonteile wurden mit 3D-Kontinuumselementen simuliert (11008 Elemente). Das Modell ist 400 mm (z-Richtung) lang, 460 mm breit (x-Richtung) und 165 mm dick. Die Tiefe der zur Rissauslösung eingebrachten Kerben beträgt 15 mm.

Für die Betonelemente wird das in ADINA verfügbare nichtlineare Betonmodell verwendet, für die Stäbe ein multilineares elastisch-plastisches Materialmodell. Die verwendeten Daten sind in den Tab. 4-9 bis 4-12 zusammengestellt. Es sind die gleichen wie in Kapitel 4.1 verwendet.

Tab. 4-9 Verwendete Betondaten (Bezeichnungen gemäß Abb. 4-10)

E_0 [MPa]	ν	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	ε_c	σ_u [MPa]	ε_u	ρ [Ns ² /mm ⁴]
29500	0.18	3.0	-44.6	-0.00186	-40.0	-0.0032	$2.5 \cdot 10^{-9}$

Neben den Werkstoffdaten ist für das Betonmodell noch eine Reihe von Einstellparametern vorzugeben. Diese sind in Tab. 4-10 zusammengestellt. Informationen zu den Parametern sind in /ADI 06/ enthalten.

Tab. 4-10 Weitere Parameter für das Betonmodell gemäß /ADI 06/

Option	β	C1	C2	XSI	STIFAC	SHEFAC	GF [N/mm]
Sandia	0.5	1.40	-0.4	1.0	0.1	0.5	0.15

Tab. 4-11 Verwendete Stahldaten

E [MPa]	ν	σ_0 [MPa]	Hardening
190100	0.30	400	isotropic

Tab. 4-12 Spannungs-Dehnungs-Werte für Bewehrungsstahl

σ [MPa]	400	440	457	466	472	476	478	637	638
	0.0021	0.0025	0.0029	0.0033	0.0037	0.0041	0.0045	0.131	0.21

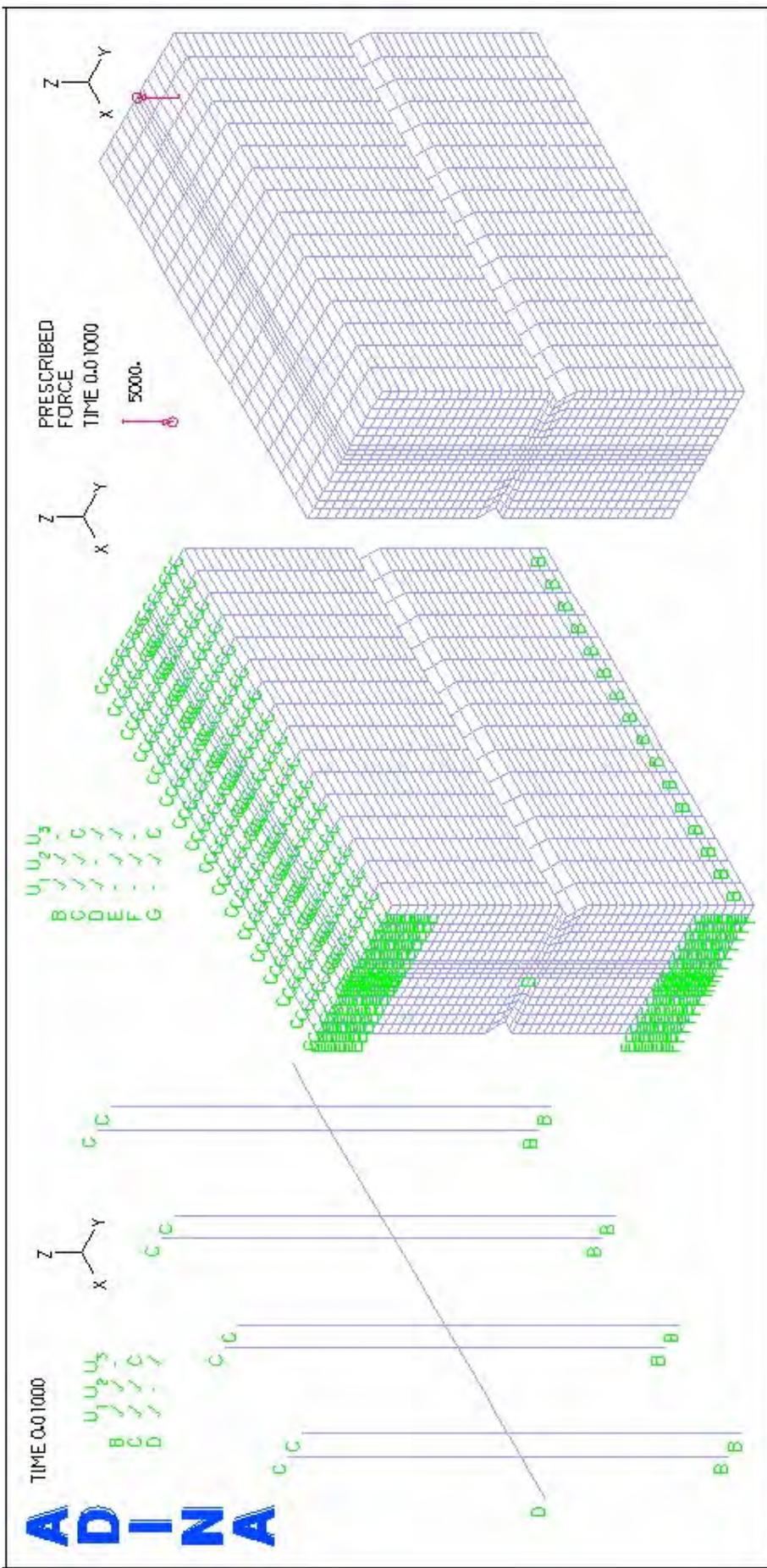


Abb. 4-34 3D-Finite-Element-Modell des Probekörpers im Bereich eines Ausziehstabes

Das Ausschnittsmodell wird durch eine Zugkraft in Richtung der Bewehrungsstäbe belastet. Um diese aufzubringen wird die untere Modelloberfläche in z-Richtung festgehalten. An einem Knoten der oberen Modelloberfläche wird eine Kraft in z-Richtung aufgebracht, deren Wirkung durch Constraint-Bedingungen auf die ganze Oberfläche verteilt wird. Alternativ wurde in einigen Berechnungen die Kraft lediglich an den Bewehrungsstäben angebracht.

Entsprechend unserer allgemeinen Erfahrung mit dem ADINA-Beton-Modell, das häufig zu numerischen Problemen bei den Berechnungen führt, wurden auch hier eine Reihe von Analysen durchgeführt, in denen Einstellungsparameter am Beton-Modell variiert und verschiedene Lösungsalgorithmen sowie unterschiedliche Toleranzparameter erprobt wurden.

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der Rechnungen vorgestellt und diskutiert.

4.2.3 Ausgewählte Analyseergebnisse

Ein Vergleich berechneter z-Verschiebungen im Lasteinleitungspunkt in Abhängigkeit von der aufgetragenen Kraft ist in Abb. 4-35 für einige Berechnungsvarianten dargestellt. Im Experiment waren keine Verschiebungsmessungen vorgesehen. Die verschiedenen Modellvarianten unterscheiden sich durch den Wert für den Verschiebungstoleranzparameter sowie durch Steuerungsparameter im Betonmodell. Während die Kurven 1 bis 5 mit GF-Steuerung (Berücksichtigung der Bruchenergie des Betons) berechnet wurden, wurde bei Kurve 6 die ξ -Steuerung verwendet. Dabei wird der Abfall der Spannung an einem Gauß-Punkt mit Riss über ξ festgelegt (vergl. Bild 3.1-1). Außerdem wird bei den Varianten 1 bis 4 mit $STIFAC=0.1$, bei 5 und 6 mit $STIFAC=0.0001$ gerechnet. Der Parameter $STIFAC$ bestimmt den Restwert der Elementsteifigkeit nach Auftreten eines Mikrorisses. Die Ergebnisse der verschiedenen Analysen liegen dicht beieinander. Die Rechnung (Variante 6) konnte wegen numerischen Problemen nur bis 180 kN durchgeführt werden.

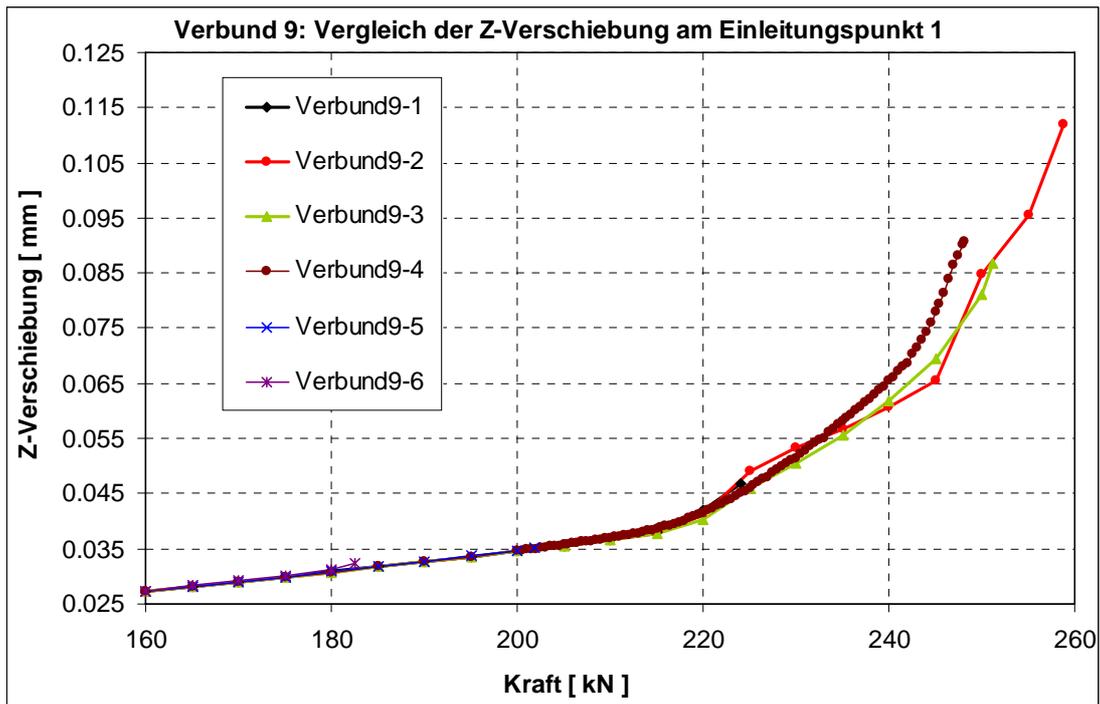


Abb. 4-35 Berechnete z-Verschiebung im Kräfteinleitungspunkt

Für die Rechenvariante 4 aus Abb. 4-35 ist in den Abb. 4-36 bis 4-45 die Entwicklung der Zone mit Rissen im Beton für einen bestimmten Modellquerschnitt gezeigt. Bei dem Querschnitt handelt es sich um eine Ebene senkrecht zur x-Achse, welche die beiden links von der Modellmitte gelegenen Bewehrungsstäbe beinhaltet (vgl. Abb. 4-34).

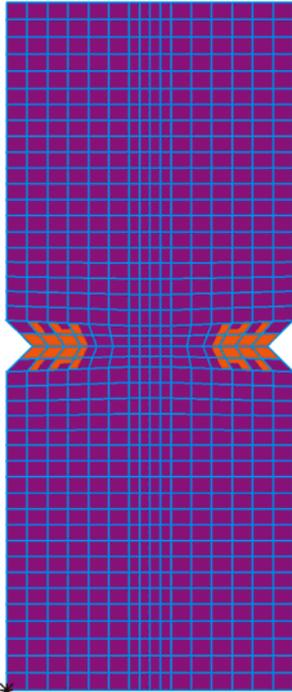


Abb. 4-36 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 200 kN (orange: gerissener Bereich)

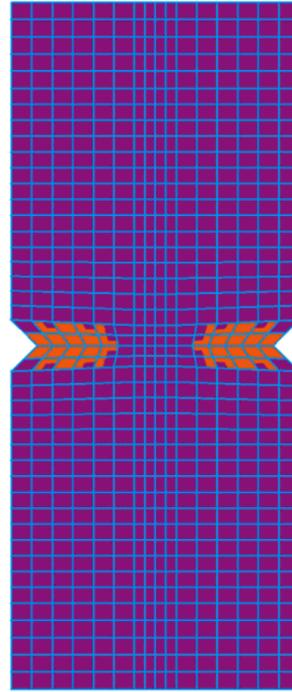


Abb. 4-37 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 206 kN (orange: gerissener Bereich)

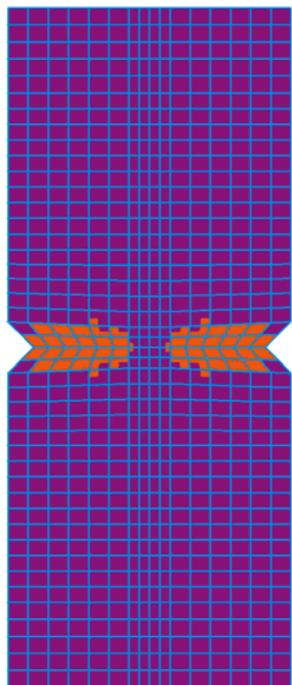


Abb. 4-38 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 210 kN (orange: gerissener Bereich)

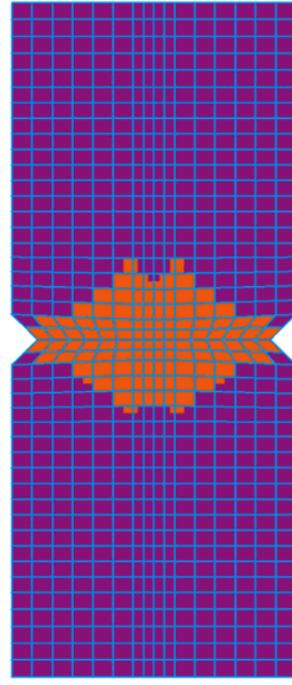


Abb. 4-39 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 215 kN (orange: gerissener Bereich)

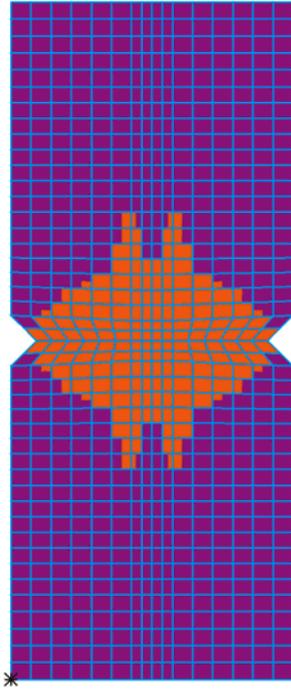


Abb. 4-40 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 220 kN (orange: gerissener Bereich)

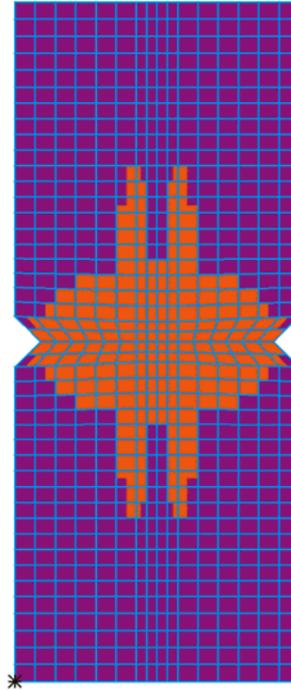


Abb. 4-41 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 225 kN (orange: gerissener Bereich)

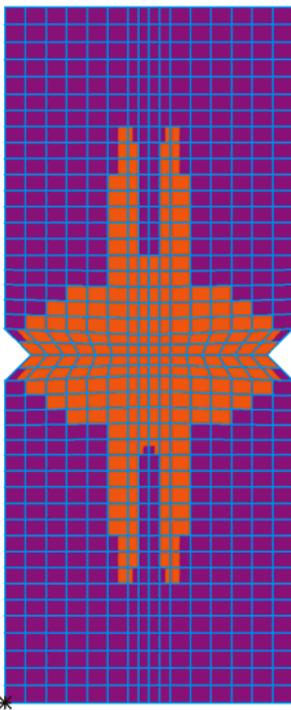


Abb. 4-42 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 230 kN (orange: gerissener Bereich)

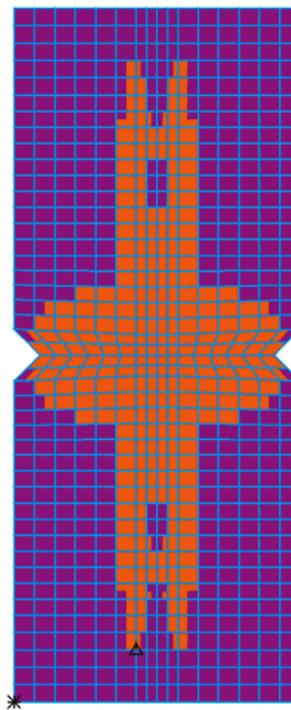


Abb. 4-43 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 235 kN (orange: gerissener Bereich)

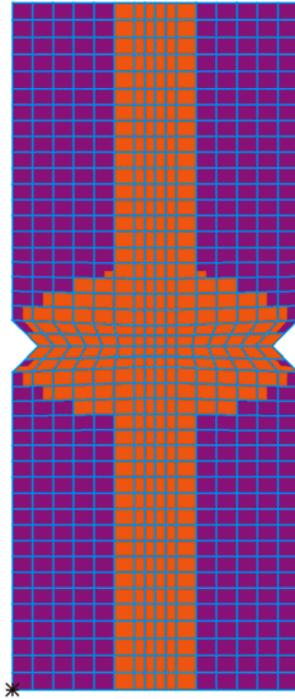


Abb. 4-44 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 240 kN (orange: gerissener Bereich)

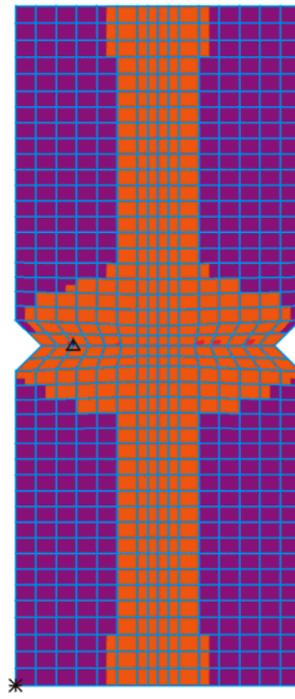


Abb. 4-45 Berechnete Rissbildung in Modellquerschnitt für eine Längskraft von 245 kN (orange: gerissener Bereich)

Wie zu erwarten beginnt die Rissbildung an den Kerben und breitet sich dann nach innen aus. Anschließend bilden sich weitere Risse längs der beiden Bewehrungsstäbe.

Einige ausgewählte Spannungs-/Dehnungs-Ergebnisse für die gleiche Berechnung an ausgewählten Gaußpunkten bzw. Linien von Gaußpunkten im gleichen Modellquerschnitt wie bei den vorherigen Bildern sind in den Abb. 4-46 bis 4-48 gezeigt.

Für Gaußpunkte nahe der Verbindungslinie der beiden Kerben beginnend in der Nähe einer Kerbe und dann nach innen verlaufend sind in Abb. 4-46 Verläufe der größten Hauptspannung in Abhängigkeit von der Dehnungskomponente in z-Richtung gezeigt. Nach erfolgter Rissbildung nimmt die Spannung gemäß Abb. 4-10 zunächst bei zunehmender Dehnung ab. Aufgrund fortschreitender Rissbildung nimmt dann, abhängig vom Abstand zur Kerbe bzw. zum Bewehrungsstab, bei unterschiedlichen Belastungszuständen auch die Dehnung wieder ab.

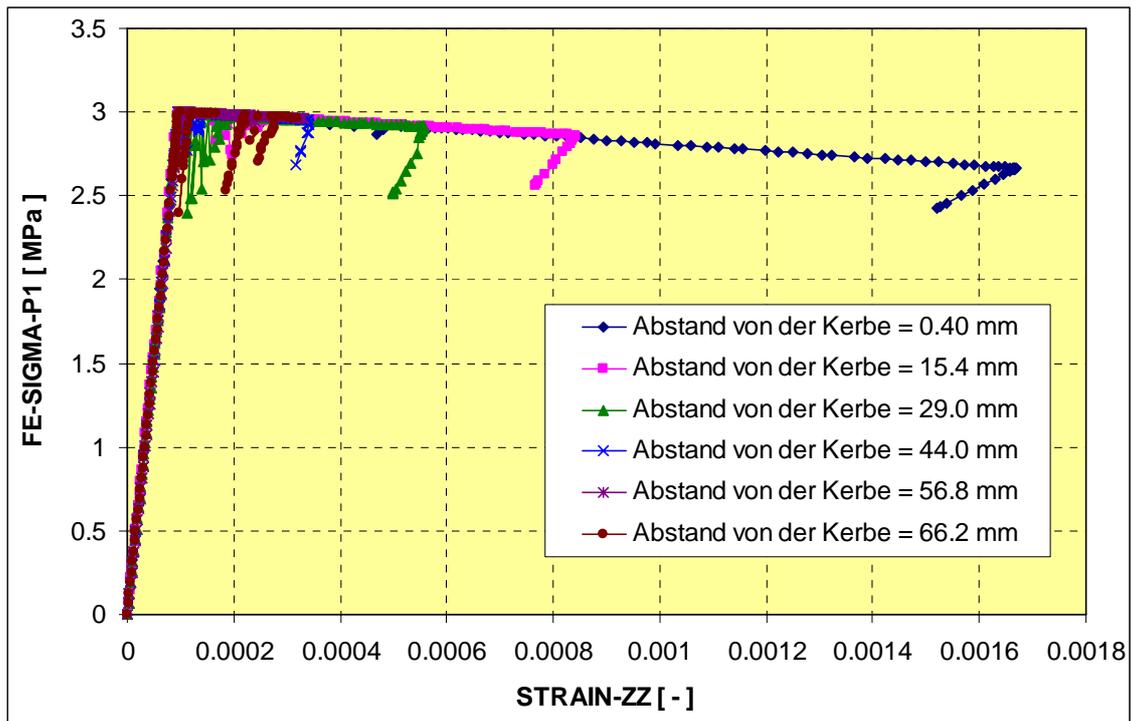


Abb. 4-46 Größte Hauptspannung als Funktion der Dehnung in z-Richtung für verschiedene Gaußpunkte im Beton von der Kerbe bis zur Probenmitte, Zugkraft in z-Richtung 0 - 248 kN

In den Abb. 4-47 und 4-48 sind die Verläufe von z-Dehnung und größter Hauptspannung längs einer Linie von Gaußpunkten nahe der Verbindungslinie der beiden Kerben für verschiedene Zeitpunkte in Abhängigkeit von der y-Koordinate aufgetragen.

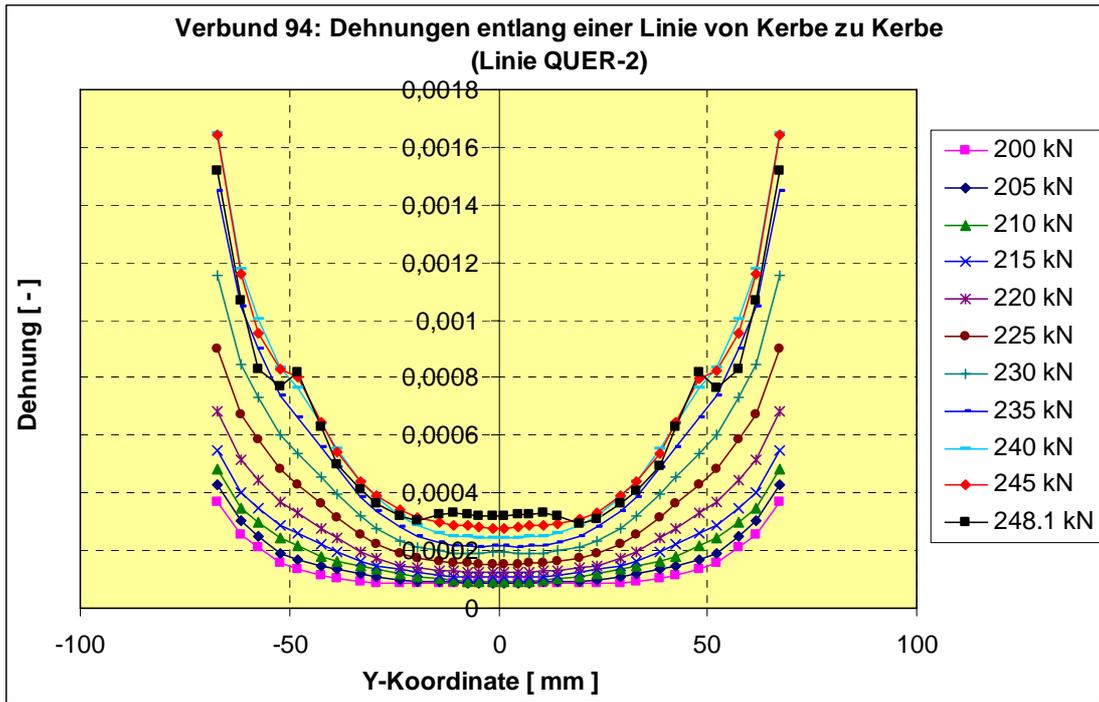


Abb. 4-47 Dehnung in z-Richtung für eine Linie von Gaußpunkten von der linken Kerbe bis zur rechten Kerbe (Bezug: Ansicht in Abb. 4-36 bis 4-45)

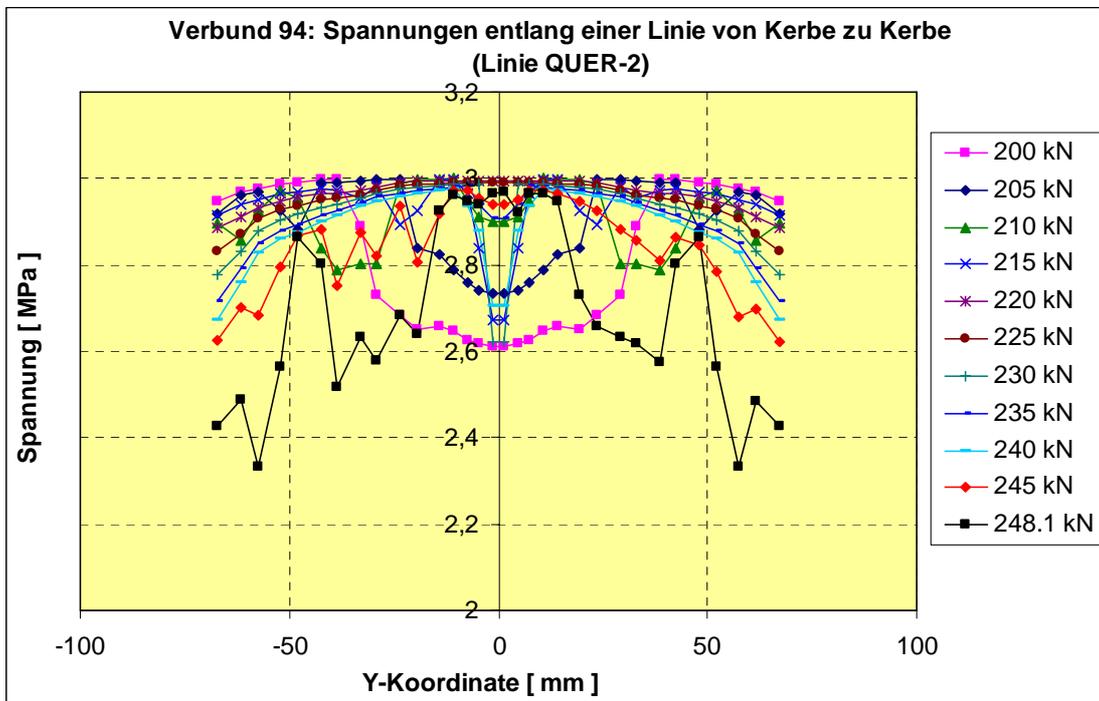


Abb. 4-48 Größte Hauptspannung für eine Linie von Gaußpunkten von der linken Kerbe bis zur rechten Kerbe

Während die Dehnungswerte mit Ausnahme der letzten Belastungsstufen an den verschiedenen Positionen stetig zunehmen, fällt die Hauptspannung gemäß des Spannungs-Dehnungs-Diagramms unmittelbar nach Erreichen ihres Maximums jeweils wieder ab. Die Betondehnungen im Sinne von Rissweiten sind in diesem Modell nahe der Kerbe wesentlich größer als im Beton nahe des Bewehrungsstabes. Grund dafür ist die hier angenommene feste Kopplung zwischen Beton und Stahl.

4.3 Zusammenfassung Kapitel 4

Mit Hilfe des standardmäßig im Finite-Element-Programm ADINA enthaltenen Betonmodells wurden Berechnungen zu Experimenten an plattenförmigen Probekörpern aus vorgespanntem Stahlbeton durchgeführt. Die Versuche hatten zum einen das Ziel, Leckraten durch Risse in den Probekörpern zu ermitteln (Leckageversuche). Zum anderen sollte das Verbundverhalten von Stahl und Beton experimentell quantifiziert werden (Ausziehversuche). Bei den Berechnungen stand die Rissbildung und die Abschätzung von Rissweiten im Vordergrund.

Dazu wurden zwei- und dreidimensionale Analysemodelle entwickelt. Dabei wurde eine Reihe von Variationen hinsichtlich der Materialdaten und verschiedener Berechnungsparameter vorgenommen.

Bei den meisten Analysen wurde eine feste Kopplung zwischen den jeweiligen Bewehrungsstäben und Betonteilen vorgenommen. Darüber hinaus wurden Berechnungen mit einer orthotropen Übergangsschicht zwischen Beton und Bewehrungsstab sowie Analysen mit Modellen, die die Rippen der Bewehrungsstäbe enthalten, durchgeführt.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass es mit den eingesetzten Modellen nicht gelang, die Phase der Rissbildung zufrieden stellend zu simulieren. Zur Verbesserung der Analysemethodik ist aus unserer Sicht sowohl der Einsatz spezieller, auf Basis geeigneter experimenteller Untersuchungen zu entwickelnder, Verbundelemente für den Kontakt zwischen Stahl und Beton als auch die Verwendung stochastisch verteilter Materialwerte für Beton notwendig.

5 Berechnungen zum vorgespannten SANDIA-Modellcontainment

Bei den SANDIA National Laboratories (Albuquerque, New Mexico) wurden in den letzten 15 Jahren eine Reihe von Experimenten an großmaßstäblichen Modellcontainments durchgeführt. Zunächst wurde ein schlaff bewehrtes Stahlbetonmodell im Maßstab 1:6 /HOR 86/ untersucht. Von der GRS wurden Voraus- und Nachrechnungen zum strukturmechanischen Verhalten dieses Modellcontainments durchgeführt /BAC 88, BAC 89/. Danach wurde bei SANDIA das Versagensverhalten von Stahlcontainmentmodellen mit unterschiedlichen Maßstabsfaktoren getestet /LUK 00/. Zuletzt wurde in den Jahren 1997 bis 2002 das Versagen eines vorgespannten Stahlbeton-Modellcontainments im Maßstab 1:4 untersucht. Abb. 5-1 zeigt eine schematische Darstellung des Modellcontainments, welches an der Innenseite mit einem metallischen Liner abgedichtet wurde. Eine Ansicht des fertigen Modells (vor dem Beginn der Versuche) ist in Abb. 5-2 gezeigt. Die Druckbelastung des Modellcontainments während der verschiedenen Testphasen wird in Abb. 5-3 gezeigt.

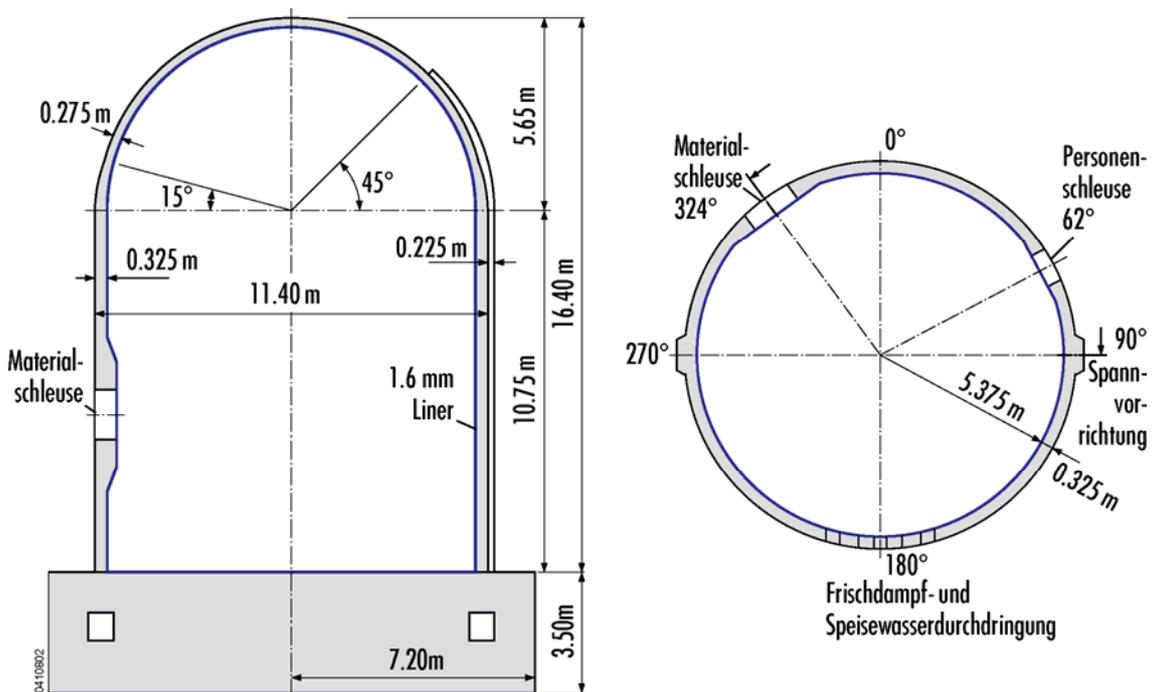


Abb. 5-1 Vertikalschnitt des SANDIA-Modellcontainments mit Hauptabmessungen

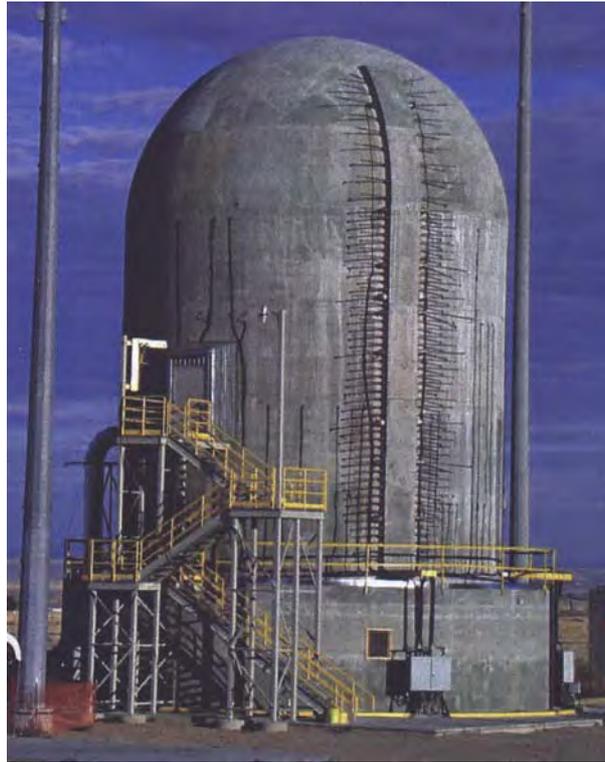


Abb. 5-2 Ansicht des fertig gestellten SANDIA-Modellcontainments vor den Experimenten (aus /HES 03/)

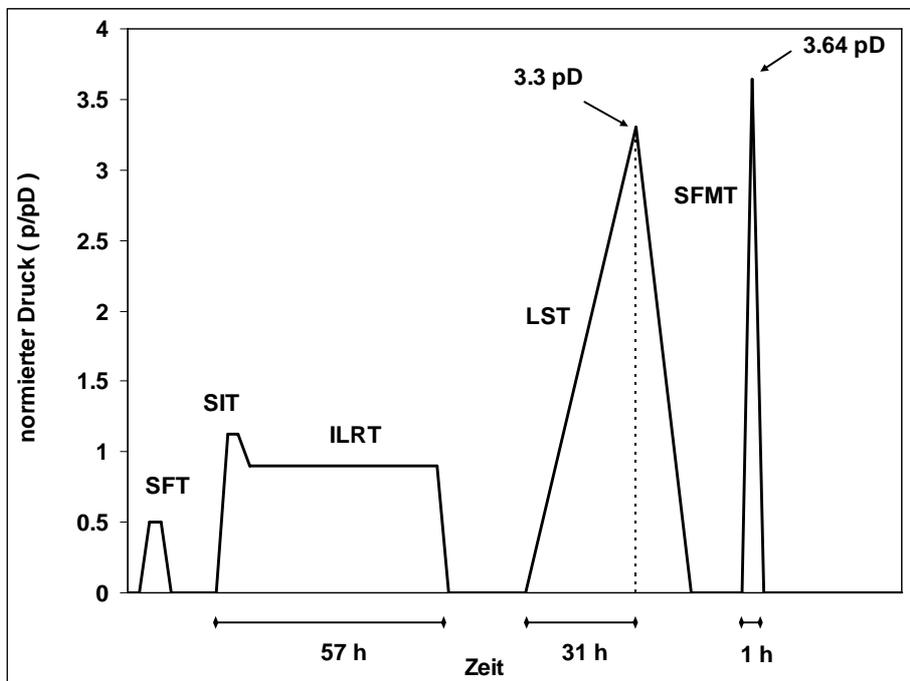


Abb. 5-3 Druckbelastung des SANDIA-Modellcontainments während der Testphasen (SFT – System Functionality Test, SIT – Structural Integrity Test, ILRT – Integrated Leak Rate Test, LST – Limit State Test, SFMT - Structural Failure Mode Test, p_D – design pressure (0.39 MPa))



(a) 0 degrees Azimuth



(b) 90 degrees Azimuth



(a) 180 degrees Azimuth



(b) 270 degrees Azimuth

Abb. 5-4 Versagen des SANDIA-Modellcontainments (aus /HES 03/)

Begleitend zu den SANDIA-Versuchen am vorgespannten Modellcontainment wurden von verschiedenen Institutionen Voraus- und Nachrechnungen durchgeführt. Nach Beendigung der Experimente wurde mit Unterstützung der CSNI-IAGE-Arbeitsgruppe das Internationale Standardproblem (ISP) Nr. 48 definiert. Zielsetzung dieser Aktivität war es, eine internationale Vergleichsstudie über den gegenwärtigen Stand der Analysemethoden durchzuführen, die zur Bewertung der Tragfähigkeit vorgespannter Stahlbetoncontainments eingesetzt werden. Von besonderem Interesse war dabei das Versagensverhalten von Liner und Beton. Die GRS hat aktiv am ISP 48 teilgenommen und dabei die im Folgenden beschriebenen Berechnungen durchgeführt.

Grundlage des Standardproblems war der sog. Limit-State-Test (LST, siehe Abb. 5-3) /HES 03/. Dabei wurde das Modellcontainment durch wachsenden Innendruck (erzeugt durch Stickstoffnachspeisung) belastet. Bei 1.29 MPa Innendruck (etwa 3.3-facher Auslegungsdruck) wurde der Versuch beendet, da die entstandenen Leckagen in Liner und Beton größer waren als durch Stickstoffeinspeisung nachgefüllt werden konnte.



Abb. 5-5 Schadensbild nach Versagen des SANDIA-Modellcontainments (aus /HES 03/)

Da mit diesem Versuch das Ziel der Belastung des Containmentmodells bis zum strukturellen Versagen nicht erreicht werden konnte, wurde der metallische Liner durch Aufbringen eines Kunststoffliners abgedichtet und ein weiterer Versuch durchgeführt (Structural-Failure-Mode-Test /HES 03/). Das Modell wurde in diesem Fall fast vollständig (etwa 97 %) mit Wasser gefüllt und lediglich durch einen kleinen Stickstoffanteil unter Druck gesetzt. Der Versuch endete mit einem katastrophalen Versagen des Containments (siehe Abb. 5-4 und 5-5), wobei ein maximaler Innendruck von 1.42 MPa erreicht wurde (etwa 3.63-facher Auslegungsdruck).

Im Rahmen des ISP 48 wurden Berechnungen zum Limit-State-Test mit Innendrucksteigerung bis 1.29 MPa (Phase 2 des ISP 48) und Analysen für zwei transiente thermo-mechanische Lastfälle (Phase 3 des ISP 48) durchgeführt.

5.1 Analysemodelle

Neben den Spannkabeln (vgl. Abb. 5-6) sind in der Containmentwand Bewehrungen in Längs-, Umfangs- und Radialrichtung enthalten (siehe Abb. 5-7). Abb. 5-8 zeigt je ei-

nen horizontalen und vertikalen Schnitt durch die ungestörte Zylinderwand, d. h. weit entfernt von Schleusen, Durchführungen und Wanddickenveränderungen. Die Durchmesser der Stäbe und Kabel sind dabei nicht maßstäblich gezeichnet.

Zur Ermittlung des Versagensverhaltens der ungestörten Containmentbereiche wurde zunächst ein axialsymmetrisches Modell entwickelt. Zur Vereinfachung wurde darauf verzichtet, die Bodenplatte und den Übergang zum Boden zu modellieren. Es wurden jedoch alle Stahlbestandteile entsprechend ihrer geometrischen Anordnung exakt modelliert (Liner mit 8-Knoten-Elementen, Bewehrung und Spannkabel mit Truss-Elementen). Das entwickelte axialsymmetrische Gesamtmodell ist in Abb. 5-9 dargestellt.



Abb. 5-6 Anordnung der Führungsrohre für die Spannkabel, Aufnahme während der Errichtung (aus /HES 03/)



Abb. 5-7 Innere und äußere Bewehrung im SANDIA-Modellcontainment (aus /HES 03/)

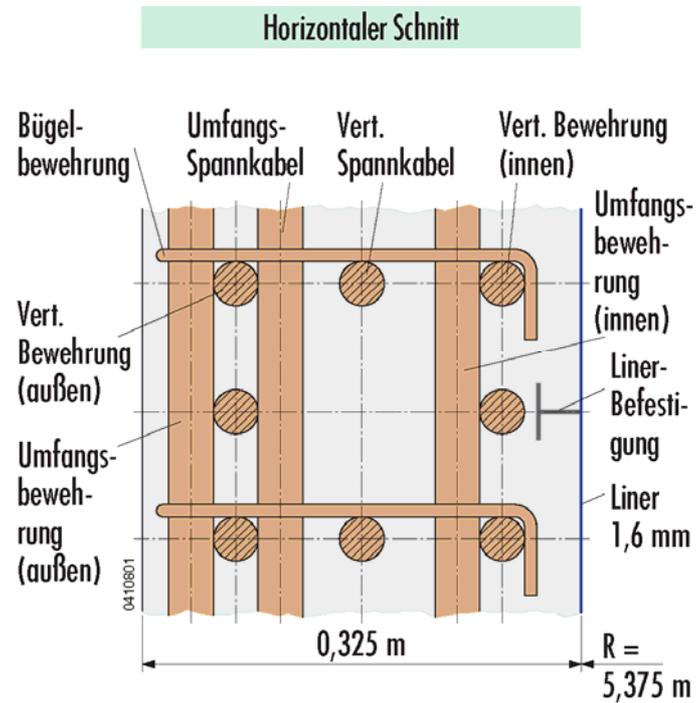
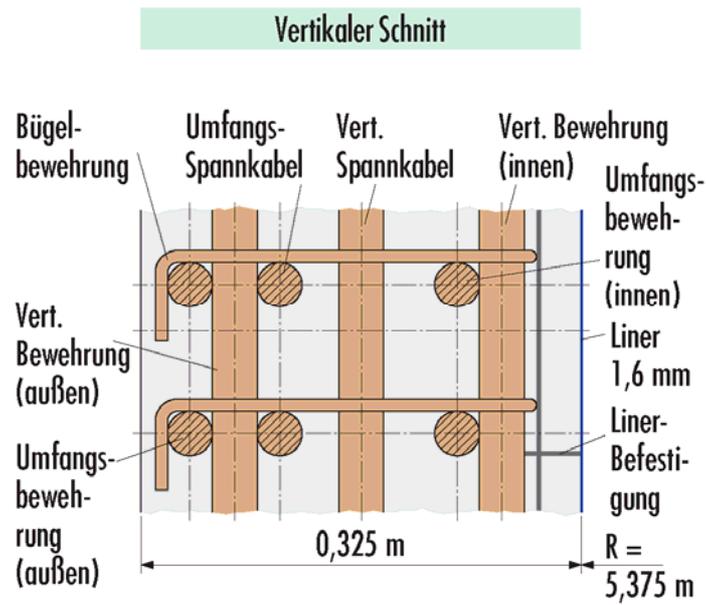


Abb. 5-8 Anordnung von Bewehrung und Spannkabeln in der ungestörten Zylinderwand (nicht maßstäblich)

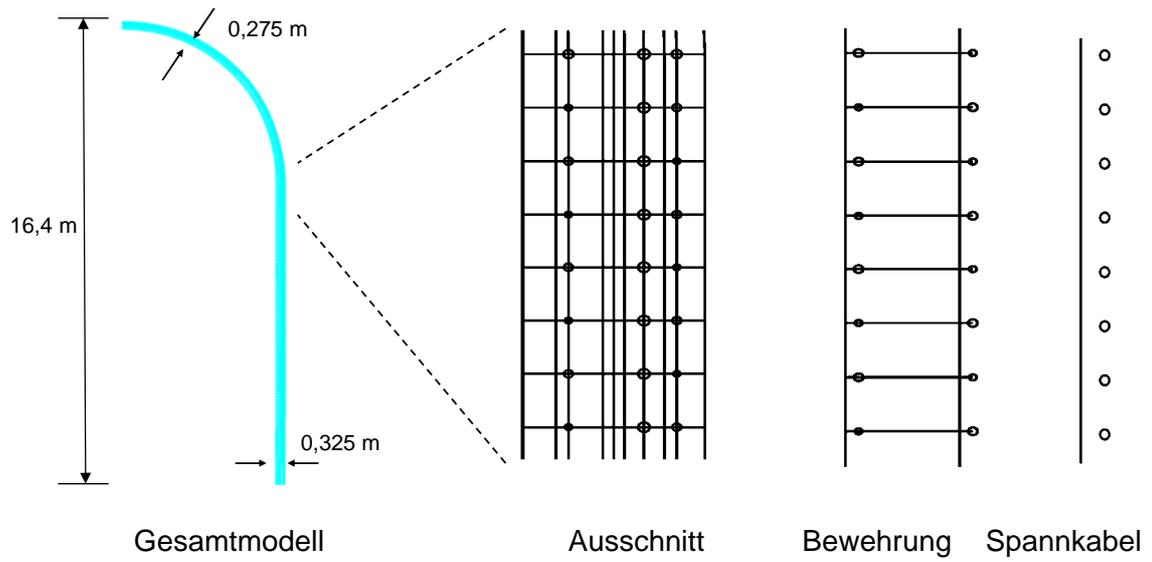


Abb. 5-9 Axialsymmetrisches Gesamtmodell für den ungestörten Wandbereich des SANDIA-Modellcontainments

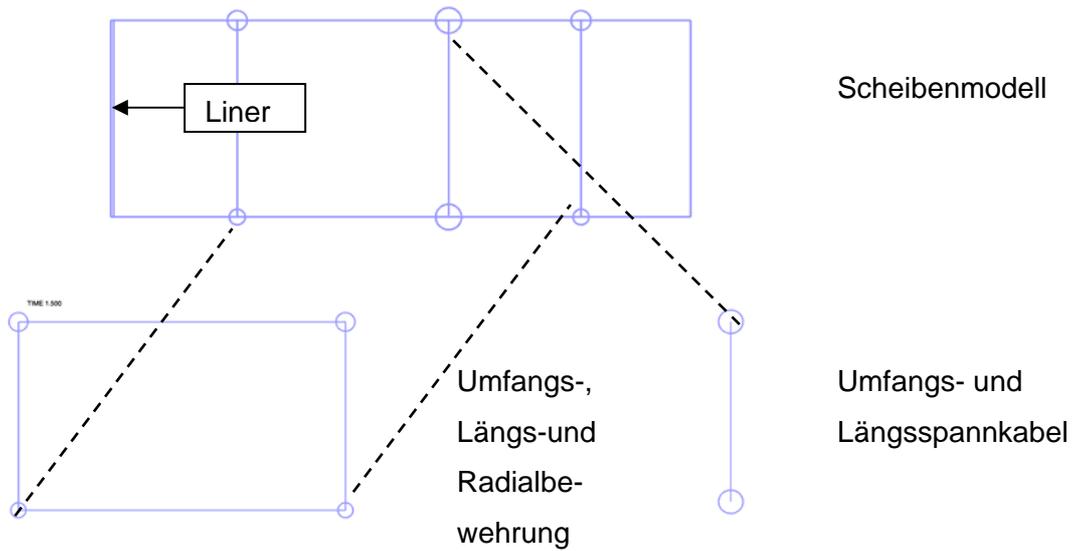


Abb. 5-10 Axialsymmetrisches Ausschnittsmodell für den ungestörten zylindrischen Wandbereich des SANDIA-Modellcontainments

Während der Durchführung der Berechnungen ergaben sich teilweise numerische Probleme insbesondere in Zusammenhang mit den Gleichgewichtsiterationen. Zu Vergleichszwecken wurde deshalb zusätzlich ein Ausschnittsmodell für den ungestörten axialsymmetrischen zylindrischen Wandbereich etwa in 6 m Höhe über der Fundamentplatte entwickelt (siehe Abb. 5-10). Mit diesem Modell konnten alle Problemstellungen ohne numerische Schwierigkeiten analysiert werden.

Weiterhin wurde insbesondere zur realistischen Modellierung der Spannkabel im Kuppelbereich ein dreidimensionales Modell (ohne Durchführungen) entwickelt, das in Abb. 5-11 gezeigt wird. Dabei wurde der ungestörte Wandbereich des Modellcontainments auf einem Viertel des Umfangs nachgebildet.

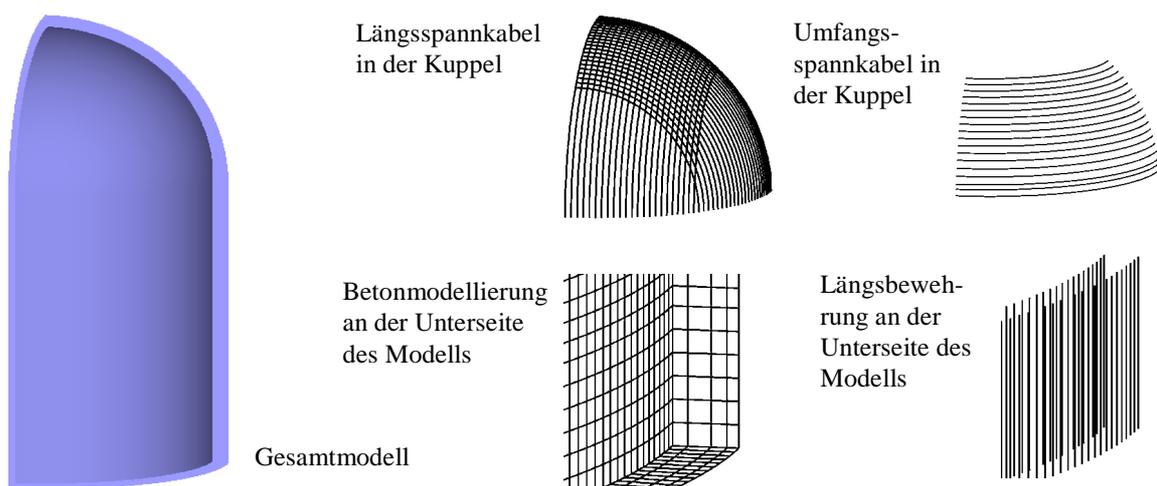


Abb. 5-11 Dreidimensionales Viertel-Modell für den ungestörten Wandbereich des SANDIA-Modellcontainments

Wegen der Modellgröße und verstärkt auftretender numerischer Probleme wurde dieses Modell nur beim Innendrucklastfall eingesetzt.

Bei den beiden axialsymmetrischen Modellen wurden für Liner und Beton rotationsymmetrische 8-Knotenelemente verwendet. Beim dreidimensionalen Modell wurde der Liner mit Schalenelementen simuliert, während der Beton mit dreidimensionalen Elementen mit jeweils 8 Knoten modelliert wurde. Spannkabel und Bewehrung wurden in allen Fällen mit Truss-Elementen modelliert. Dabei wurden fast ausschließlich Elemen-

te mit 3 Knoten verwendet. Nur für die Umfangsspannkabel sind in den axialsymmetrischen Modellen Truss-Elemente mit einem Knoten enthalten.

Die axialsymmetrischen Modelle repräsentieren in Umfangsrichtung einen Abschnitt von einem Radianten (d. h. etwa 57°). Die Querschnittsflächen der Truss-Elemente in Längs- und Radialrichtung wurden unter Berücksichtigung der realen Anzahl von Bewehrungsstäben bzw. Spannkabeln in einem Radianten an diese Umfangserstreckung angepasst.

5.2 Belastungen

Wie bereits erwähnt wurde für den Vergleich zwischen experimentellen und berechneten Ergebnissen der Limit-State-Test zugrunde gelegt, bei dem eine langsam ansteigende Innendruckbeanspruchung betrachtet wird (Phase 2 des ISP 48). Zusätzlich wurden im Rahmen der Phase 3 zwei transiente Lastfälle mit kombinierter Temperatur- und Innendruckbelastung untersucht. Im ersten Fall wurde eine simultane Erhöhung von Temperatur und Druck im Modellcontainment gemäß den Zustandsgrößen von gesättigtem Dampf (vgl. Abb. 5-12) betrachtet. Bei einem Druckendwert von knapp 1.5 MPa wird dabei eine Temperatur von 200 °C unterstellt.

Als zweiter Fall wurde eine Störfalltransiente zugrunde gelegt mit Ausfall der Stromversorgung (Station blackout) und Wasserstoffverbrennung/Detonation nach etwa 4.5 h unterstellt. Die hierdurch im Modellcontainment entstehenden Drücke und Temperaturen wurden von SANDIA National Laboratories mit dem Programm MELCOR /MEL 00/ berechnet (vgl. /DAM 04/). Nach intensiven Diskussionen unter den ISP-Teilnehmern wurde im Sinne einer abdeckenden Transiente der Druck- und Temperaturpeak während der Wasserstoffverbrennung im von SANDIA berechneten Verlauf verdoppelt (d. h. Annahme 615 °C bei 0.79 MPa) und dies als Basis für die ISP-Berechnungen verwendet. Abb. 5-13 zeigt die angenommenen Druck- und Temperaturverläufe im Inneren des Modellcontainments für den Fall 2. Die Anstiegszeit des Druck- bzw. Temperaturpeaks aufgrund der Wasserstoffverbrennung beträgt etwa eine Minute, so dass eine quasistatische Berechnung möglich ist.

Zusammenfassend lassen sich die betrachteten Belastungen im ISP 48 folgendermaßen charakterisieren:

- ISP 48, Phase 2 ansteigender Druck
- ISP 48, Phase 3, Fall 1 simultan ansteigende Temperatur und Druck
- ISP 48, Phase 3, Fall 2 simulierter Störfall

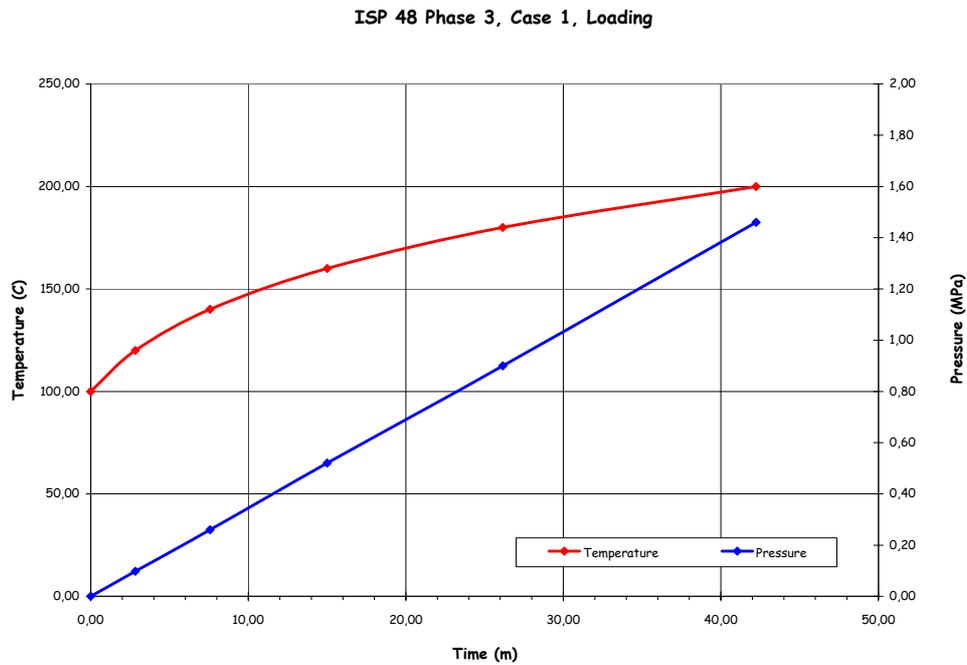


Abb. 5-12 Zeitverlauf von Druck und Temperatur im Inneren des Modellcontainers (ISP 48, Phase 3, Fall 1 nach /HES 04/)

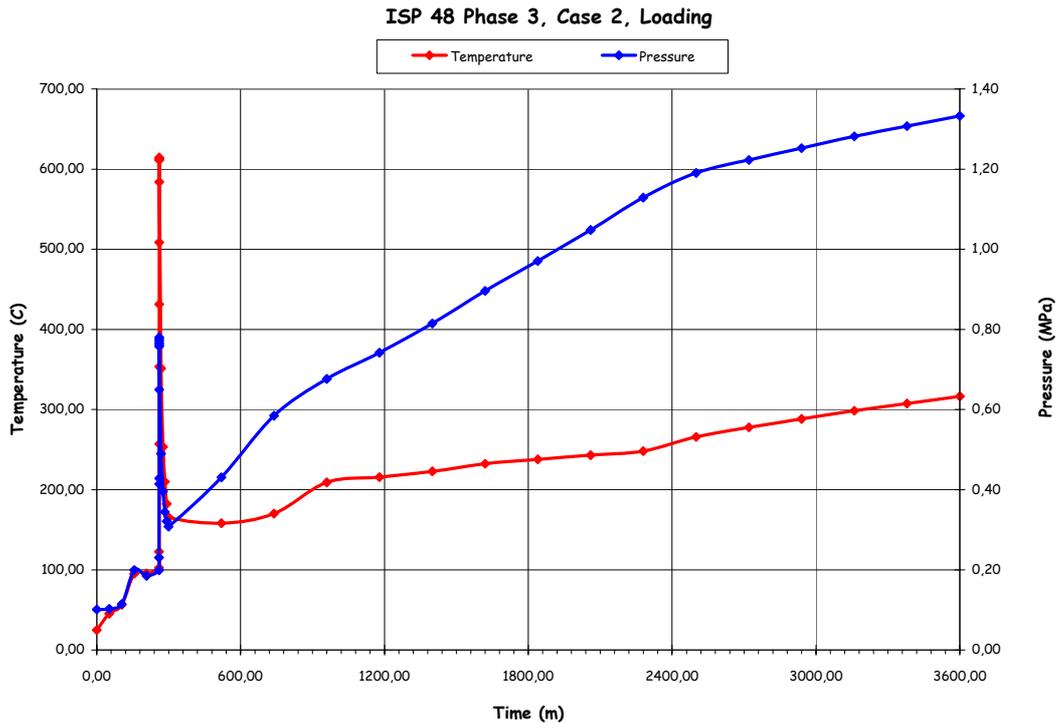


Abb. 5-13 Zeitverlauf von Druck und Temperatur im Inneren des Modellcontainers (ISP 48, Phase 3, Fall 2 nach /HES 04/)

Ausgehend von den gegebenen Temperaturverläufen im Inneren konnten die ISP-Teilnehmer nun entweder selbst Wärmeleitrechnungen durchführen oder auf Rechen-ergebnisse von /DAM 04a/ zurückgreifen, die den Teilnehmern zur Verfügung standen /HES 04/. Die GRS verwendete die Ergebnisse nach /DAM 04a/. Beispielhaft zeigen die Abb. 5-14 und 5-15 Temperaturverläufe in der Containmentwand für die beiden Fälle in einem Querschnitt etwa in der Mitte des zylindrischen Teils.

ISP 48 Phase 3, Case 1, Section 2

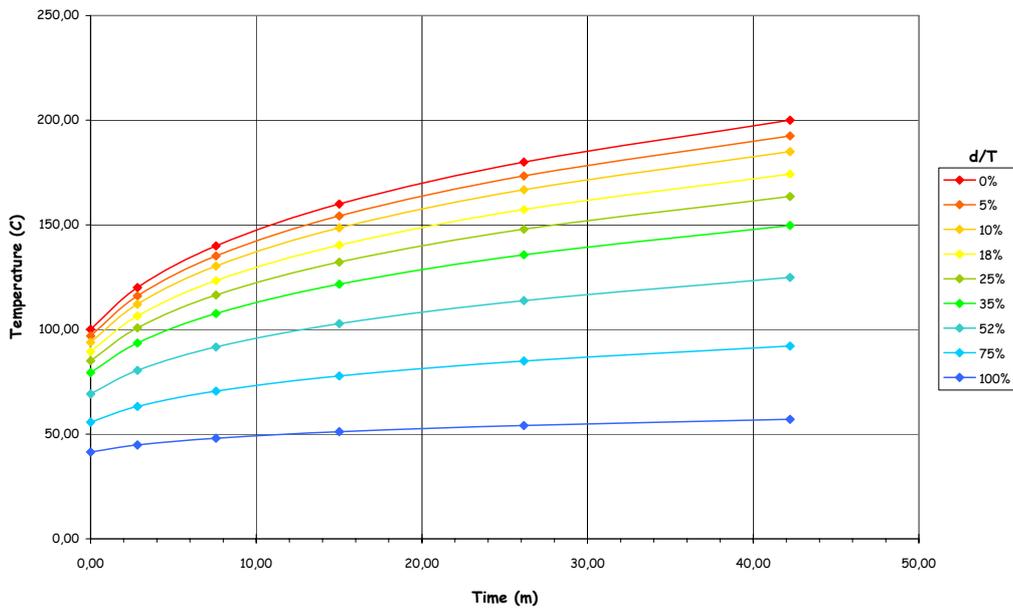


Abb. 5-14 Zeitverläufe der Temperatur an verschiedenen Positionen in der Wand des Modellcontainers (d-Abstand von der Innenoberfläche, T-Wanddicke), (ISP 48, Phase 3, Fall 1 nach /HES 04/)

ISP 48 Phase 3, Case 2, Section 2

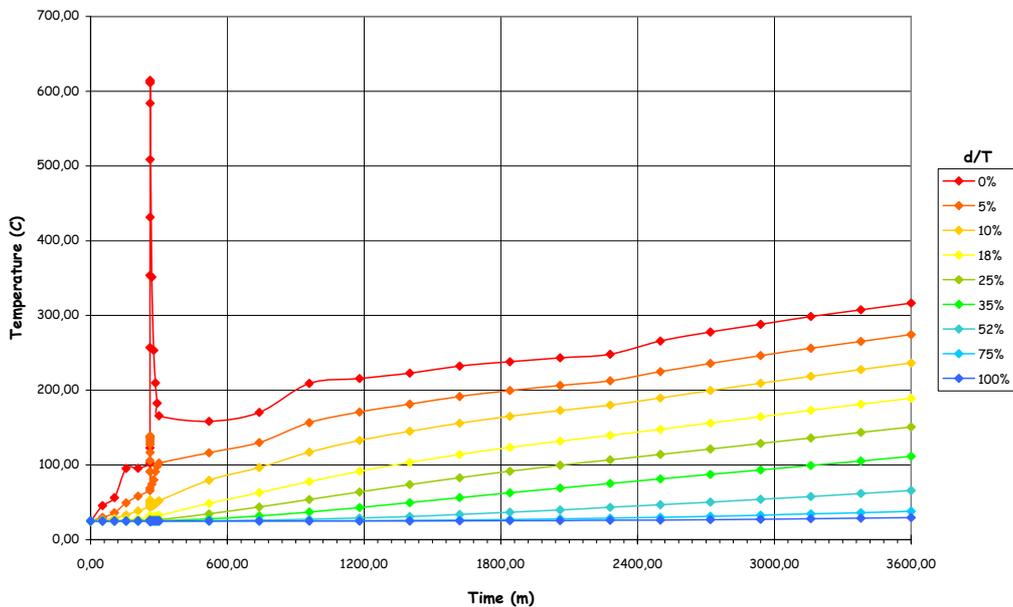


Abb. 5-15 Zeitverläufe der Temperatur an verschiedenen Positionen in der Wand des Modellcontainers, (d-Abstand von der Innenoberfläche, T-Wanddicke) (ISP 48, Phase 3, Fall 2 nach /HES 04/)

Zwischen den an verschiedenen Querschnitten gegebenen Temperaturen wurde linear interpoliert und damit die Temperaturlastzeitfunktionen für die Berechnungen generiert.

5.3 Temperaturabhängigkeiten der Materialdaten

Für den Beton wird, wie bereits in Kapitel 3.1 erwähnt, ein nicht-lineares Materialmodell mit Rissbildung im Zug- und Druckbereich verwendet und für Liner, Bewehrung und Spannkabel elastisch-plastische Materialmodelle (siehe Kapitel 3.2). Für die Berechnungen zum Limit-State-Test (ISP 48, Phase 2) werden temperaturunabhängige Werte für Raumtemperatur verwendet (vgl. Abb. 3-1 und 3-2).

Für die Berechnungen im Rahmen des ISP 48, Phase 3 werden temperaturabhängige Materialdaten benötigt. Da diese nicht vorliegen, wurden die entsprechenden Werte gemäß den Vorschlägen in /DAM 04a/ bestimmt. Beispielhaft zeigen die Abb. 5-16 und 5-17 die Abhängigkeit von der Temperatur für die Streckgrenzen $R_{p0,2}$ von Liner, Bewehrung und Spannkabel sowie für die maximale Zugfestigkeit und den E-Modul von Beton.

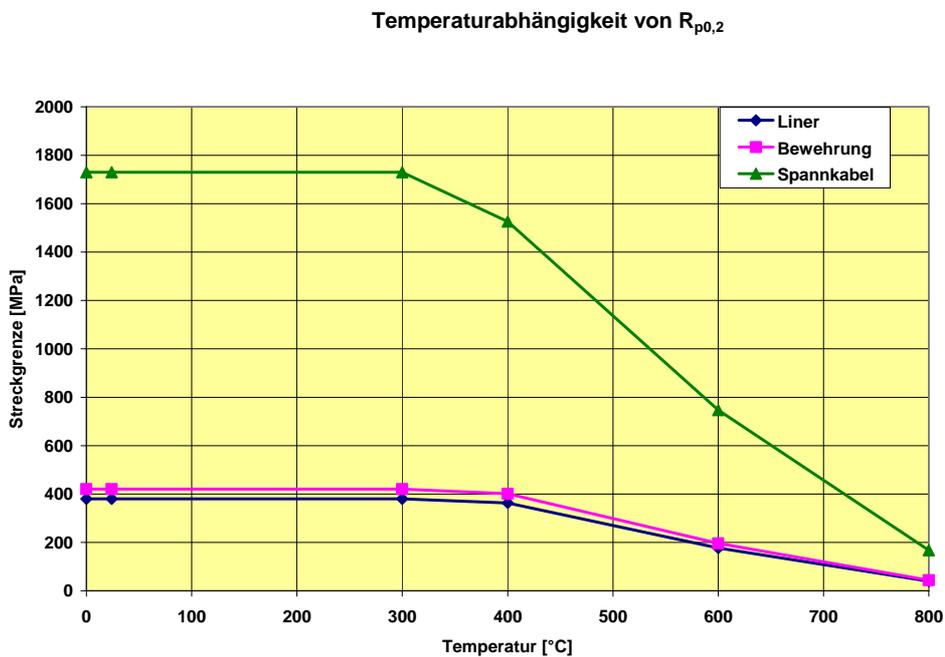


Abb. 5-16 Temperaturabhängigkeit der Streckgrenzen der Stahlkomponenten im SANDIA-Modellcontainment

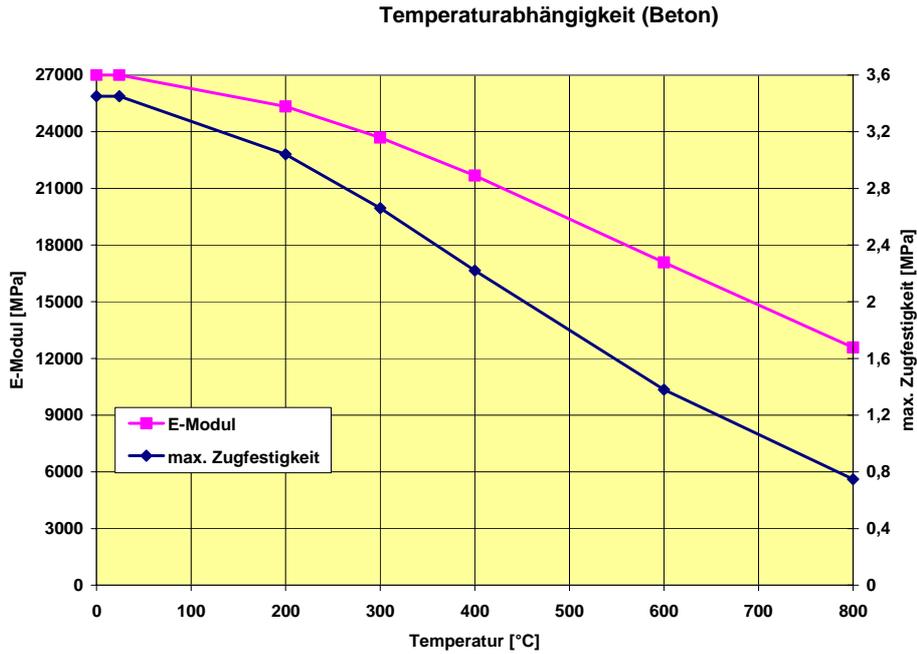


Abb. 5-17 Temperaturabhängigkeit der maximalen Zugfestigkeit und des E-Moduls des Betons im SANDIA-Modellcontainment

Die Materialwerte für Raumtemperatur sind überwiegend aus Angaben in /HES 03/ abgeleitet und teilweise von Vorgaben in /ADI 06/ bzw. /BAC 88/ übernommen. Zur Vereinfachung wurde für alle Bewehrungsstäbe ein einheitliches Materialverhalten angenommen. Die wesentlichen Daten sind in den Tabellen 5-1 bis 5-5 zusammengestellt.

Tab. 5-1 Materialdaten für den Liner Stahl, Teil 1

T [°C]	E [MPa]	ν	α [1/K]	ϵ_0	σ_0 [MPa]
24	219000	0.3	$11.2 \cdot 10^{-6}$	0.002	380
300	219000	0.3	$11.2 \cdot 10^{-6}$	0.002	380
400	209000	0.3	$14.01 \cdot 10^{-6}$	0.002	363
600	102200	0.3	$14.59 \cdot 10^{-6}$	0.002	177
800	23020	0.3	$10.5 \cdot 10^{-6}$	0.002	40

Tab. 5-2 Materialdaten für den Linerstahl, Teil 2

ε	σ [MPa]				
	T = 24 °C	T = 300 °C	T = 400 °C	T = 600 °C	T = 800 °C
0.01	403	403	384.5	188.1	42.3
0.02	430	430	410.3	200.7	45.2
0.03	452	452	431.3	211	47.5
0.04	470	470	448.4	219.4	49.4
0.05	480	480	458	224	50.5
0.28	670	670	639.2	312.7	70.4

Tab. 5-3 Materialdaten der Bewehrung

T [°C]	E [MPa]	ν	σ_0 [MPa]	E_T [MPa]	α [1/K]
24	210000	0.3	420	5000	$11.2 \cdot 10^{-6}$
300	210000	0.3	420	5000	$11.2 \cdot 10^{-6}$
400	200360	0.3	400.7	4770	$14.01 \cdot 10^{-6}$
600	98020	0.3	196	2334	$14.59 \cdot 10^{-6}$
800	22070	0.3	44.1	525.5	$10.5 \cdot 10^{-6}$

Tab. 5-4 Materialdaten der Spannkabel

T [°C]	E [MPa]	ν	σ_0 [MPa]	E_T [MPa]	α [1/K]
24	217670	0.3	1730	8500	$11.2 \cdot 10^{-6}$
300	217670	0.3	1730	8500	$11.2 \cdot 10^{-6}$
400	207680	0.3	1526	5560	$14.0 \cdot 10^{-6}$
600	101610	0.3	746.9	3968	$14.6 \cdot 10^{-6}$
800	22880	0.3	168.2	893.4	$10.5 \cdot 10^{-6}$

Tab. 5-5 Materialdaten für den Beton

T [°C]	E_0 [MPa]	ν	α [1/K]	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	ε_c	σ_u [MPa]	ε_u
24	27000	0.18	$9 \cdot 10^{-6}$	3.45	-47.3	-0.00186	-30	-0.0032
200	25330	0.18	$10 \cdot 10^{-6}$	3.03	-41.6	-0.00186	-26.4	-0.0032
300	23690	0.18	$11.2 \cdot 10^{-6}$	2.66	-36.4	-0.00186	-23.1	-0.0032
400	21680	0.18	$11.2 \cdot 10^{-6}$	2.24	-30.5	-0.00186	-19.3	-0.0032
600	17080	0.18	$11.2 \cdot 10^{-6}$	1.38	-18.9	-0.00186	-12.0	-0.0032
800	12580	0.18	$11.2 \cdot 10^{-6}$	0.75	-10.3	-0.00186	-6.5	-0.0032

Im Fall der temperaturabhängigen elastisch-plastischen Modelle muss für die Truss-Elemente ein bilinearer Spannungsdehnungszusammenhang verwendet werden.

5.4 Analysen zum Limit-State-Test (ISP 48, Phase 2)

Für die Nachrechnungen des Limit-State-Tests mit ausschließlicher Innendruckbelastung wurden alle drei in Kapitel 5.1 beschriebenen Finite-Elemente-Modelle verwendet. Im Folgenden sind ausgewählte Analyseergebnisse soweit möglich im Vergleich mit experimentellen Ergebnissen dargestellt.

Für die berechneten Verformungen des Containmentmodells werden in den Abb. 5-18 bis 5-21 Ergebnisse des axialsymmetrischen Gesamtmodells bei vier verschiedenen Innendruckwerten gezeigt. Im zylindrischen Bereich des Analysemodells nimmt, wie zu erwarten, die radiale Verformung mit steigendem Innendruck zu. Dabei ist in den Abbildungen die Änderung des Darstellungsfaktors von 50 auf 10 zu beachten. Weiterhin fällt dabei die starke Verschiebung nach unten in Kuppelmitte auf. Dieser Effekt ist unrealistisch und ist auf Schwächen des rotationssymmetrischen Analysemodells zurückzuführen. Er wird bei der Darstellung von Einzelergebnissen der verschiedenen Analysemodelle diskutiert.



Abb. 5-18 Verformtes Modell bei 0.7 MPa (Vergrößerung der Verschiebungen = 50)

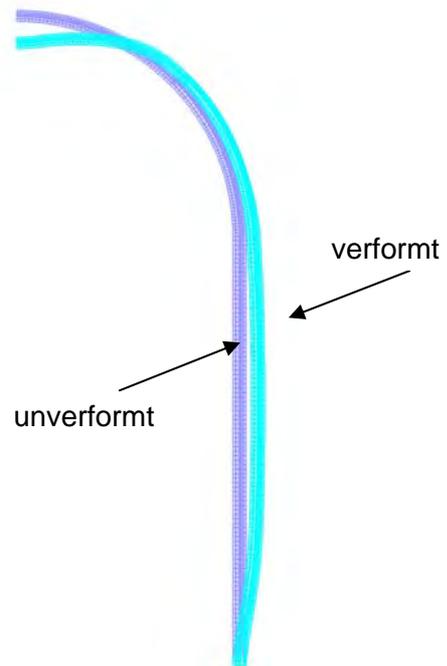


Abb. 5-19 Verformtes Modell bei 1.0 MPa (Vergrößerung der Verschiebungen = 50)

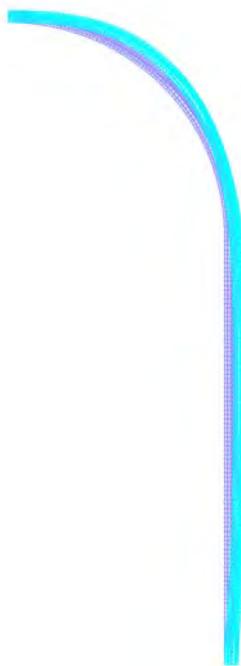


Abb. 5-20 Verformtes Modell bei 1.3 MPa (Vergrößerung der Verschiebungen = 10)

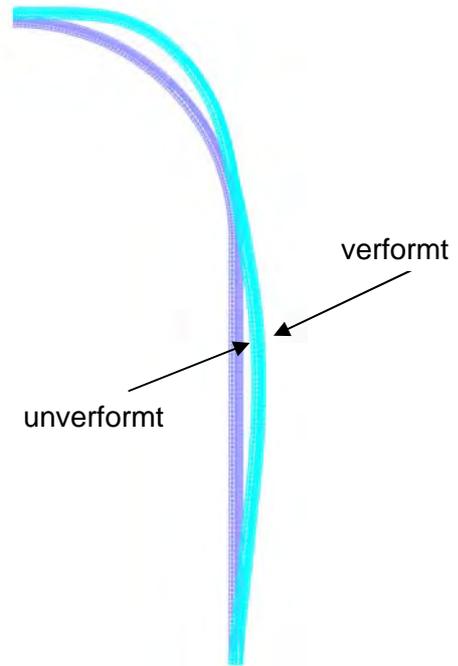
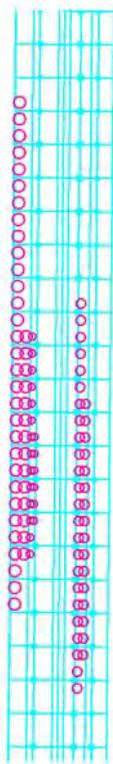


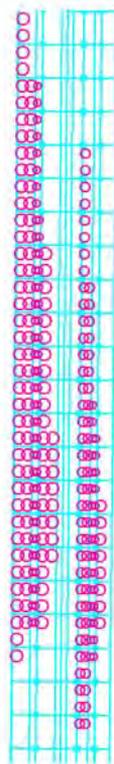
Abb. 5-21 Verformtes Modell bei 1.4 MPa (Vergrößerung der Verschiebungen = 10)

Für das gleiche Analysemodell werden in den Abbildungen 5-22 und 5-23 ausgewählte Ergebnisse zur Entstehung von Mikrorissen gegeben. Dabei werden die Integrationspunkte (vier pro Element bei 2x2 Integration), an denen die maximale Hauptspannung die Zugfestigkeit überschreitet mit roten Kreisen gekennzeichnet. Im zylindrischen Bereich mit entsprechendem Abstand von der Fundamentplatte und dem Übergang in den Dombereich dominiert bei reiner Innendruckbelastung die Umfangsspannung, so dass die roten Kreise hier eine Rissfläche senkrecht zur Umfangsrichtung kennzeichnen.

Überschreitet bei höheren Drücken auch die zweitgrößte Hauptspannung, die bei reiner Innendruckbelastung im zylindrischen Bereich in axiale Richtung zeigt, die Zugfestigkeit, so bilden sich zusätzlich Rissflächen senkrecht dazu, die in den Abbildungen als parallele rote Geraden an den Integrationspunkten gekennzeichnet sind.



$p = 0.740 \text{ MPa}$



$p = 0.742 \text{ MPa}$



$p = 0.745 \text{ MPa}$

Abb. 5-22 Entwicklung von Rissflächen senkrecht zur Umfangsrichtung (rote Kreise) im zylindrischen Teil des Modells (Position etwa 3 m Abstand von der Bodenplatte)

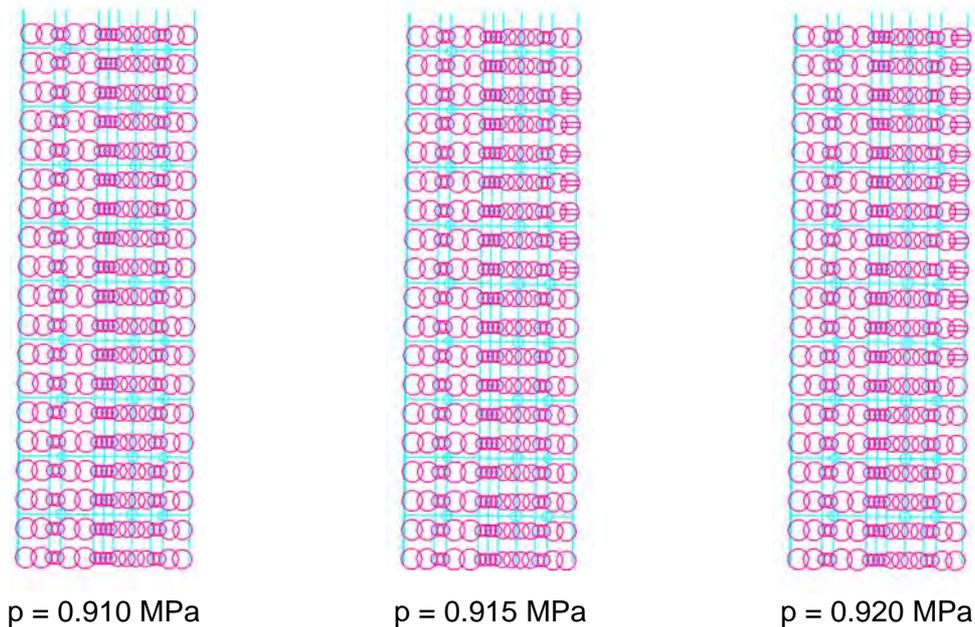


Abb. 5-23 Entwicklung von Rissflächen senkrecht zur Umfangsrichtung (rote Kreise) bzw. senkrecht zur axialen Richtung (parallel rote Geraden) im zylindrischen Teil des Modells (Position etwa 3 m Abstand von der Bodenplatte)

Die ersten Mikrorisse im Beton treten also gemäß der Analysen bei einem Innendruck von etwa 0.74 MPa auf. Mit steigendem Innendruck wächst die Rissfläche in axialer und in radialer Richtung. Ab etwa 0.92 MPa treten in der Rechnung auch Rissflächen auf, die in Umfangsrichtung und radialer Richtung wachsen.

Die Ermittlung von Rissweiten aus den in den Finite-Element-Analysen ermittelten Dehnungen senkrecht zur Rissfläche wird in Kapitel 7 beschrieben.

Im Folgenden werden berechnete Verschiebungen und Dehnungen in Abhängigkeit vom Innendruck für verschiedene Positionen im Modellcontainment gezeigt, teilweise im Vergleich aller 3 Finite-Elemente-Modelle sowie im Vergleich zu experimentellen Ergebnissen vom Limit-State-Test.

Aufgrund der bereits angesprochenen numerischen Probleme erreichen die verschiedenen Modelle unterschiedliche Höchstwerte des Innendrucks. In einigen der folgen-

den Abbildungen werden auch Rechenergebnisse oberhalb des im Versuch erreichten maximalen Innendrucks von 1.29 MPa gezeigt.

Die Abb. 5-24 und 5-25 zeigen Verschiebungsergebnisse an zwei Punkten auf der inneren Linoberfläche, wobei Abb. 5-24 die horizontale Verschiebung nach außen an einer Stelle im zylindrischen Modellteil, in einer Höhe von 6.2 m über der Fundamentplatte enthält.

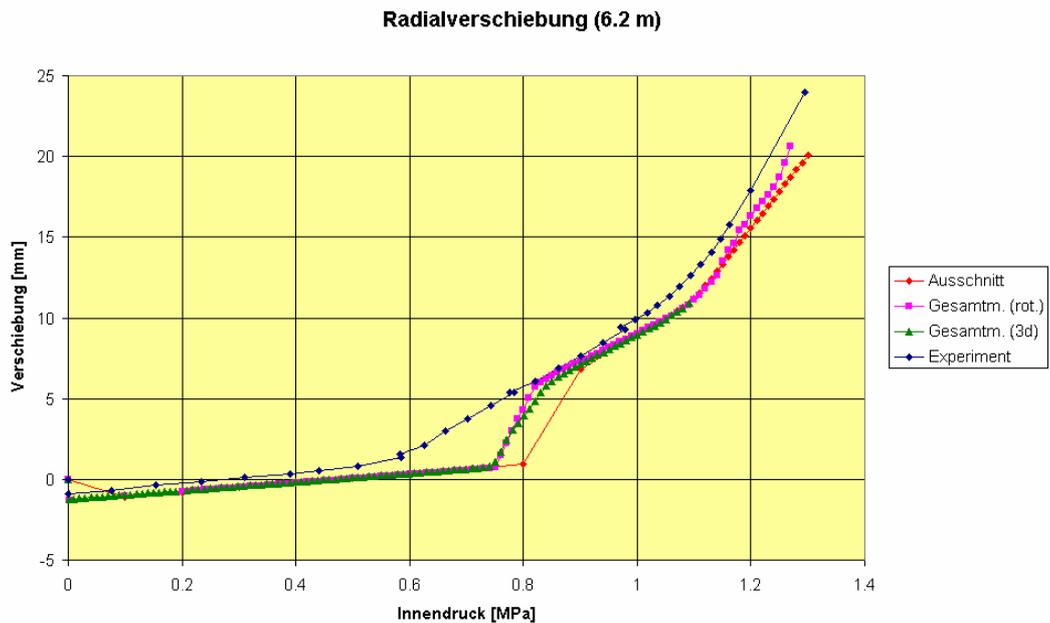


Abb. 5-24 Radialverschiebungen im zylindrischen Modellteil (Position 6.2 m über Fundamentplatte) für Experiment und die 3 Rechenmodelle - ISP 48, Phase 2, nur Innendruck

In Abb. 5-25 werden die vertikalen Verschiebungen in der Mitte der Kuppel dargestellt, wobei hier nur Ergebnisse der beiden Gesamtmodelle mit dem Experiment gezeigt werden.

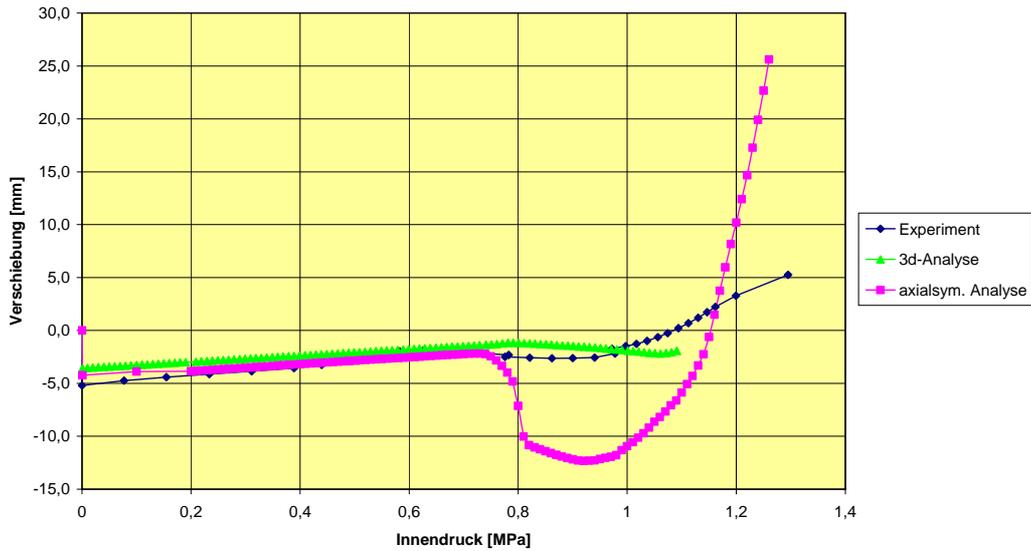


Abb. 5-25 Vertikalverschiebungen in der Mitte der Kuppel (Position 16.12 m über Fundamentplatte) für Experiment und 2 Rechenmodelle - ISP 48, Phase 2, nur Innendruck

Wie bereits in den Abbildungen 5-18 bis 5-21 angesprochen, weicht das Ergebnis der axialsymmetrischen Analyse im Bereich von 0.8 bis 1.1 MPa Innendruck stark vom Experiment ab, während die 3D-Analyse recht gut mit dem Experiment übereinstimmt. Die Ursache hierfür liegt in der Modellierung der netzartigen Spannkabelanordnung in der Kuppel (siehe Abb. 5-11), die im axialsymmetrischen Gesamtmodell nur unzureichend angenähert werden kann.

In den nächsten Abbildungen werden ausgewählte Dehnungsverläufe im Beton und in den Stahlkomponenten wiedergegeben.

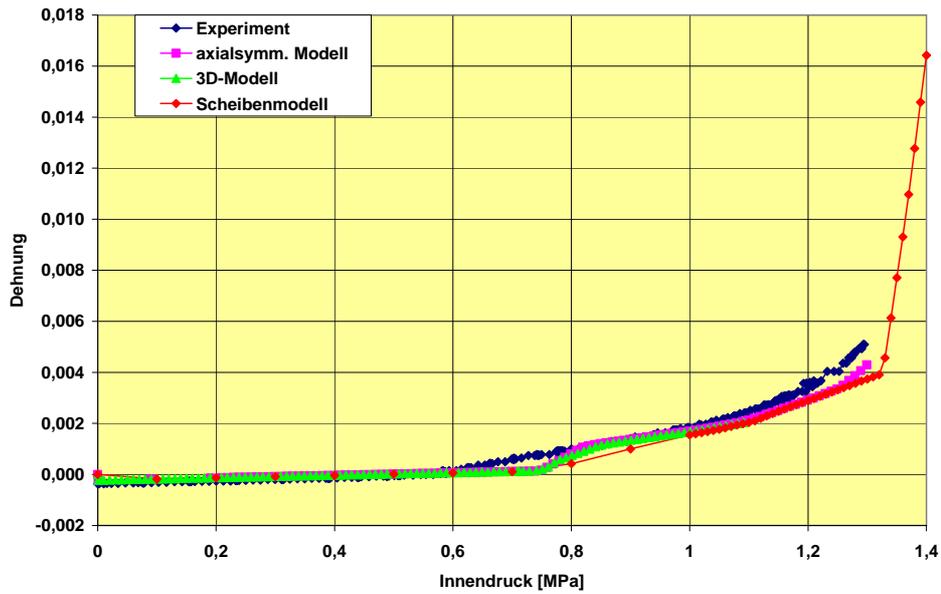


Abb. 5-26 Umfangsdehnungen im Beton im zylindrischen Modellteil (Position 6.2 m über Fundamentplatte) für Experiment und 3 Rechenmodelle - ISP 48, Phase 2, nur Innendruck

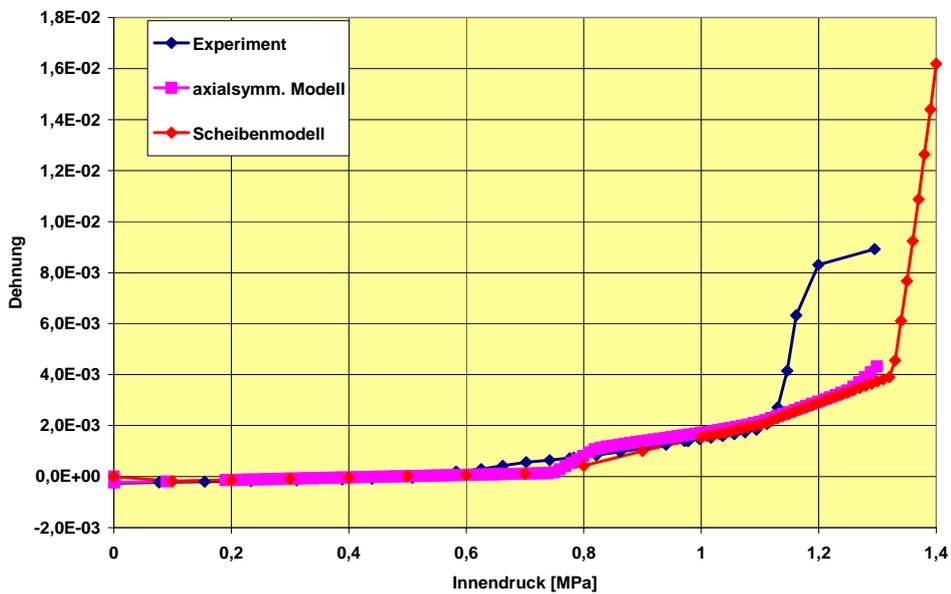


Abb. 5-27 Umfangsdehnungen im Liner im zylindrischen Modellteil (Position 6.2 m über Fundamentplatte) für Experiment und 2 Rechenmodelle – ISP 48, Phase 2, nur Innendruck

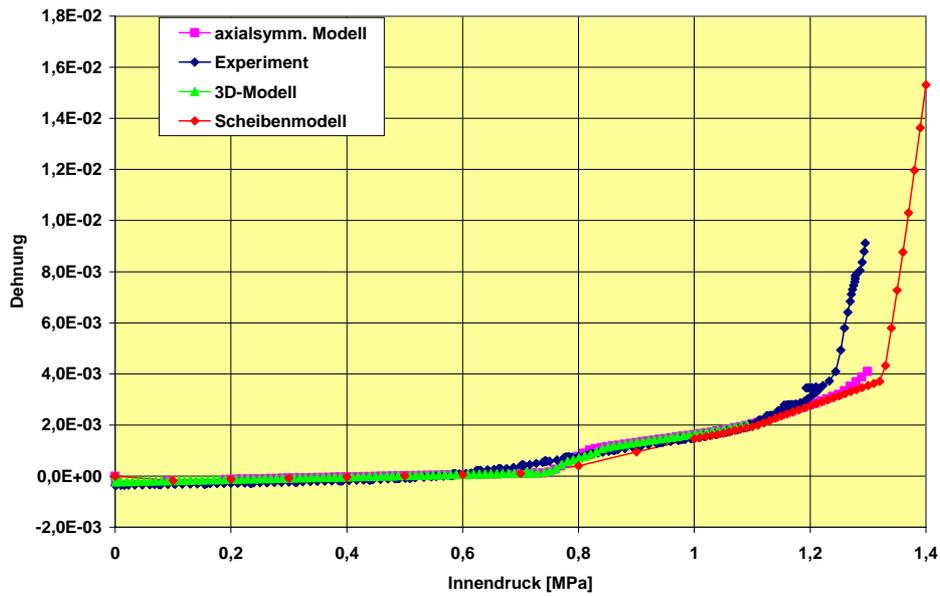


Abb. 5-28 Dehnungen in der Bewehrung in Umfangsrichtung nahe der Außenoberfläche im zylindrischen Modellteil (Position 6.2 m über Fundamentplatte) für Experiment und 3 Rechenmodelle - ISP 48, Phase 2, nur Innendruck

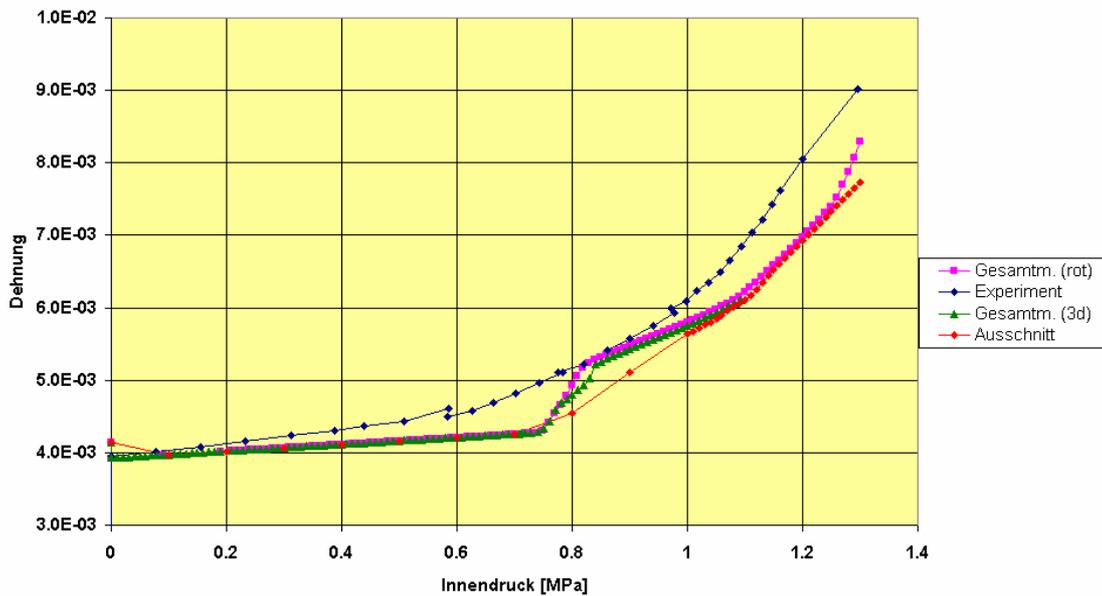


Abb. 5-29 Dehnungen in den Umfangsspannkabeln im zylindrischen Modellteil (Position 6.2 m über Fundamentplatte) für Experiment und 3 Rechenmodelle - ISP 48, Phase 2, nur Innendruck

Bis zu einem Innendruck von etwa 0.6 MPa (1.5fache des Auslegungsdruckes) zeigen die experimentellen und die entsprechenden berechneten Ergebnisse übereinstimmend ein lineares Verhalten der Struktur. Wie bereits erwähnt, beginnt die Rissbildung im Beton in den Berechnungen bei etwa 0.74 MPa und bewirkt bis etwa 0.8 MPa einen deutlich steileren Anstieg in den Dehnungen und Verschiebungen als Funktion des Innendruckes. Im Bereich 0.6 MPa bis 0.8 MPa treten größere Abweichungen zwischen den berechneten und den experimentellen Ergebnissen auf, die auf eine zu starre Kopplung zwischen Beton und Stahl bei den Berechnungen zurückgeführt werden kann. Im Bereich oberhalb 1.1 MPa lassen sich die Diskrepanzen auf die einsetzende Nichtlinearität im Verhalten der Stahlkomponenten zurückführen.

Für die Simulation bei höheren Drücken sind zusätzliche Untersuchungen insbesondere zur Kopplung zwischen Beton und Bewehrung, zur Bildung und zum Verhalten von Mikrorissen im Beton sowie zum Einfluss der Mehrachsigkeit auf die Bewertung der plastischen Dehnungen im Liner erforderlich. Beim experimentellen Maximaldruck der ersten Versuchsphase (1.29 MPa) weist die Analyse fast durchgängig Mikrorisse im Beton auf. Ein Versagen des Modells ist dabei noch nicht zu erwarten, da die auftretenden Dehnungen im Liner sowie in den Bewehrungsstäben und den Spannkabeln zwar in einigen Bereichen plastische Anteile ausweisen, aber noch unterhalb kritischer Werte liegen. Der Einfluss von Störstellen (Schleusen, Rohrdurchführungen) wurde dabei bisher nicht berücksichtigt.

Insgesamt zeigen die dargestellten Ergebnisse bis auf die Phase der Bildung von Mikrorissen im Beton eine zufrieden stellende Übereinstimmung zwischen Berechnungen und Experiment.

Abb. 5-30 zeigt am Beispiel der Radialverschiebungen in 6.2 m Höhe über der Fundamentplatte die GRS-Resultate (orange Rauten) im Vergleich zu den Ergebnissen der anderen ISP-Teilnehmer sowie den experimentellen Ergebnissen von Limit-State-Test und Structural-Failure-Mode-Test. Die von den ISP-Teilnehmern verwendeten Analysemodelle sind bezüglich der Komplexität sehr unterschiedlich.

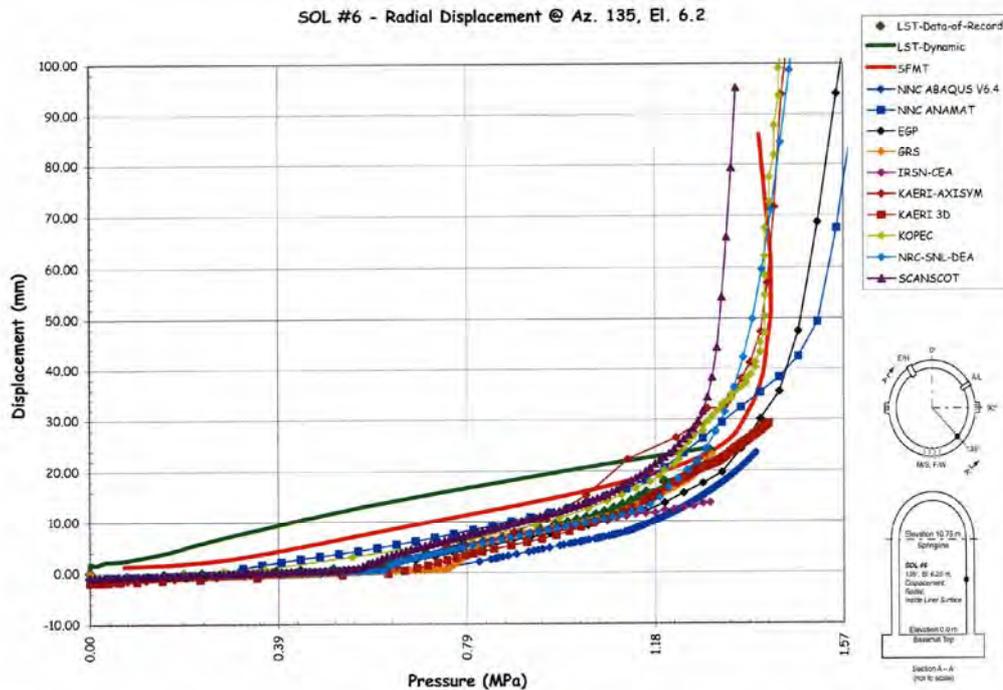


Abb. 5-30 Berechnete und gemessene Radialverschiebungen am Standardauswertepunkt 6 in 6.2 m Höhe - ISP 48, Phase 2 (Abb. aus /HES 05/)

Der aus einer Vielzahl von Vergleichsdarstellungen in /HES 05/ ausgewählte Ergebnisvergleich in Abb. 5-30 zeigt, dass die globalen Deformationen des Modellcontainments, insbesondere weit weg von Durchdringungen, sowohl von rotationssymmetrischen als auch von komplexen 3D-Modellen gut simuliert werden können. Die Übereinstimmung zwischen den Analyseergebnissen der ISP-Teilnehmer ist zufrieden stellend bis etwa zum 1.5fachen Auslegungsdruck (0.6 MPa). Die Unterschiede zwischen den Analyseergebnissen sowie zum Experiment für Drücke oberhalb 0.6 MPa sind auf die unterschiedlichen Ansätze zur Simulation des nicht-linearen Werkstoffverhaltens der Stahlkomponenten und des Betons einschließlich der Rissbildung im Beton zurückzuführen.

5.5 Analysen zu einer unterstellten thermo-mechanischen Transiente mit gesättigtem Dampf (ISP 48, Phase 3, Fall 1)

Wie im Abschnitt 5.2 beschrieben wurde als Fall 1 der Phase 3 des ISP eine simultane Erhöhung von Druck und Temperatur (entlang der Sättigungslinie von Wasser, vergl. Abb. 5-12) betrachtet.

Für die strukturmechanischen Berechnungen wurden die beiden axialsymmetrischen Finite-Elemente-Modelle benutzt. Wie bereits beschrieben, wurden von GRS keine Wärmeleitrechnungen durchgeführt, sondern es wurden Temperaturverteilungen nach /DAM 04a/ und /HES 04/ verwendet (vgl. Abb. 5-12 und 5-13), wobei die Verteilungen durch Interpolation auf die Finite-Elemente-Modelle übertragen werden.

Die Abbildungen 5-31 bis 5-34 zeigen beispielhaft Temperaturverteilungen zu verschiedenen Zeiten der Berechnung für den oberen Zylinderbereich des rotationssymmetrischen Gesamtmodells.

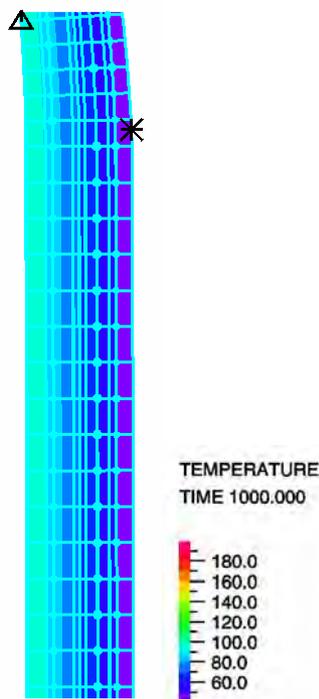


Abb. 5-31 Temperaturverteilung in der Wand bei etwa 10 m Höhe, $t = 0 \text{ min}$, $p = 0 \text{ MPa}$

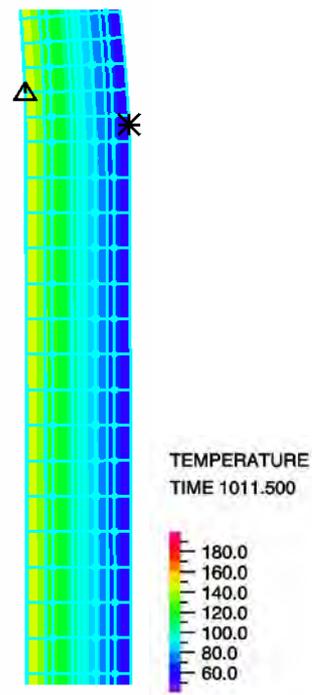


Abb. 5-32 Fall 1, Temperaturverteilung in der Wand bei etwa 10 m Höhe, $t = 11.5 \text{ min}$, $p = 0.4 \text{ MPa}$

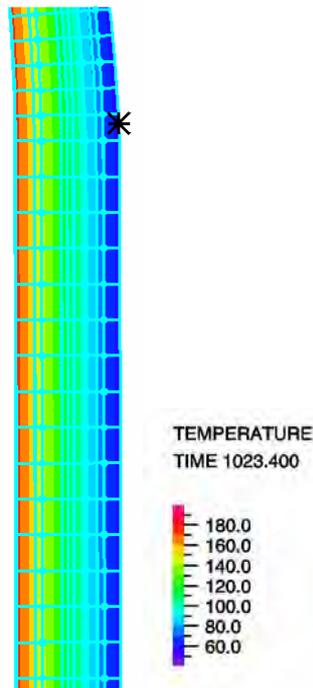


Abb. 5-33 Fall 1, Temperaturverteilung in der Wand bei etwa 10 m Höhe, $t = 23.4$ min, $p = 0.8$ MPa

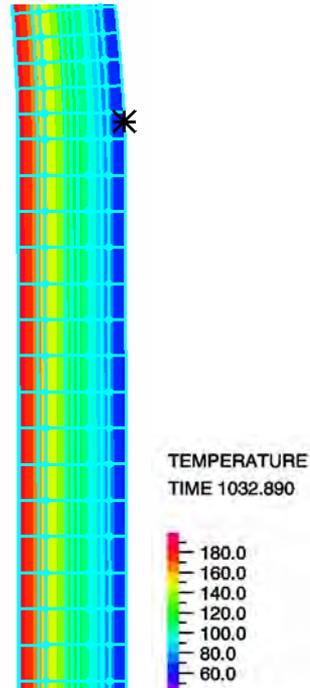


Abb. 5-34 Fall 1, Temperaturverteilung in der Wand bei etwa 10 m Höhe, $t = 32.9$ min, $p = 1.14$ MPa

Nach 42 min werden im Wandbereich nahe der Innenoberfläche über 180 °C erreicht, während die Temperaturen nahe der Außenoberfläche bei etwa 60 °C bleiben.

Da die Transiente (siehe Abb. 5-12) mit einer Temperatur im Inneren des Modellcontainers von 100 °C startet, wird bei der strukturmechanischen Berechnung ein fiktiver Zeitschritt von 1000 min vorgeschaltet, in dem die Anfangstemperaturverteilung eingestellt wird.

Weitere exemplarische Resultate der Berechnung mit dem axialsymmetrischen Gesamtmodell sind in den Abbildungen 5-35 bis 5-44 dargestellt.

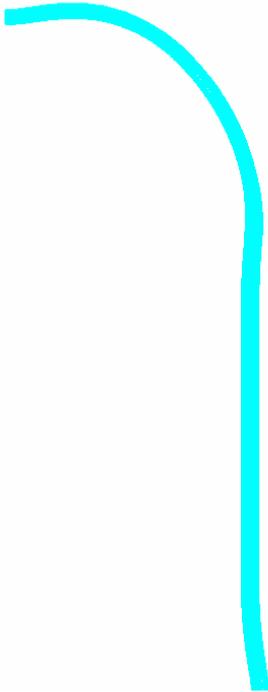


Abb. 5-35 Verformtes Modell im ersten Rechenschritt (nur Vorspannung, Verschiebungsvergrößerung 200)



Abb. 5-36 Verformtes Modell für $p=0$ (nur Anfangstemperturverteilung, Verschiebungsvergrößerung 200)



Abb. 5-37 Verformtes Modell bei $t = 5.2$ min, $p = 0.2$ MPa (mit Temperaturbelastung, Verschiebungsvergrößerung 100)



Abb. 5-38 Verformtes Modell bei $t = 17.1$ min, $p = 0.6$ MPa (mit Temperaturbelastung, Verschiebungsvergrößerung 100)

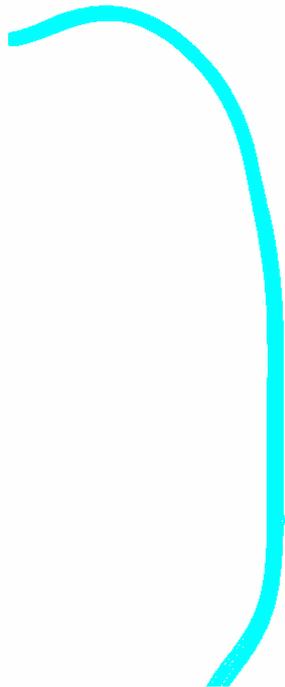


Abb. 5-39 Verformtes Modell bei $t = 28.9$ min, $p = 1.0$ MPa (mit Temperaturbelastung, Verschiebungsvergrößerung 100)



Abb. 5-40 Verformtes Modell bei $t = 32.89$ min, $p = 1.14$ MPa (mit Temperaturbelastung, Verschiebungsvergrößerung 100)

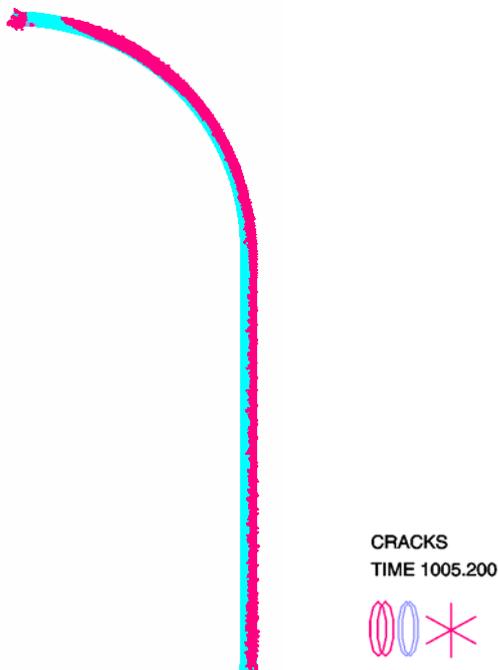


Abb. 5-41 Lage von Mikrorissen bei $t = 5.2$ min, $p = 0.2$ MPa (mit Temperaturbelastung)

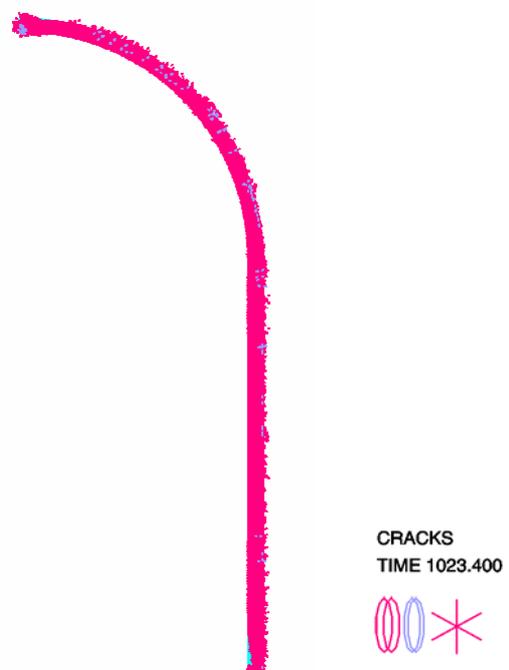


Abb. 5-42 Lage von Mikrorissen bei $t = 23.4$ min, $p = 0.8$ MPa (mit Temperaturbelastung)

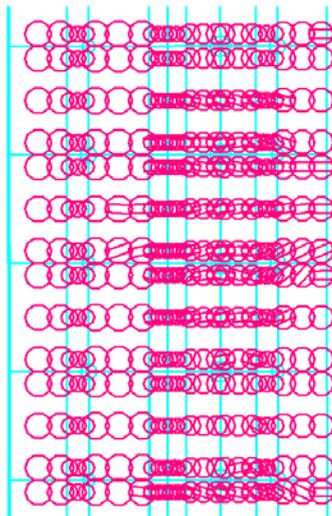


Abb. 5-43 Lage von Mikrorissen bei $t = 18.7 \text{ min}$, $p = 0.646 \text{ MPa}$ (mit Temperaturbelastung), oberer zylindrischer Teil des Modells

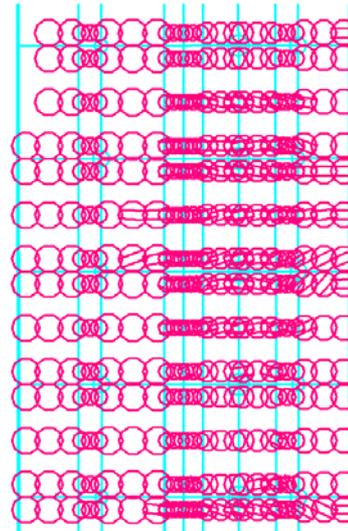


Abb. 5-44 Lage von Mikrorissen bei $t = 19.1 \text{ min}$, $p = 0659 \text{ MPa}$ (mit Temperaturbelastung), oberer zylindrischer Teil des Modells

Das Verformungsverhalten und die Mikrorissbildung unterscheiden sich deutlich vom reinen Innendruckfall. Hier macht sich der zusätzliche Temperaturgradient bemerkbar, der dazu führt, dass sich in den inneren Wandbereichen zunächst zusätzliche Druckspannungen und nahe der Außenwand zusätzliche Zugspannungen ausbilden. Abb. 5-45 zeigt dies am Beispiel der Umfangsspannung im Beton. Der zusätzliche Zugspannungsanteil in den äußeren Wandbereichen verursacht dann, dass die Mikrorissbildung erst an der Außenseite beginnt und sich dann allmählich zur Innenwand ausbreitet.

In den folgenden Bildern werden beispielhaft Verschiebungs- und Dehnungsergebnisse an mehreren Positionen dargestellt. Bei den Dehnungsdiagrammen ist zu beachten, dass hier die mechanischen Dehnungen, d. h. die Differenzen aus Gesamtdehnungen und freien thermischen Dehnungen) abgebildet werden.

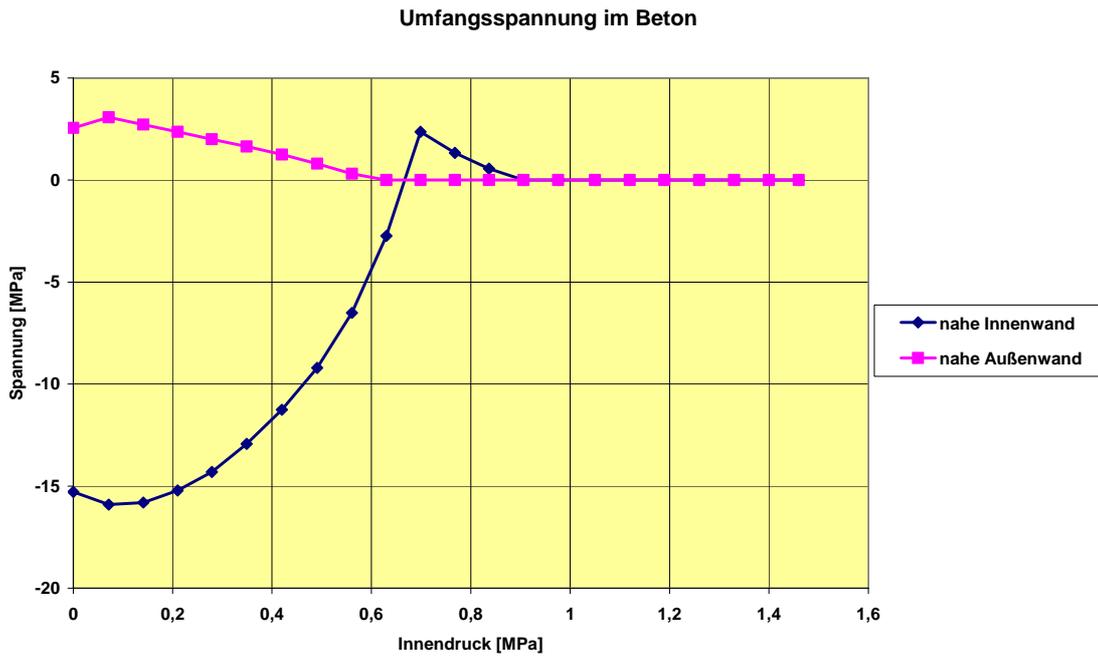


Abb. 5-45 Fall 1, Umfangsspannung im Beton in Auswertepunkten nahe Innen- bzw. Außenoberfläche der Wand des Modellcontainers, Scheibenmodell

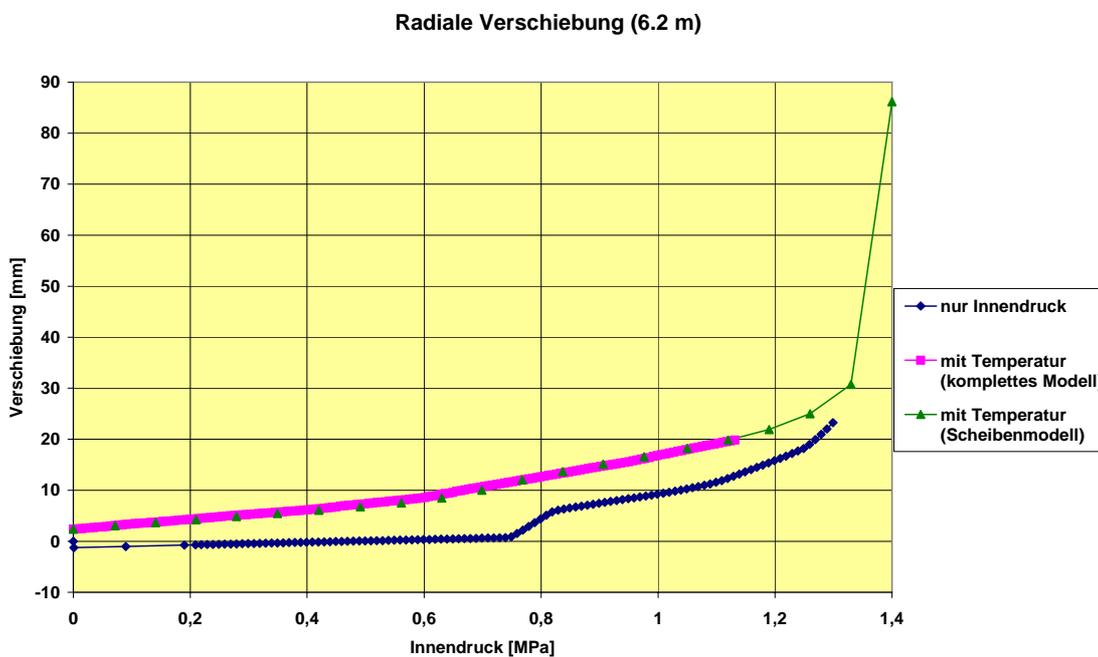


Abb. 5-46 Fall 1, horizontale Verschiebung im Auswertepunkt in 6.2 m Höhe an der Innenseite, Vergleich der Berechnungen mit Temperaturen mit reiner Innendruckbelastung (rotationssymmetrisches Gesamtmodell)

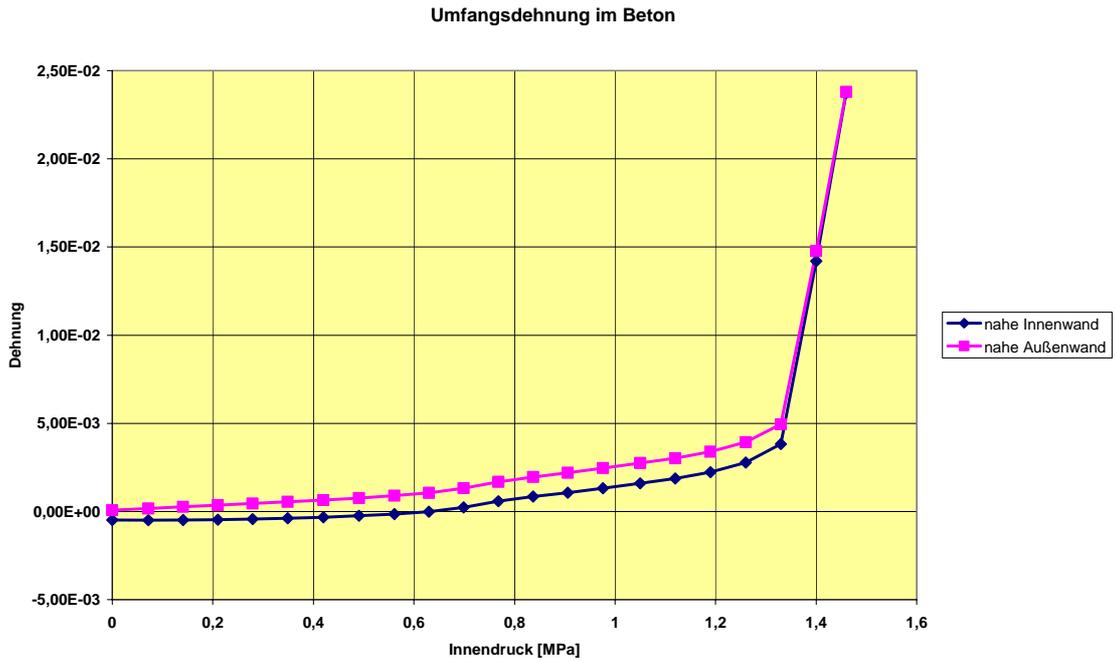


Abb. 5-47 Fall 1, Umfangsdehnung im Beton in Auswertepunkten nahe Innen- bzw. Außenoberfläche der Wand des Modellcontainments, Scheibenmodell

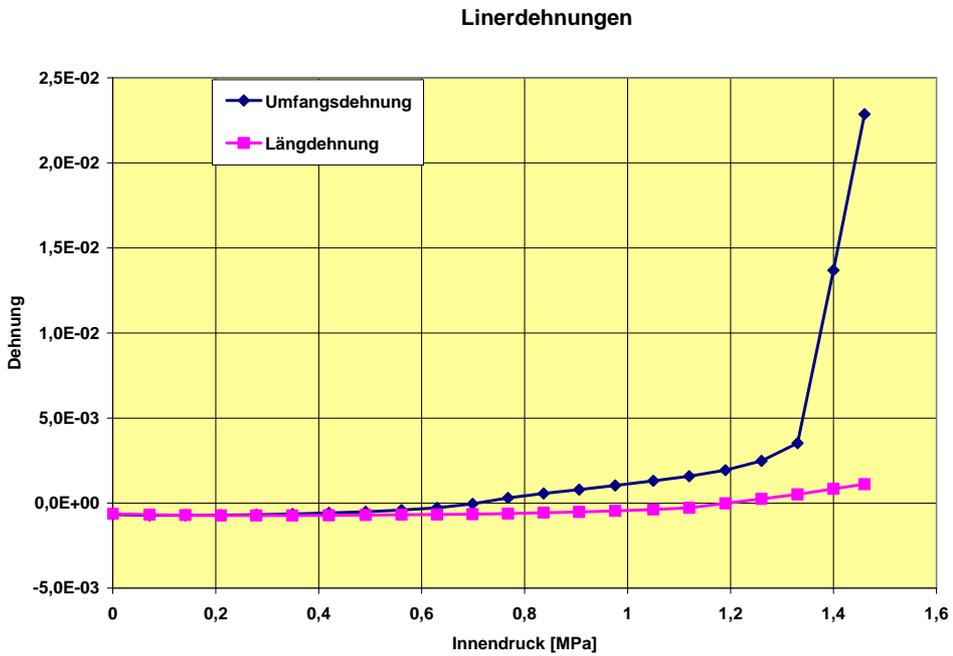


Abb. 5-48 Fall 1, Dehnungen im Liner Auswertepunkt nahe Innenseite der Wand, Scheibenmodell

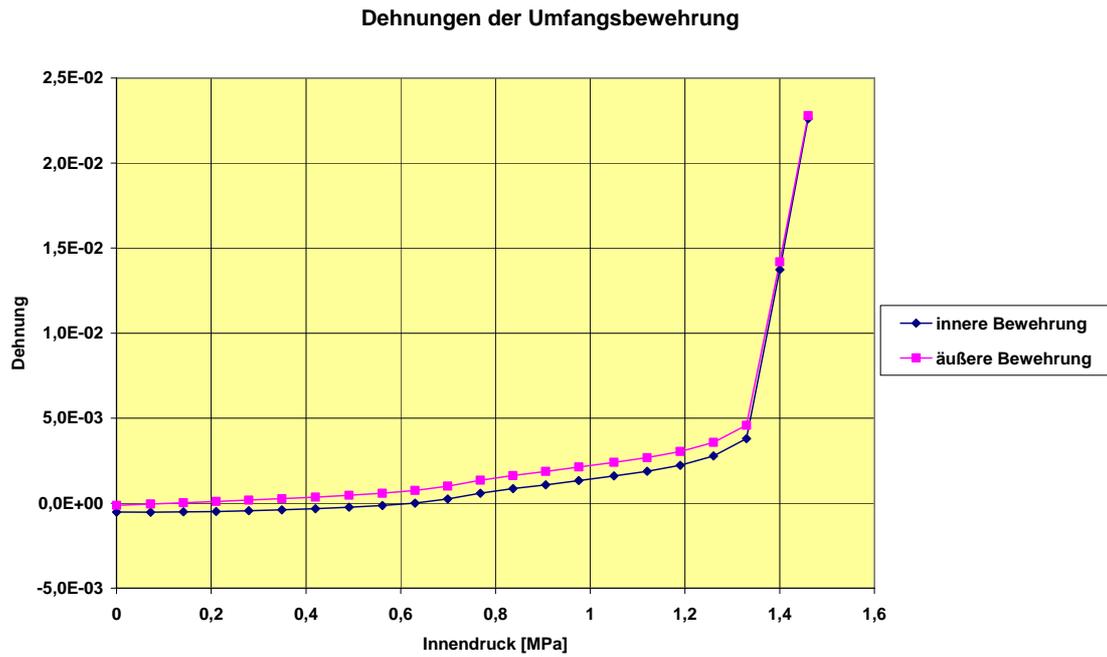


Abb. 5-49 Fall 1, Dehnungen in der inneren bzw. äußeren Umfangsbewehrung, Scheibenmodell

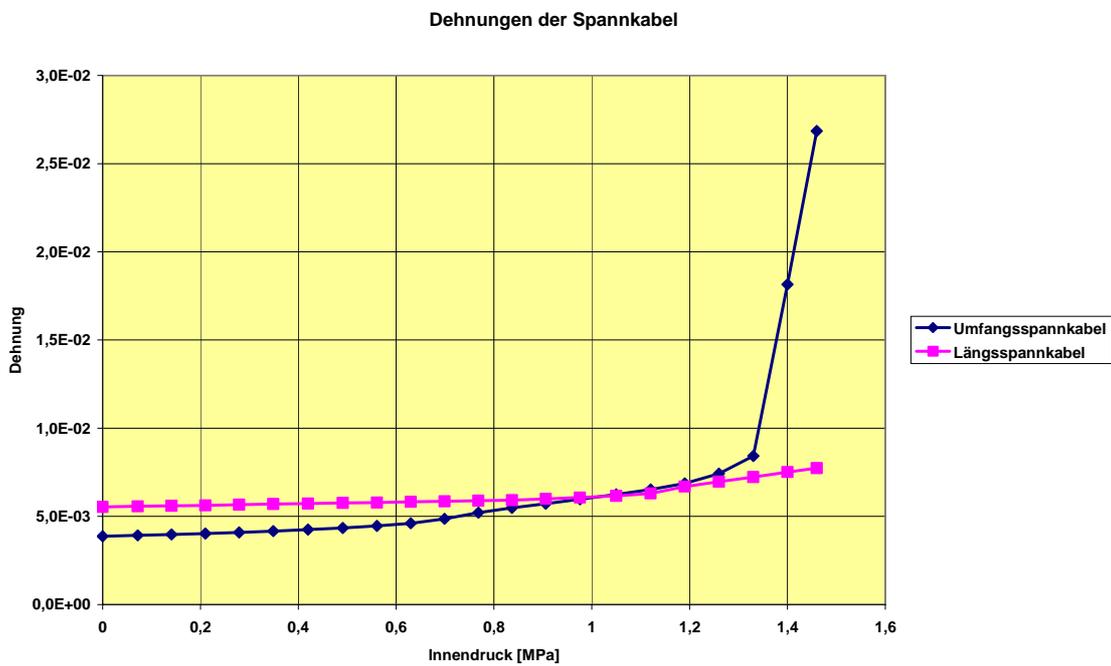


Abb. 5-50 Fall 1, Dehnungen im Umfangs- bzw. Längsspannkabel, Scheibenmodell

Im Vergleich zum reinen Innendrucklastfall bewirkt der Temperaturgradient, dass z. B. die radialen Verschiebungen in der Höhe von 6.2 m (Abb. 5-46) bei gleichem Druck etwa 5 - 10 mm größer sind. Dehnungen im Liner sowie in Bewehrungsstäben und im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberflächen zeigen deutliche Unterschiede zum reinen Innendrucklastfall, während die Spannkabel nahe der Wandmitte keinen wesentlichen Unterschied zeigen. Daher wird der Versagensdruck der Spannkabel, bei dem das Modellcontainment global versagt, durch den thermischen Gradienten nicht wesentlich verändert. Demgegenüber hat der thermische Gradient starken Einfluss auf die Schädigung im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberfläche sowie im Liner.

Abb. 5-51 zeigt die Ergebnisse der ISP-Teilnehmer für die radiale Verschiebung im Auswertepunkt 6 (Höhe 6.2 m über Fundamentplatte). Die GRS-Resultate (orange Raute, Analyse mit dem axialsymmetrischen Gesamtmodell) liegen in der Mitte des Streubandes. Oberhalb 1.2 MPa (dreifacher Auslegungsdruck) nimmt die Breite des Streubandes deutlich zu, was u. a. auf die Unterschiede in den Annahmen zum nichtlinearen temperaturabhängigen Materialverhalten zurückzuführen ist.

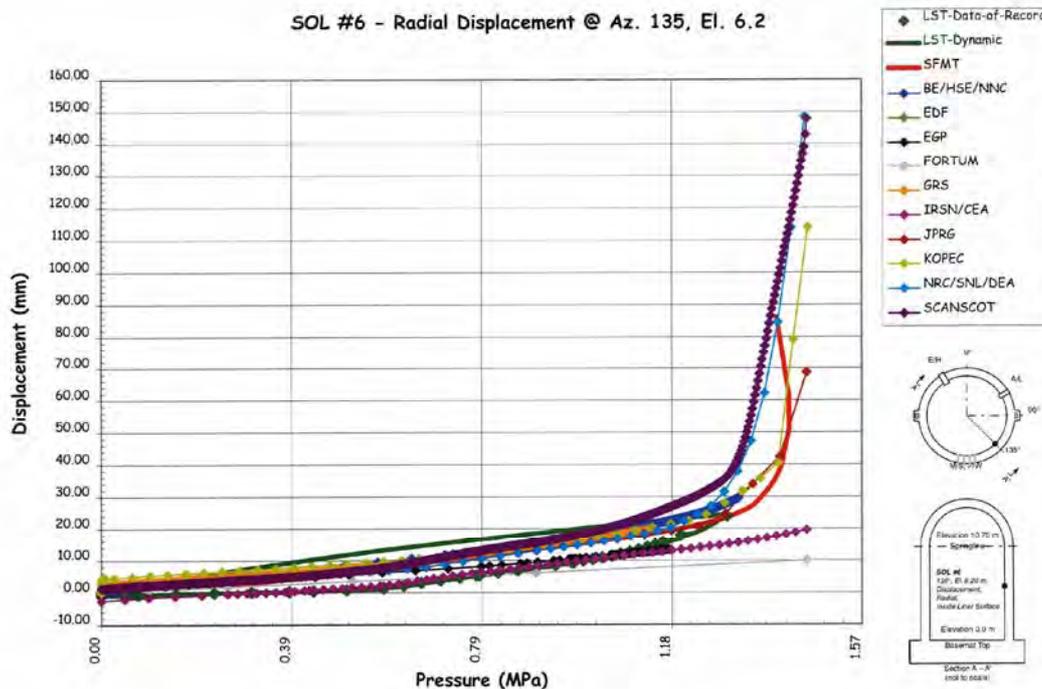


Abb. 5-51 ISP 48 - Phase 3, Fall 1, horizontale Verschiebung im Auswertepunkt in 6.2 m Höhe an der Innenseite, Vergleich der Berechnungen der ISP-Teilnehmer (aus /HES 05/)

5.6 Analysen zu einer unterstellten Störfalltransiente mit Wasserstoffverbrennung (ISP 48, Phase 3, Fall 2)

Beim Fall 2 der Phase 3 des ISP 48 wurde wie in Abschnitt 5.2 beschrieben eine Druck- und Temperaturverteilung (siehe Abb. 5-13) im Inneren des Modellcontainers zugrunde gelegt, die unter der Annahme eines schweren Störfalls abgeleitet wurde.

Wegen numerischer Probleme mit dem kompletten axialsymmetrischen Modell wurde der Fall 2 mit dem Scheibenmodell bearbeitet. Wie beim Fall 1 wurden auch hier von GRS keine Wärmeleitrechnungen durchgeführt sondern die Temperaturen von /DAM 04a/ und /HES 04/ auf das Analysemodell übertragen.

Die als Belastung eingegebenen Temperaturen sind exemplarisch in den Abb. 5-52 bis 5-54 gezeigt. Abb. 5-52 zeigt dabei die Temperaturen im Maximum des Peaks aufgrund der Wasserstoffverbrennung (siehe Abb. 5-13), Abb. 5-53 im abfallenden Teil des Peaks (17 min später als in Abb. 5-52) und Abb. 5-54 für das Ende der Berechnung der Störfallbelastung.

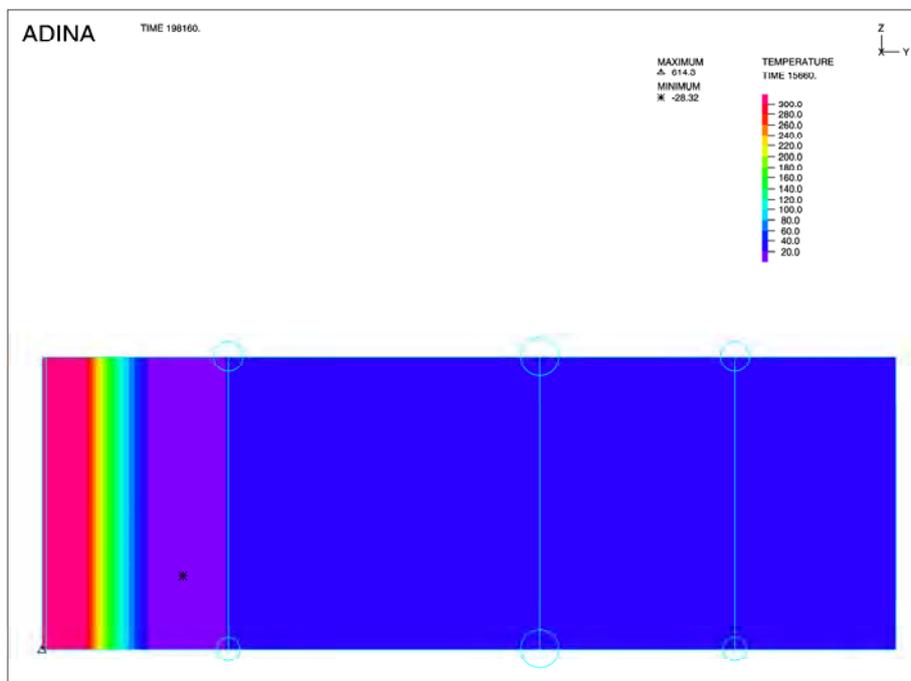


Abb. 5-52 Fall 2, Temperaturverteilung in der Wand im Scheibenmodell, $t = 261$ min (= 15660 s, Temperaturpeak von Abb. 5-13 bzw. 5-15)

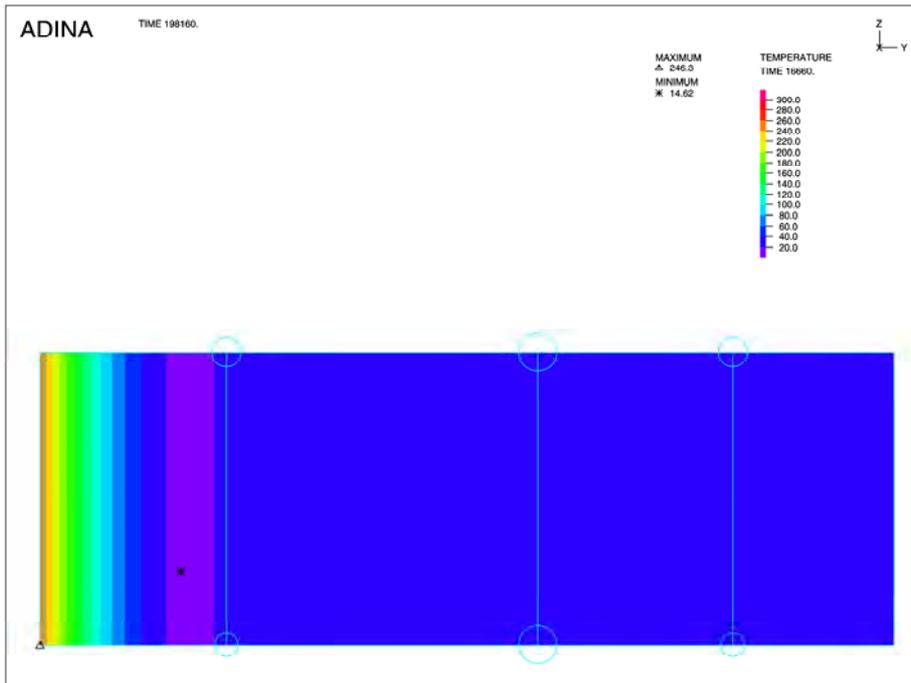


Abb. 5-53 Fall 2, Temperaturverteilung in der Wand im Scheibenmodell, $t = 278$ min (= 16660 s, im abfallenden Teil des Temperaturpeaks von Abb. 5-13 bzw. 5-15)

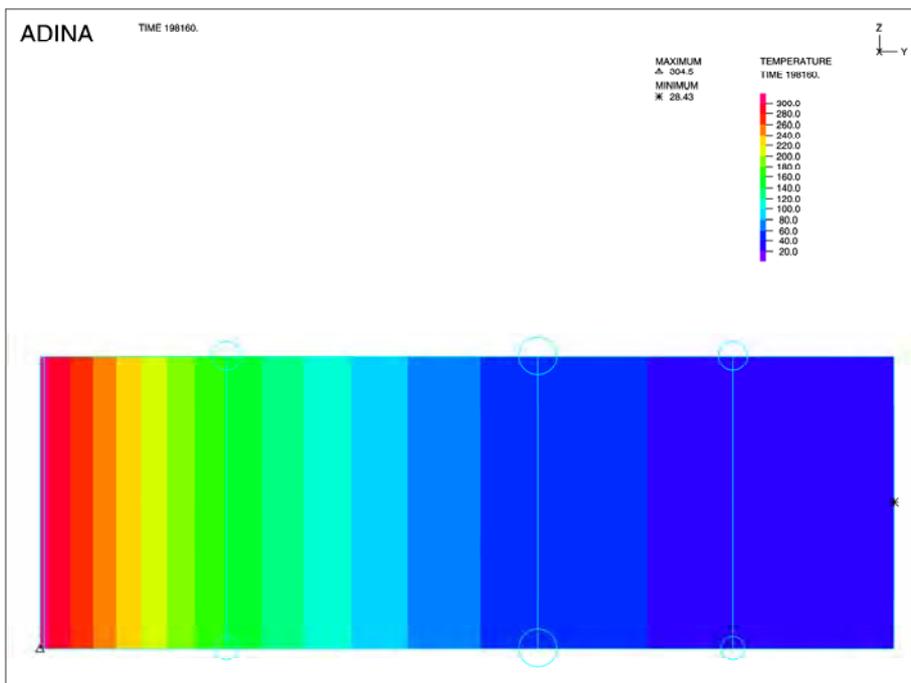


Abb. 5-54 Fall 2, Temperaturverteilung in der Wand im Scheibenmodell, $t = 3303$ min (= 198160 s, Ende der Berechnung)

Aufgrund der komplexen Belastung ist die Rissbildung im Modell durch eine Riss-schließungsphase unterbrochen. Die Abb. 5-55 bis 5-60 zeigen die Rissverteilungen zu bestimmten Zeiten der Belastungstransiente. Dabei werden die Integrationspunkte (vier pro Element bei 2x2 Integration), an denen die maximale Hauptspannung die Zugfestigkeit überschreitet mit roten Vielecken gekennzeichnet. Die roten Vielecke kennzeichnen hier eine Rissfläche senkrecht zur Umfangsrichtung. Überschreitet bei höheren Drücken auch die zweitgrößte Hauptspannung, die bei reiner Innendruckbelastung im zylindrischen Bereich in axiale Richtung zeigt, die Zugfestigkeit, so bilden sich zusätzlich Rissflächen senkrecht dazu, die in den Abbildungen als parallele rote Geraden an den Integrationspunkten gekennzeichnet sind. Im weiteren Verlauf der Berechnung werden die Risse wieder zugeedrückt, was durch die blauen Symbole dargestellt wird.

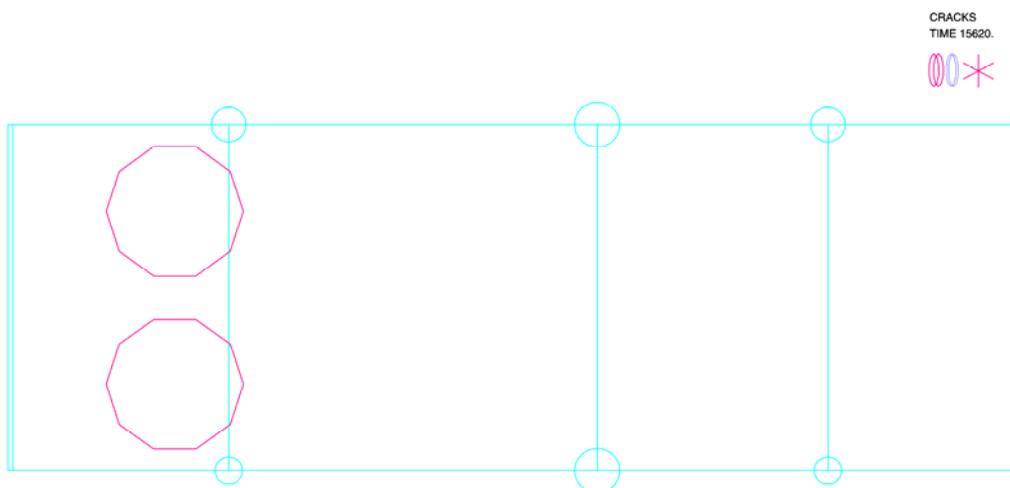


Abb. 5-55 Fall 2, Rissbildung im Scheibenmodell, $t = 260.3$ min (ansteigender Teil des Temperaturpeaks von Abb. 5-13 bzw. 5-15, rote Vielecke: geöffnete Mikrorisse senkrecht zur Umfangsspannung)

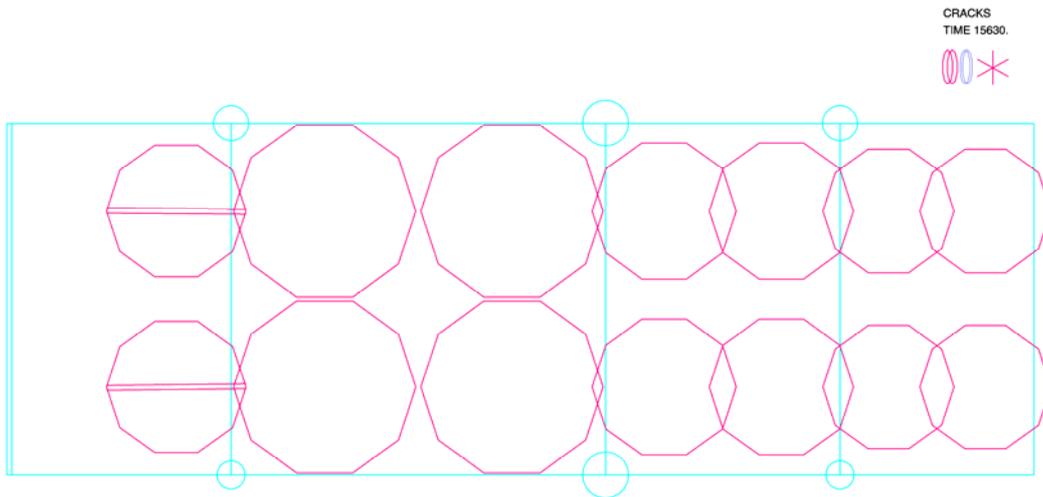


Abb. 5-56 Fall 2, Rissbildung im Scheibenmodell, $t = 260.5$ min (ansteigender Teil des Temperaturpeaks von Abb. 5-13 bzw. 5-15, rote Vielecke: geöffnete Mikrorisse senkrecht zur Umfangsspannung, rote Geraden: geöffnete Mikrorisse senkrecht zur Axialspannung)

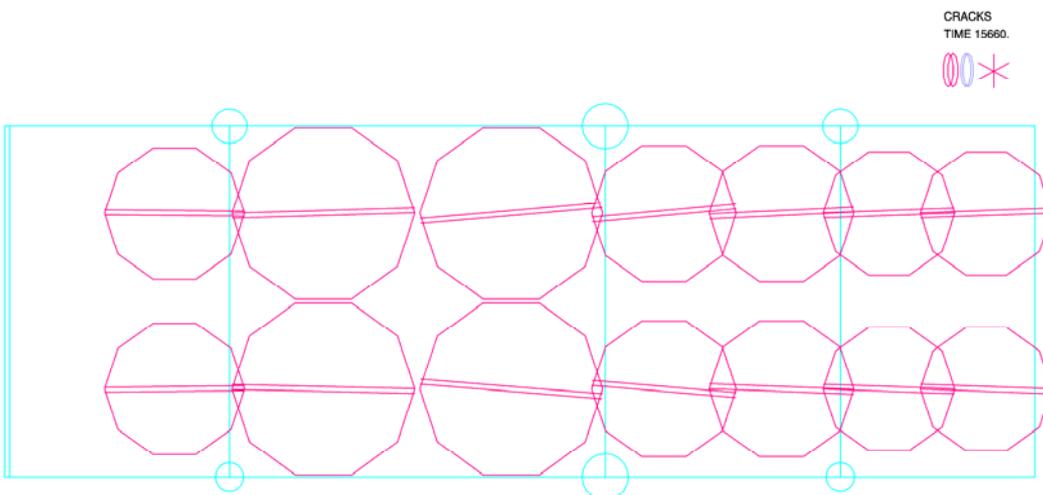


Abb. 5-57 Fall 2, Rissbildung im Scheibenmodell, $t = 261$ min (Maximum des Temperaturpeaks von Abb. 5-13 bzw. 5-15, rote Vielecke: geöffnete Mikrorisse senkrecht zur Umfangsspannung, rote Geraden: geöffnete Mikrorisse senkrecht zur Axialspannung)

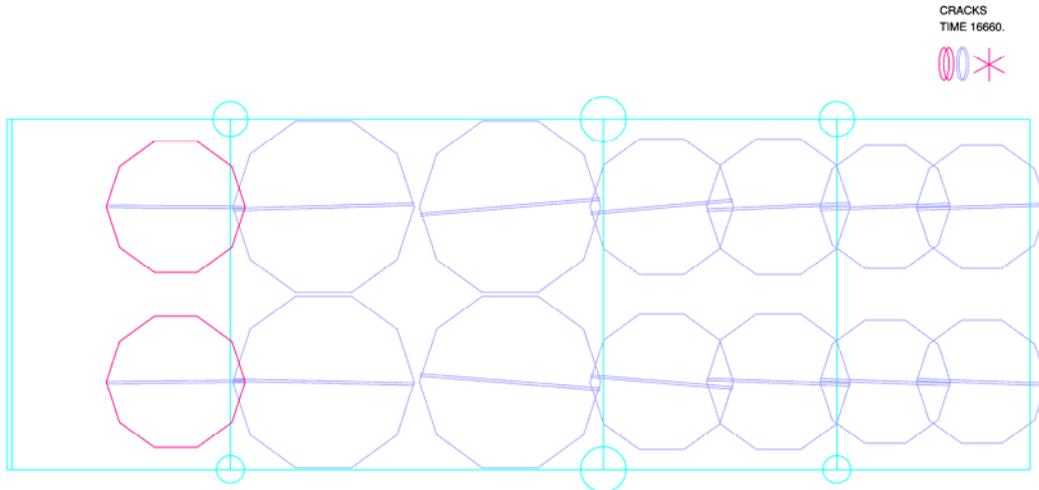


Abb. 5-58 Fall 2, Rissbildung im Scheibenmodell, $t = 278$ min (abfallender Teil des Temperaturpeaks von Abb. 5-13 bzw. 5-15), Risse überwiegend zgedrückt (blaue Symbole)

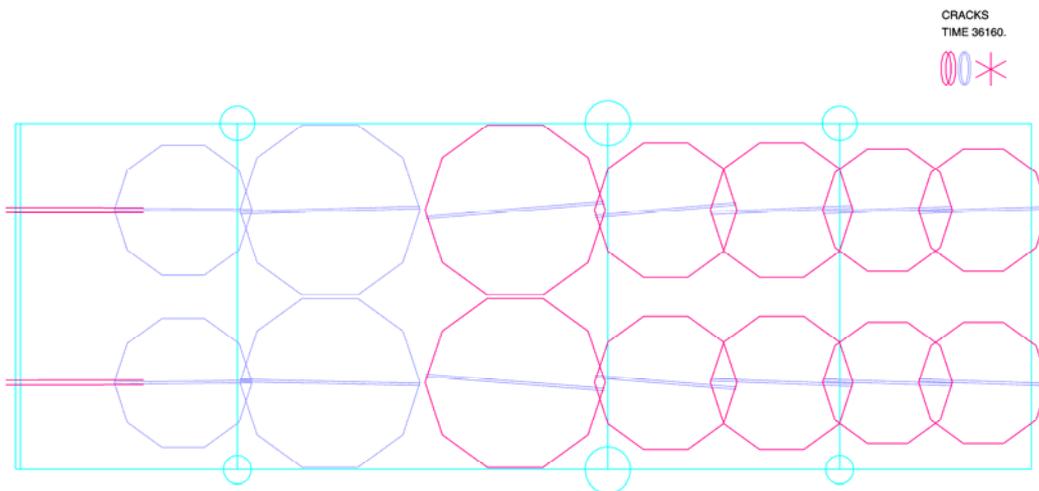


Abb. 5-59 Fall 2, Rissbildung im Scheibenmodell, $t = 603$ min, Risse überwiegend wieder geöffnet

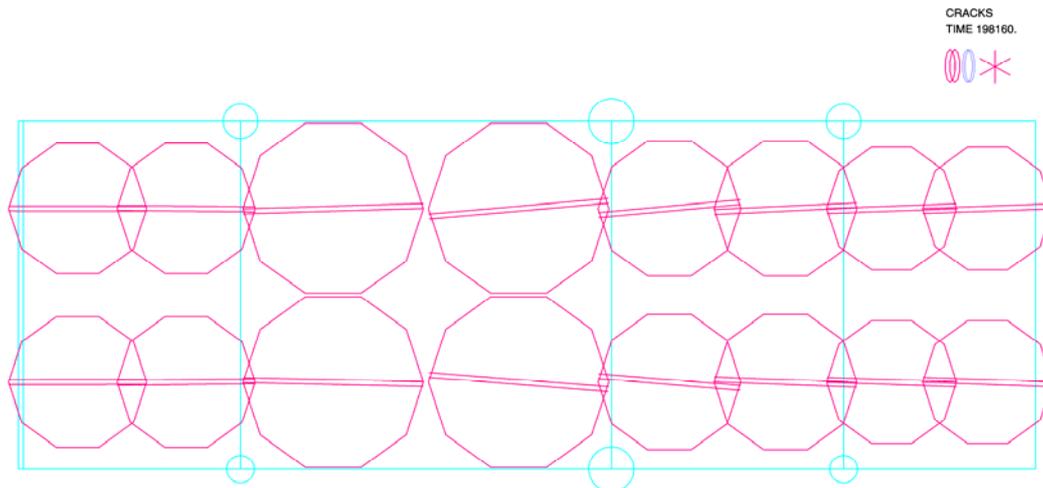


Abb. 5-60 Fall 2, Rissbildung im Scheibenmodell, $t = 3303$ min (Ende der Berechnung), Risse wieder komplett geöffnet

Die weiteren Bilder zeigen zusätzlich Verläufe von Verschiebungen und Dehnungen an einzelnen Punkten. Da der Zusammenhang zwischen Transientenzeit und Innendruck hier nicht ganz übersichtlich ist, werden die meisten Resultate sowohl in Abhängigkeit von der Zeit als auch vom Innendruck gezeigt. Als Dehnungswerte werden wieder die mechanischen Dehnungen dargestellt.

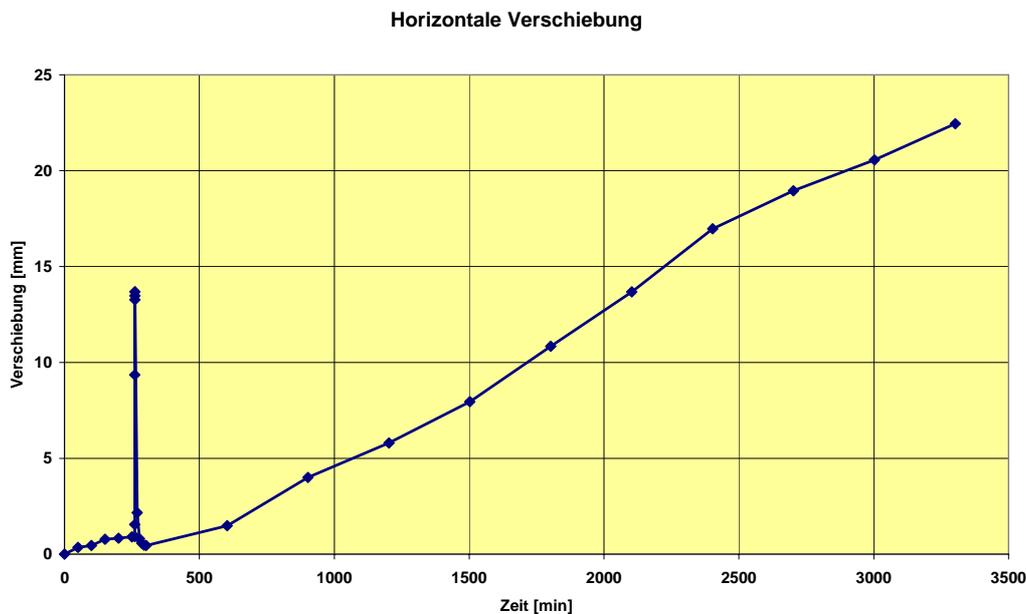


Abb. 5-61 Fall 2, horizontale Verschiebung an der Innenseite im Scheibenmodell in Abhängigkeit von der Transientenzeit

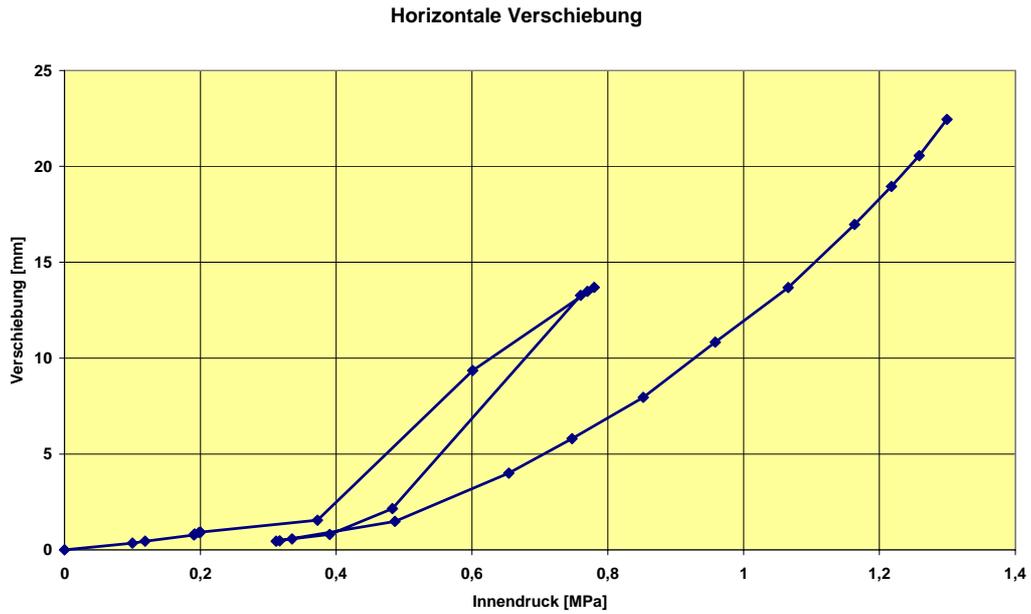


Abb. 5-62 Fall 2, horizontale Verschiebung an der Innenseite im Scheibenmodell in Abhängigkeit vom Innendruck

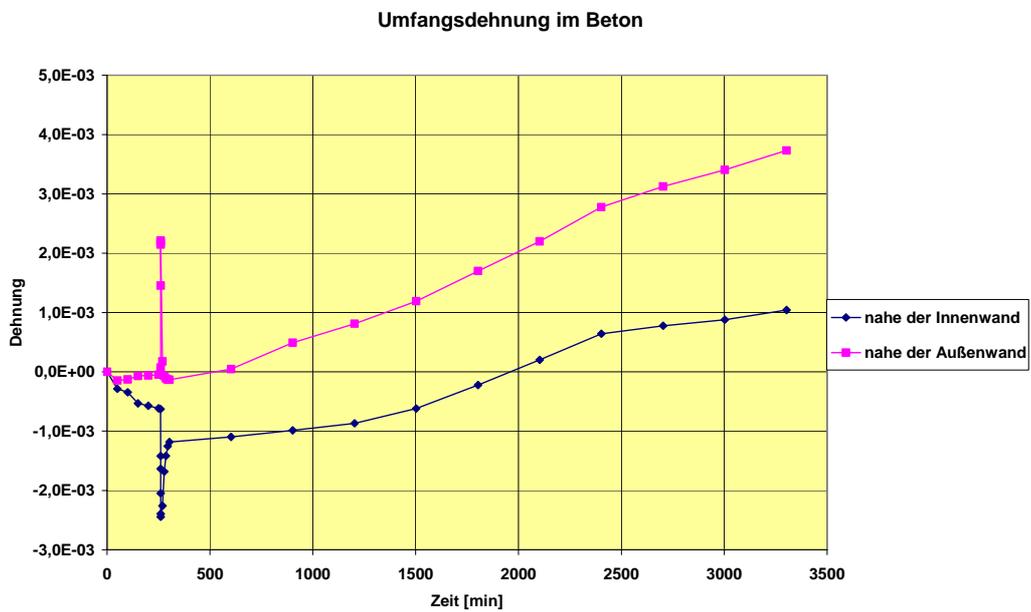


Abb. 5-63 Fall 2, Umfangsdehnung im Beton nahe der Innen- bzw. Außenseite im Scheibenmodell in Abhängigkeit von der Transientenzeit

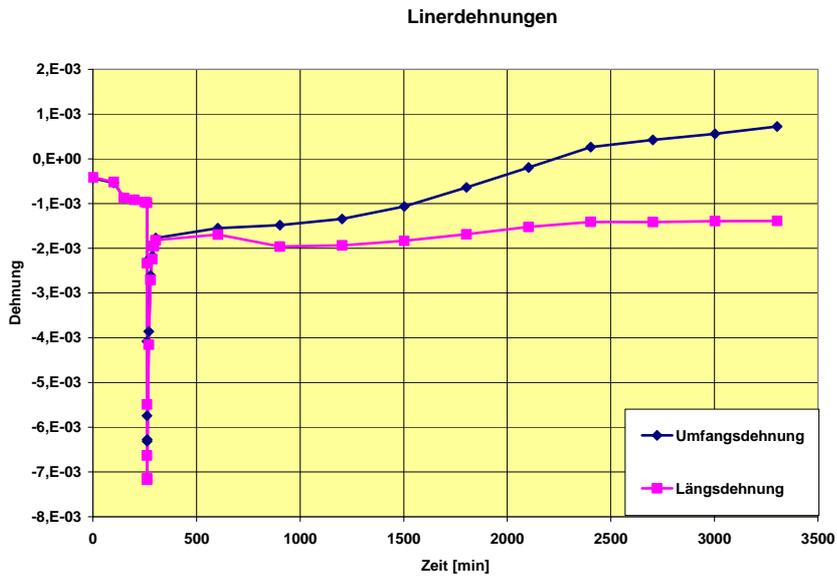


Abb. 5-64 Fall 2, Linerdehnungen in Umfangs- bzw. Längsrichtung im Scheibenmodell in Abhängigkeit von der Transientenzeit

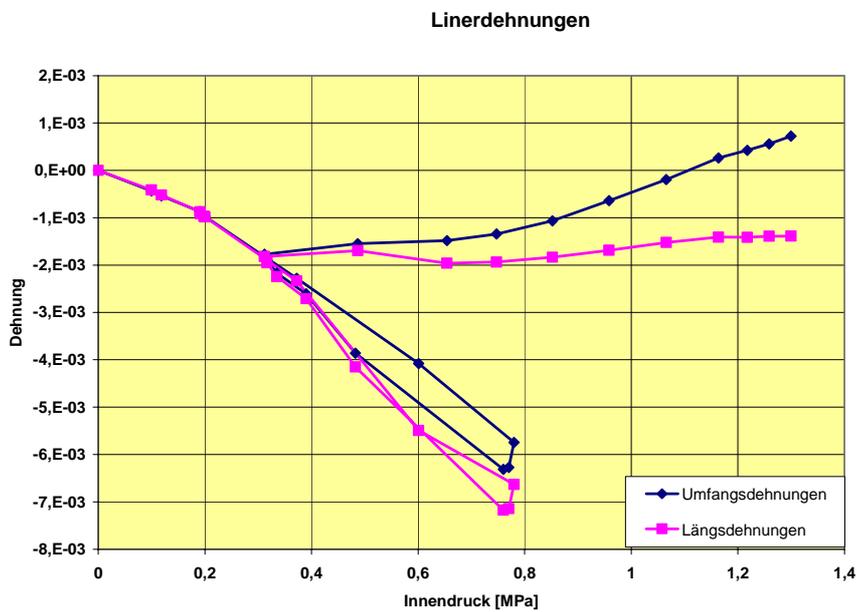


Abb. 5-65 Fall 2, Linerdehnungen in Umfangs- bzw. Längsrichtung im Scheibenmodell in Abhängigkeit vom Innendruck

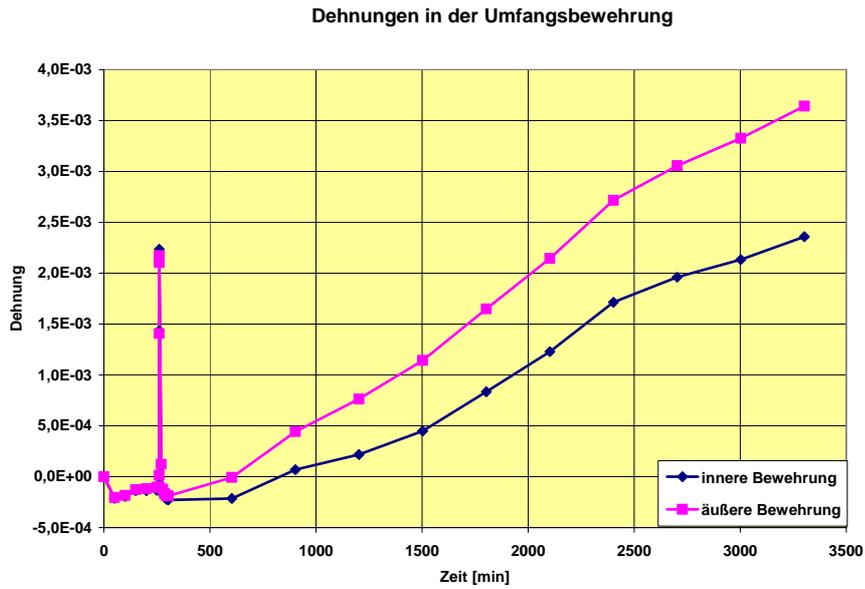


Abb. 5-66 Fall 2, Dehnungen in der Umfangsbewehrung (innen und außen) im Scheibenmodell in Abhängigkeit von der Transientenzeit

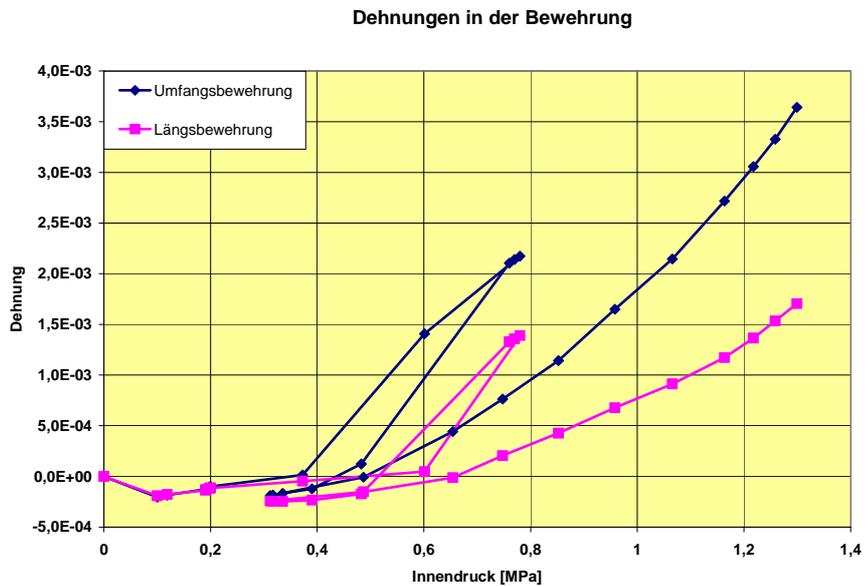


Abb. 5-67 Fall 2, Dehnungen in der Umfangs- bzw. Längsbewehrung nahe der Außenoberfläche im Scheibenmodell in Abhängigkeit vom Innendruck

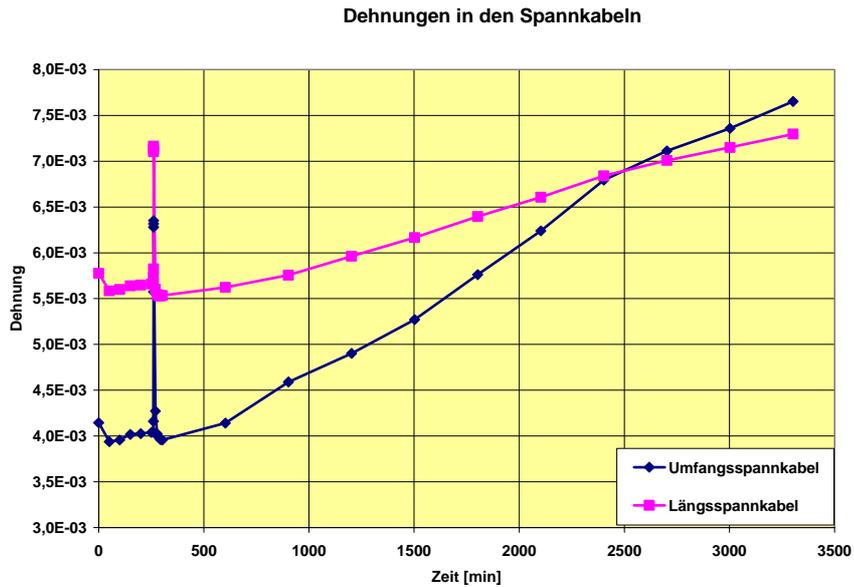


Abb. 5-68 Fall 2, Dehnungen in den Spannkabeln (umfangs und längs) im Scheibenmodell in Abhängigkeit von der Transientenzeit

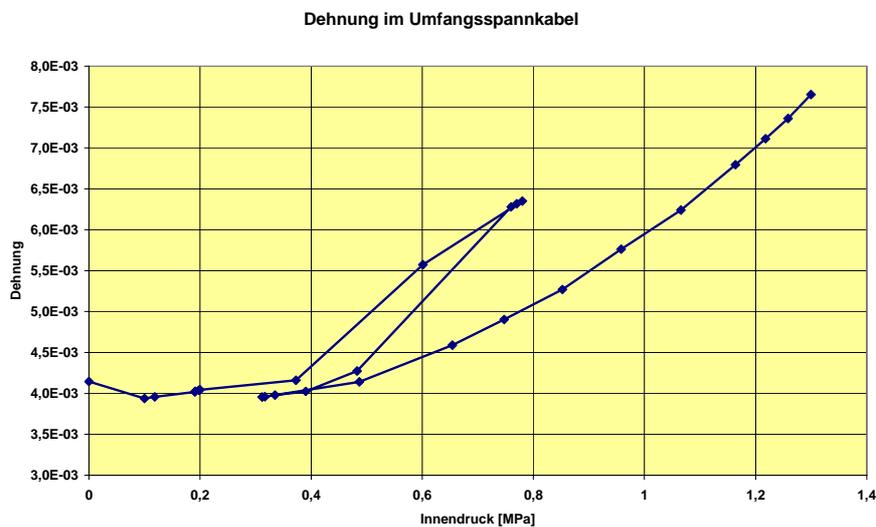


Abb. 5-69 Fall 2, Dehnungen im Umfangsspannkabel im Scheibenmodell in Abhängigkeit vom Innendruck

In Abb. 5-70 werden die Berechnungsergebnisse der ISP-Teilnehmer für die horizontale Verschiebung im Auswertepunkt in 6.2 m Höhe über der Fundamentplatte gezeigt (Abb. aus /HES 05/). Der Ergebnisvergleich zeigt, dass insbesondere durch die peak-

förmige Druck- und Temperaturbelastung infolge H₂-Verbrennung das Streuband der Ergebnisse nach dem Peak deutlich größer ist als bei den zuvor betrachteten Belastungen.

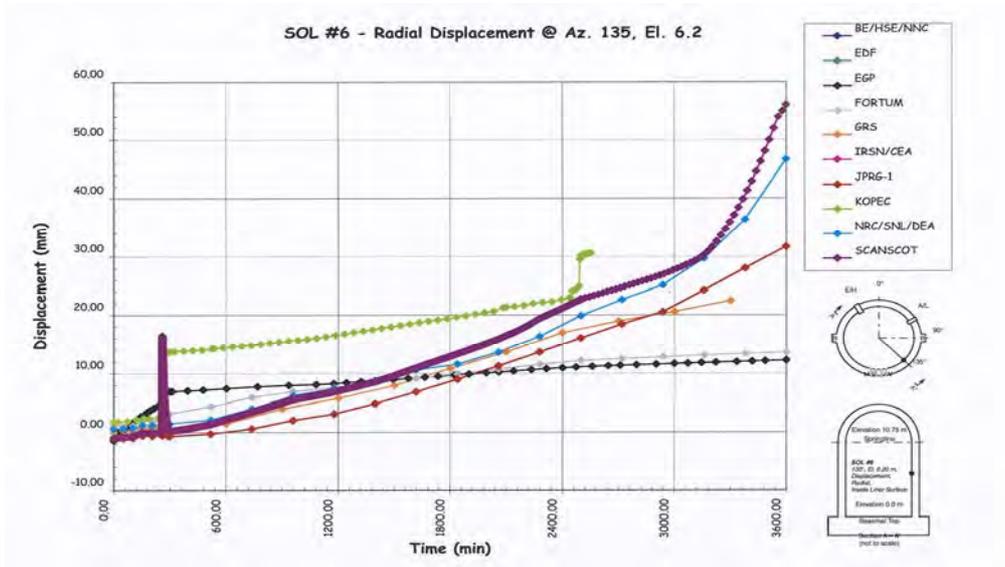


Abb. 5-70 ISP 48 - Phase 3, Fall 2, Vergleich der horizontalen Verschiebungen im Auswertepunkt 6 (Höhe 6.2 m) der ISP-Teilnehmer in Abhängigkeit vom Innendruck (Abb. aus /HES 05/)

5.7 Einfluss der betrachteten Temperaturtransienten auf das SANDIA-Modellcontainment

Neben dem Vergleich der Rechenergebnisse mit dem Versuch war ein Hauptziel der Arbeiten im ISP zu klären, inwieweit sich dem Innendruck überlagerte Temperaturlasten, wie sie z. B. bei Störfalltransienten auftreten können, auf das Versagensverhalten des Containments auswirken. Betrachtet man als maßgeblichen Mechanismus für das Versagen das Reißen der Spannkabel, dann zeigen die GRS-Analysen für die Fälle mit Temperatur keine wesentlichen Unterschiede zum reinen Innendruckfall, wie Abb. 5-71 beispielhaft für das Scheibenmodell darstellt.

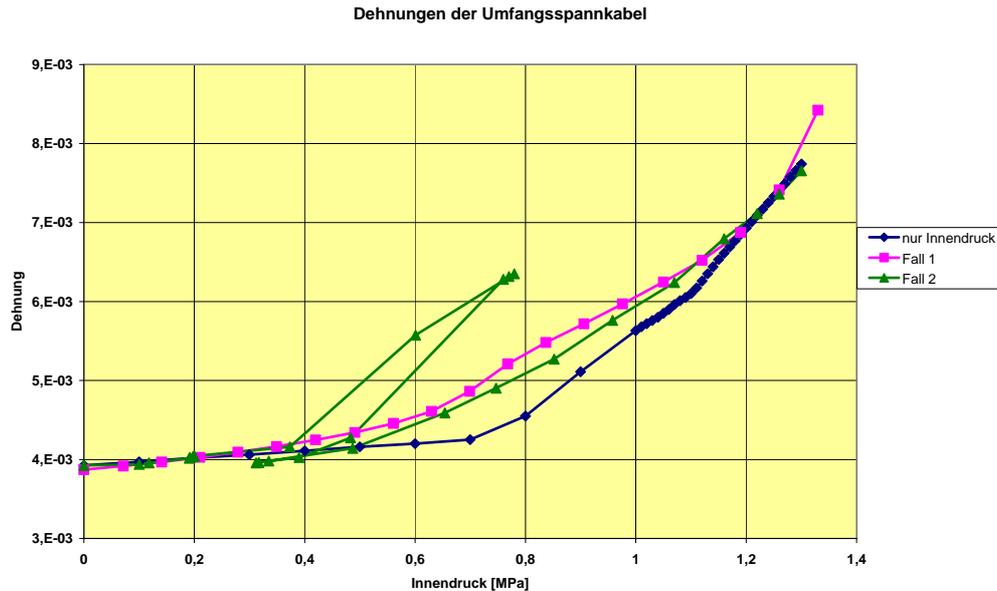


Abb. 5-71 Dehnungen im Umfangsspannkabel im Scheibenmodell in Abhängigkeit vom Innendruck für alle 3 Belastungsfälle

Für den dargestellten Innendruckhöchstwert von 1.3 MPa sind die Differenzen zwischen den 3 Belastungsfällen kleiner als 10 %. Dies hängt unmittelbar damit zusammen, dass die Spannkabel etwa in Wandmitte angeordnet sind und deshalb keine besonders hohen Temperaturänderungen erfahren. Maßgeblich für die Dichtheit des Containments ist das Verhalten des Liners. Hier zeigt sich ein größerer Einfluss der zusätzlichen Temperaturbelastung aufgrund der durch den Temperaturgradienten im Innenwandbereich hinzukommenden Druckspannungen. Insbesondere beim Fall 2 der Phase 3 kommt es beim Liner bereits während des Druck- und Temperaturpeaks durch die Wasserstoffverbrennung zu plastischem Fließen im Druckbereich. Dies könnte im weiteren Verlauf der Transiente zu einem früheren Versagen des Liners führen.

6 Weitere Untersuchungen zum MAEVA-Modellcontainment

Basierend auf den im Rahmen des Vorhabens RS 1093 /FIR 00/ durchgeführten Vorausrechnungen zu den Versuchen am MAEVA-Modellcontainment /CES 00/ wurden ergänzende Berechnungen durchgeführt.

Eine schematische Ansicht des MAEVA-Modellcontainments ist in Abb. 6-1 gezeigt. Das von EDF entwickelte Modellcontainment aus vorgespanntem Stahlbeton wurde zur Untersuchung des Verhaltens bei schweren Störfällen eingesetzt und wurde im Rahmen des CESA-Projekts /CES 00/ von Vergleichsanalysen begleitet. An diesen hat seinerzeit auch die GRS /FIR 96, FIR 97a, FIR 97b, LIU 97a, LIU 97b/ teilgenommen.

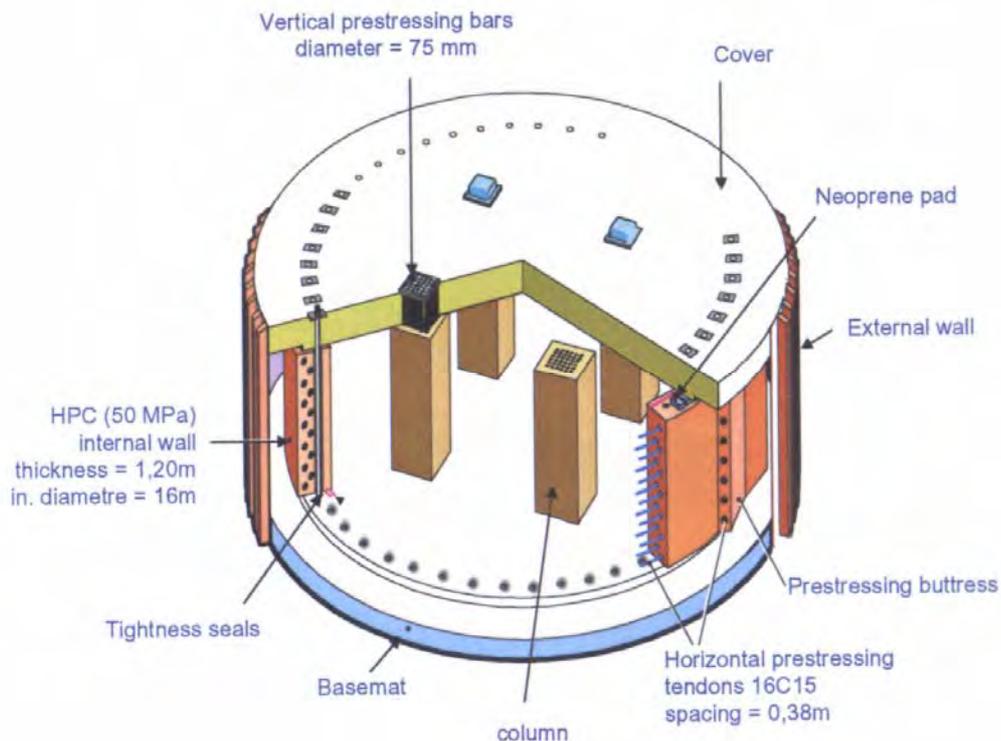


Abb. 6-1 Schematische Darstellung des MAEVA-Modellcontainments (aus /CES 00/), Höhe des zylindrischen Teils 5 m, Innendurchmesser 16 m, Wanddicke des zylindrischen Teils 1.2 m

Mit den im Folgenden beschriebenen Arbeiten wurde eine Wiederaufnahme der damaligen Berechnungen im Hinblick auf die Ermittlung von Rissöffnungen aus den Finite-Elemente-Rechenergebnissen vorgenommen.

Zunächst wurde auf das früher entwickelte 3D-FE-Modell /FIR 00/ zurückgegriffen, das in Abb. 6-2 dargestellt ist. Das Modell stellt ein Viertel des Modellcontainments dar und nutzt dabei die Symmetrien in Umfangsrichtung und in vertikaler Richtung.

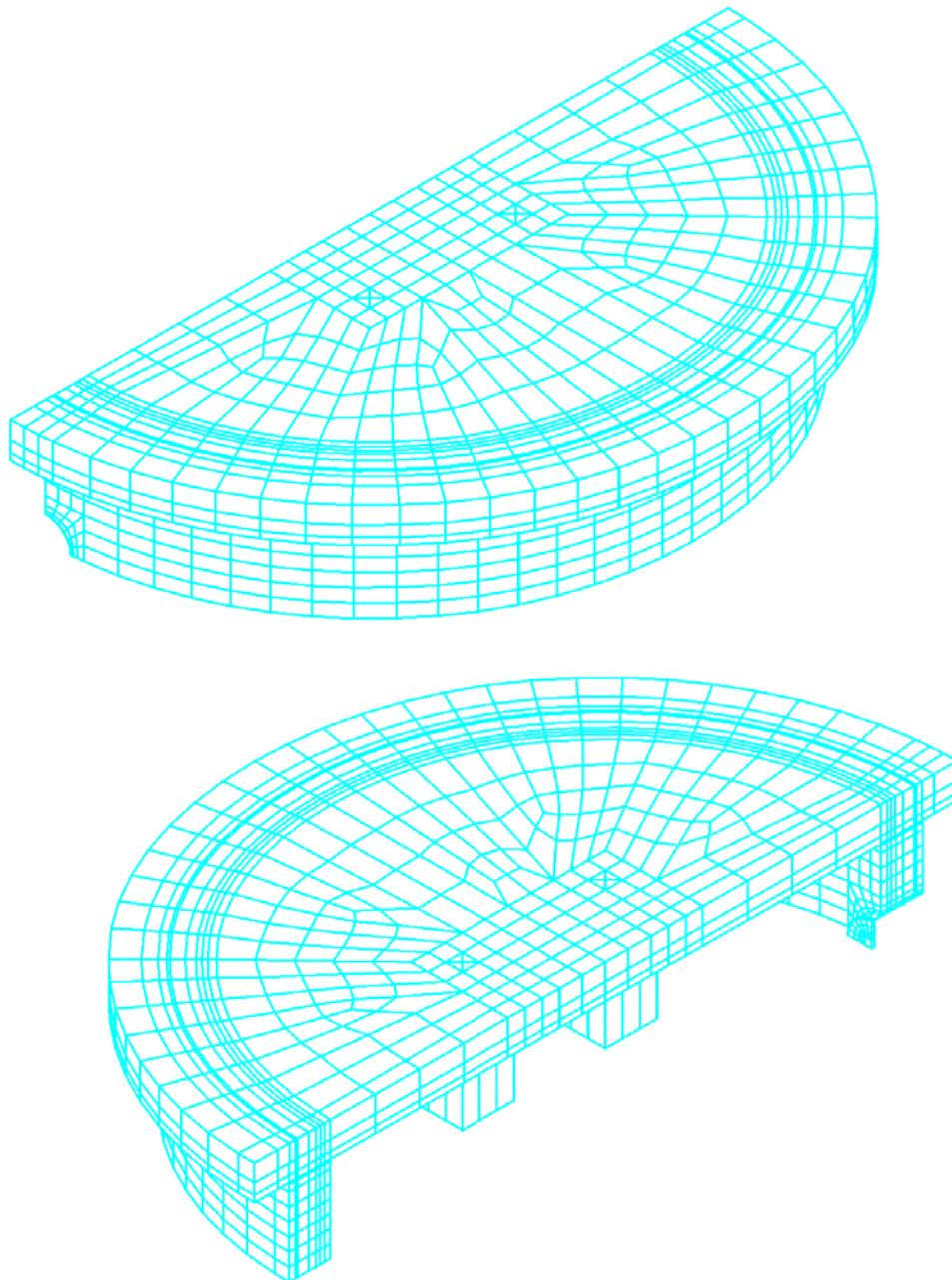


Abb. 6-2 Finite-Elemente-Modell des MAEVA-Modellcontainments

Die seinerzeit durchgeführten Berechnungen wurden mit einer älteren ADINA-Version durchgeführt, die in der GRS nicht mehr verfügbar ist. Die seinerzeit erzielten Ergebnisse können deshalb nicht mehr direkt weiter ausgewertet werden. Mit Hilfe mehrerer Transformationsprogramme konnten jedoch die vorhandenen Modelleingabedaten in Eingabefiles für die aktuellen ADINA-Versionen umgewandelt werden. Damit wurden einige der seinerzeit durchgeführten Analysen wiederholt.

6.1 Berechnungen mit dem 3D-FE-Modell des MAEVA-Modellcontainments

Um soweit möglich wanddurchdringende Risse zu erhalten, wurde von den Fällen mit Temperaturbeanspruchung und Innendruckbelastung größer als der Auslegungsdruck derjenige mit Dampf im Containmentinneren ausgewählt. Dabei wird eine maximale Innentemperatur von 180 °C mit einem Innendruck von 1 MPa kombiniert.

Als zweiter Fall wurde die Analyse zur Bestimmung des Versagensdruckes wiederholt, wobei in diesem Fall nur Innendruckbelastung (bei Raumtemperatur) unterstellt wird.

6.1.1 Berechnungen zur Dampfphase

Seit der ersten Durchführung der Berechnung konnten weitere Informationen zur Durchführung von ADINA-Rechnungen mit dem Beton-Modell insbesondere bezüglich der Einstellung von Iterationstoleranzen gewonnen werden, so dass diesmal die Transiente vollständig berechnet werden konnte.

Dabei wurden die in den Abb. 6-3 bis 6-5 dargestellten Temperaturverteilungen zugrunde gelegt.

Als wesentliches Ergebnis der Berechnungen sind hier in den Abb. 6-6 bis 6-8 die Verteilungen der Risse zu verschiedenen Transientenzeiten gezeigt. Zur besseren Übersicht ist dabei jeweils nur der zylindrische Modellteil dargestellt. Die roten Kreise zeigen hier wieder geöffnete Mikrorisse, die senkrecht zur Umfangsspannung liegen.

Am Ende der Berechnung sind bis auf einen schmalen Bereich an der Innenseite überall Risse zu erkennen. Die Auswertung dieser Ergebnisse hinsichtlich Ermittlung der Rissöffnung wird in Kapitel 7 beschrieben.

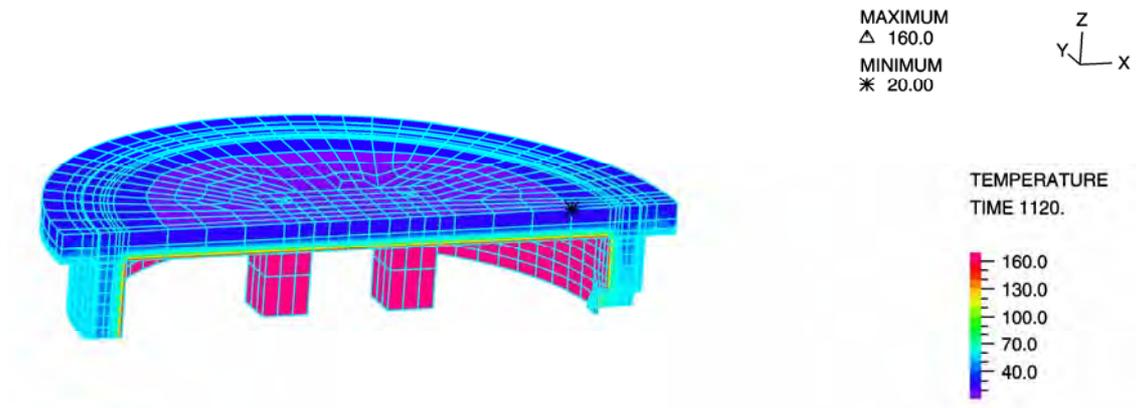


Abb. 6-3 Temperaturverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments zur Transientenzeit 1120 h (Innendruck 0.75 MPa)

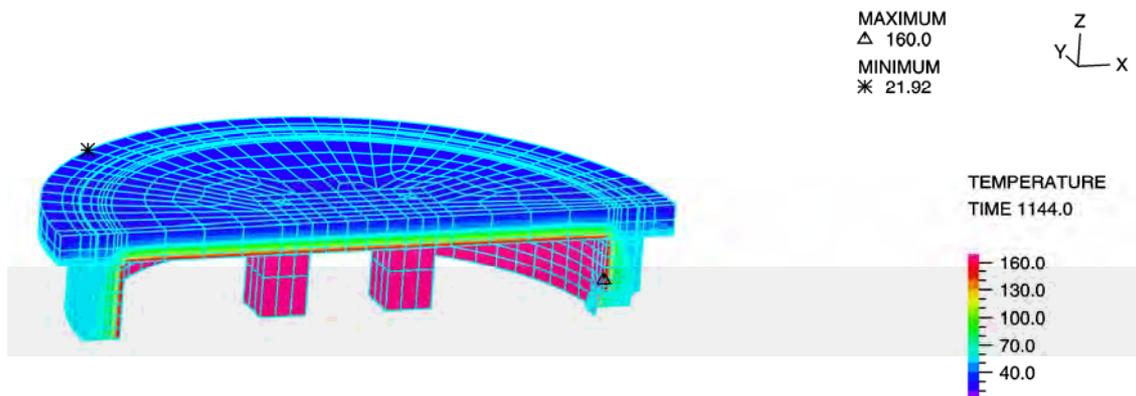


Abb. 6-4 Temperaturverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments zur Transientenzeit 1144 h (Innendruck 1.0 MPa)

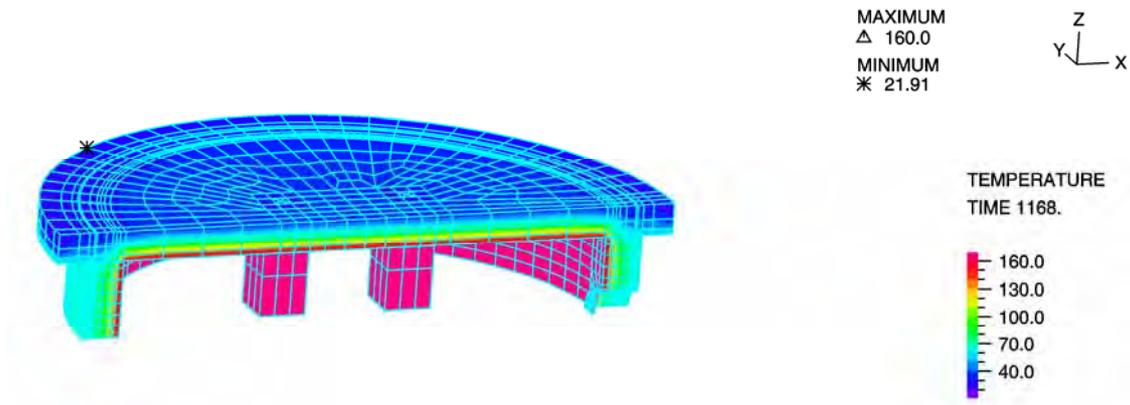


Abb. 6-5 Temperaturverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments zur Transientzeit 1168 h (Innendruck 1.0 MPa)

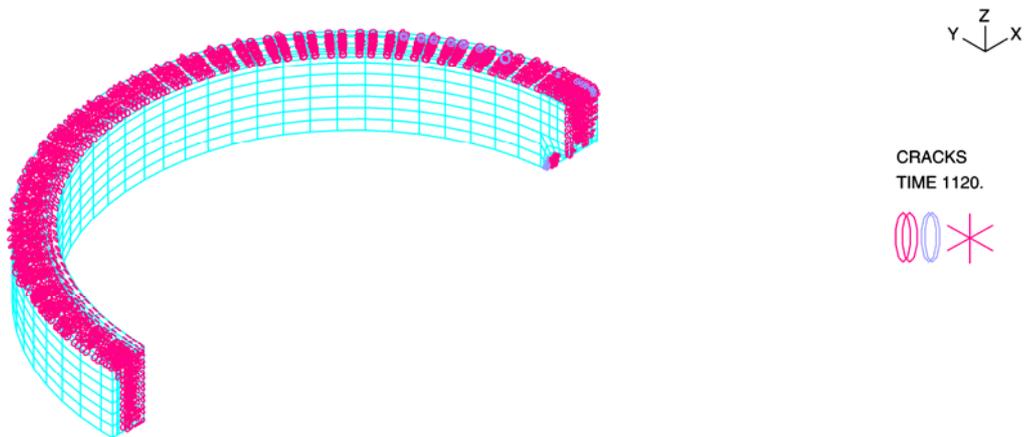


Abb. 6-6 Mikrorissverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments zur Transientzeit 1120 h (Innendruck 0.75 MPa)

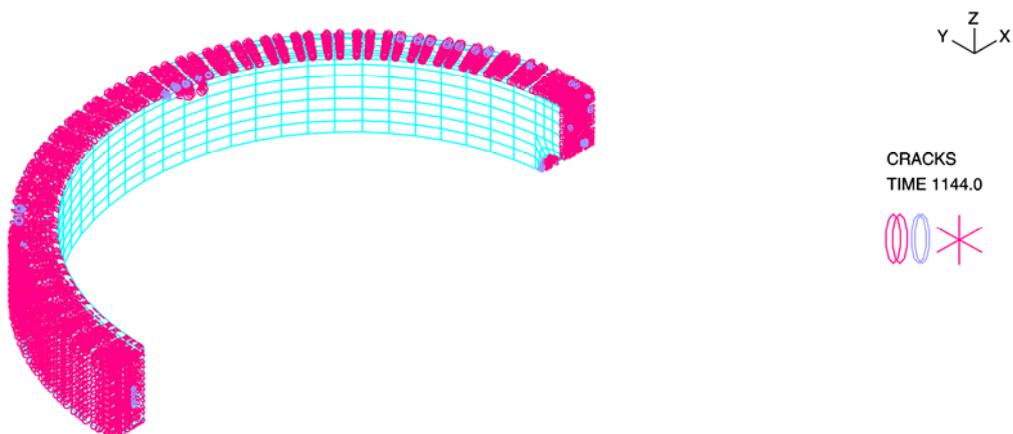


Abb. 6-7 Mikrorissverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments zur Transientzeit 1144 h (Innendruck 1.0 MPa)

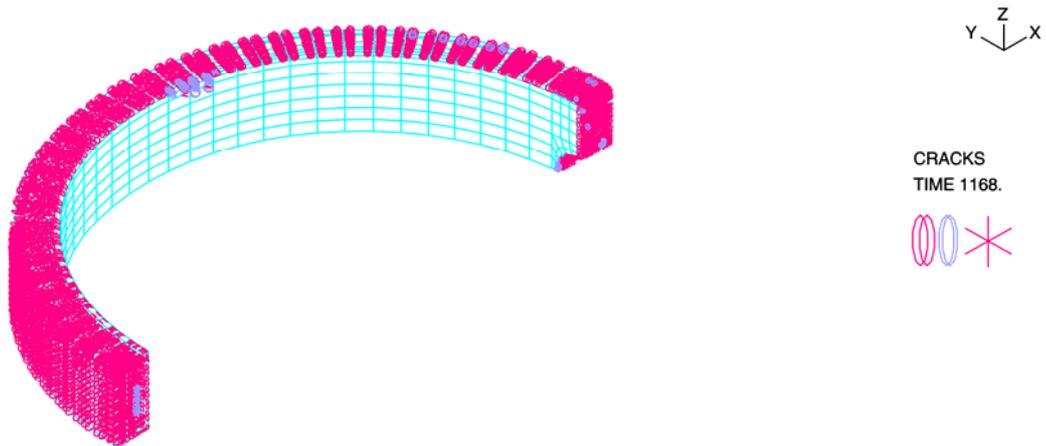


Abb. 6-8 Mikrorissverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Containmentmodells zur Transientenzeit 1168 h (Innendruck 1.0 MPa)

6.1.2 Berechnungen mit reiner Innendruckbelastung

Da die Berechnungen mit reiner Innendruckbelastung bei Raumtemperatur durchgeführt werden, wurden die bisher als temperaturabhängig angesetzten Materialmodelle im Finite-Elemente-Modell des MAEVA-Modellcontainments durch entsprechende temperaturunabhängige Materialmodelle ersetzt. Mit dem 3D-Modell konnte der Innendruck bis auf 1.64 MPa erhöht werden. Darüber hinaus verhinderten numerische Probleme eine weitere Steigerung des Innendrucks. Als wesentliches Ergebnis der Analysen ist in den Abb. 6-9 bis 6-12 wieder die Bildung der Mikrorisse dargestellt. Die roten Kreise zeigen wieder geöffnete Mikrorisse, die senkrecht zur Umfangsspannung liegen.

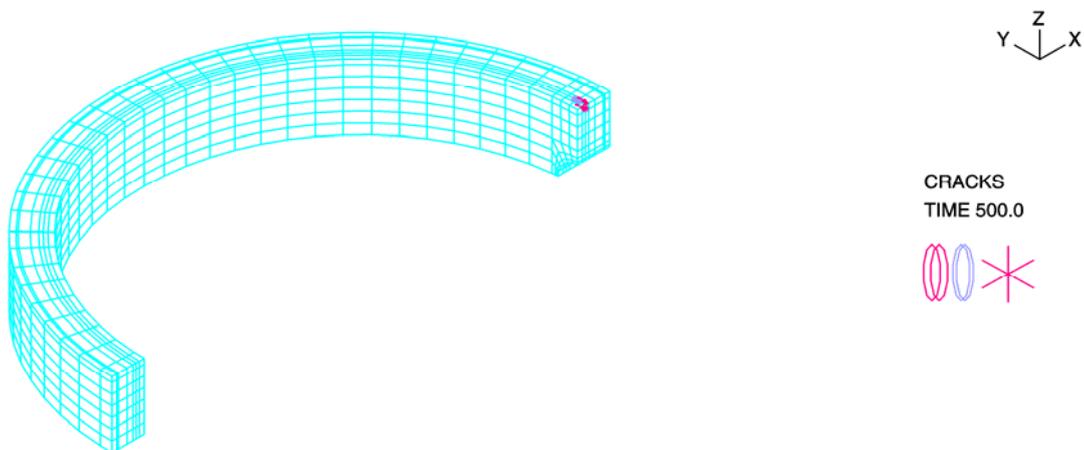


Abb. 6-9 Mikrorissverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments bei 1.0 MPa Innendruck (keine Temperaturbelastung)

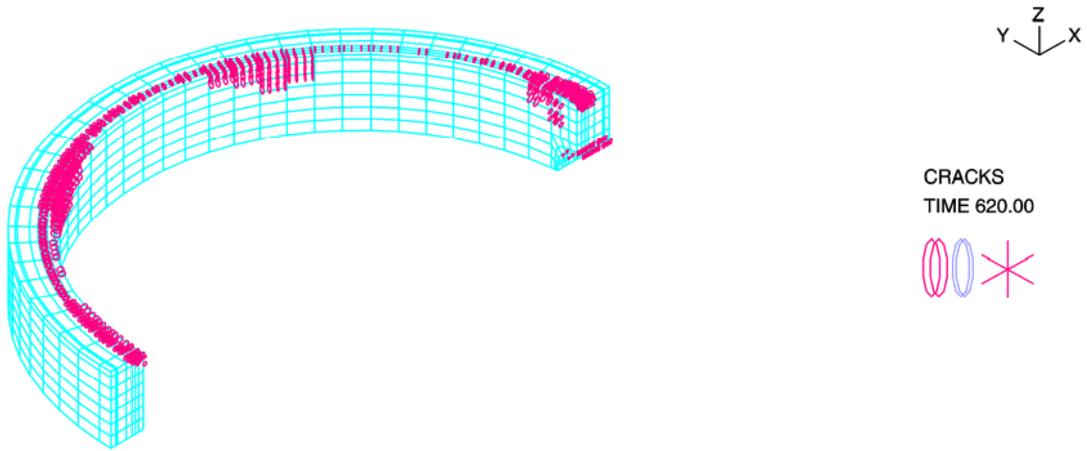


Abb. 6-10 Mikrorissverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments bei 1.24 MPa Innendruck (keine Temperaturbelastung)

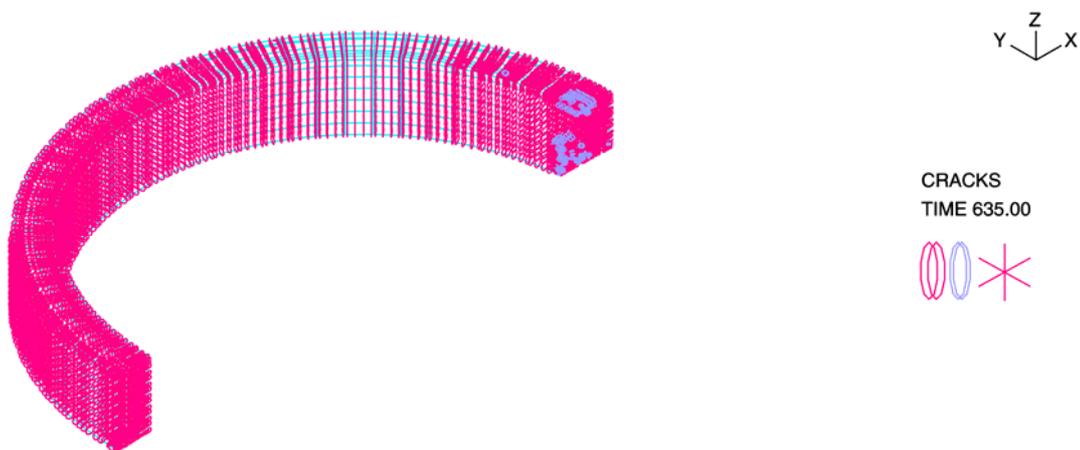


Abb. 6-11 Mikrorissverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments bei 1.27 MPa Innendruck (keine Temperaturbelastung)

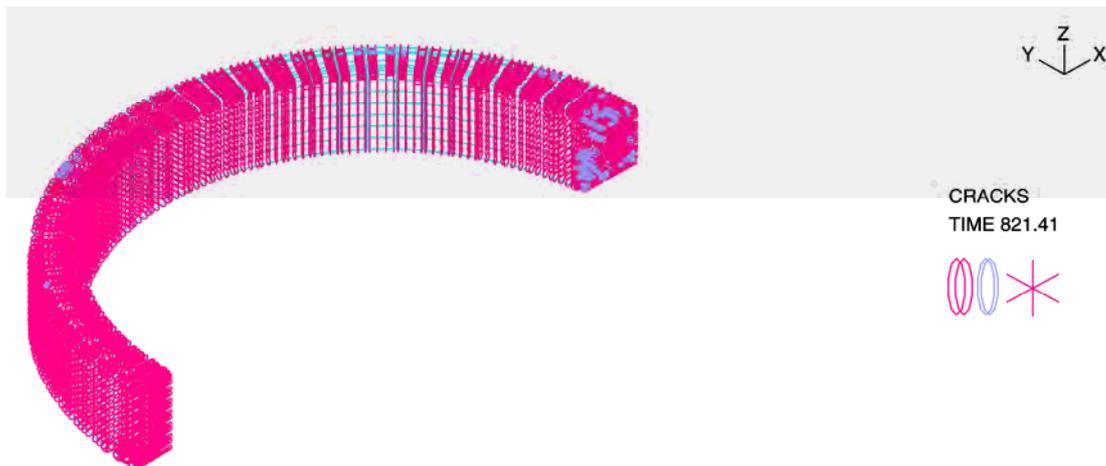


Abb. 6-12 Mikrorissverteilung im 3D-Modell des MAEVA-Modellcontainments bei 1.64 MPa Innendruck (keine Temperaturbelastung)

Die Mikrorissbildung beginnt bei diesem Rechenfall bei etwa 1 MPa, um bei 1.27 MPa in einem sehr kleinen Druckintervall sich über den ganzen zylindrischen Teil des Modells auszubreiten.

6.2 Berechnungen mit einem Scheibenmodell

Da das bei den SANDIA-Modellcontainmentrechnungen eingesetzte einfache axial-symmetrische Ausschnittsmodell des zylindrischen Abschnitts (Scheiben- oder Slice-Modell) durchaus zufrieden stellendes Verhalten im Hinblick auf den Ergebnisvergleich mit den komplexeren Modellen sowie auf die numerische Abwicklung gezeigt hatte, wurde ein ähnlich einfaches Modell auch für den zylindrischen Teil des MAEVA-Modellcontainments entwickelt. Anders als beim 3D-Modell wurde hier auch die Bewehrung eigenständig mit Truss-Elementen simuliert.

Abb. 6-13 zeigt das Modell. Wie in Abb. 6-1 zu sehen ist, sind im Inneren des MAEVA-Modellcontainments 4 Säulen angebracht, die ebenfalls mit Spannkabeln versehen sind und Bodenplatte und Deckel zusätzlich zusammendrücken. Im Scheibenmodell wird dies durch eine axiale Druckkraft am oberen Modellrand simuliert, die die Zugkraft durch den Innendruck teilweise kompensiert. Die Vorspannung der Spannkabel wird auch hier durch vorgegebene Anfangsdehnungen der betroffenen Truss-Elemente simuliert.

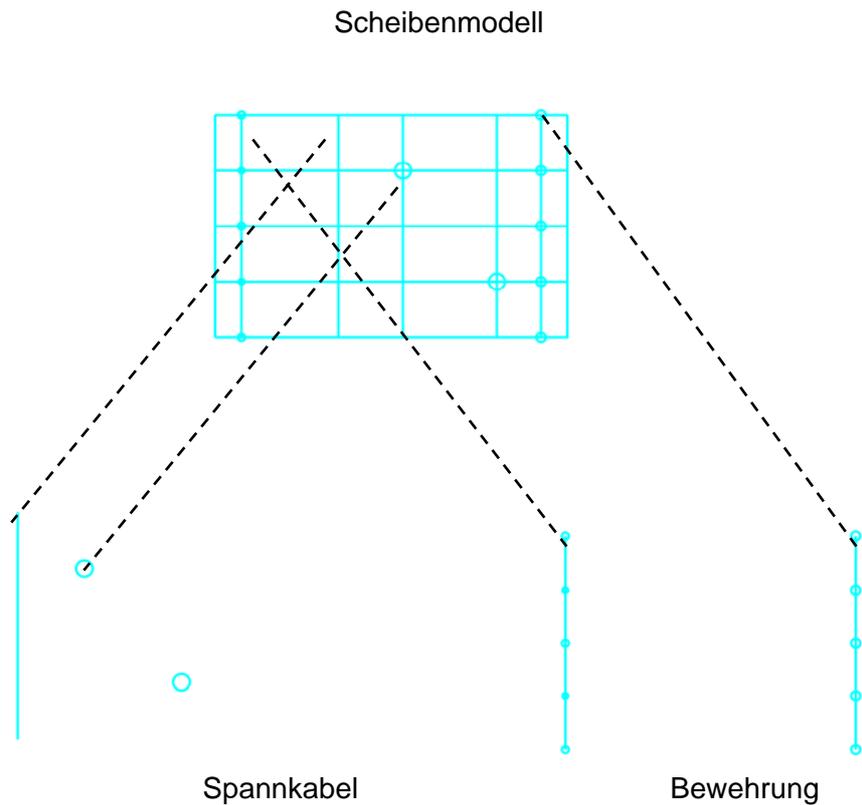
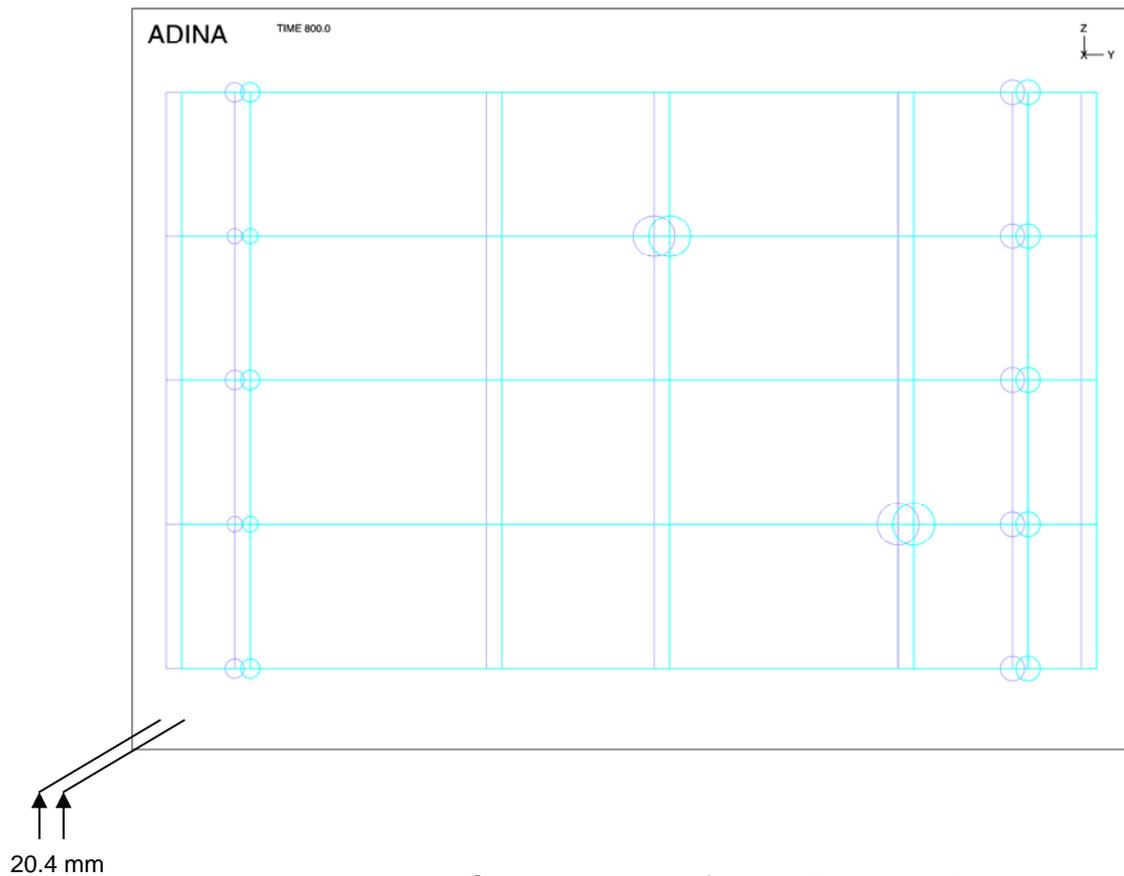


Abb. 6-13 Axialsymmetrisches Scheibenmodell für MAEVA-Modellcontainment, Ausschnitt aus zylindrischem Containmentteil

Einige exemplarische Resultate der Berechnung für den reinen Innendrucklastfall sind in den Abb. 6-14 bis 6-18 dargestellt.

Die Abbildungen 6-17 und 6-18 zeigen die Verteilung der Mikrorisse für 2 Innendruckwerte, wobei sich für die Rissverteilung hier kein Unterschied ergibt. Die roten Kreise sind Mikrorisse, die senkrecht zur Umfangsspannung liegen. Die Abbildungen 6-15 und 6-16 geben die Dehnungen senkrecht zu den Rissflächen wieder, die mit zunehmenden Druckwerten stark anwachsen.



Axialsymmetrisches Scheibenmodell für MAEVA-Modellcontainment, unverformt (lila) und verformtes (cyan) Modell bei 1.86 MPa Innendruck, Darstellungsfaktor für Verschiebungen 1

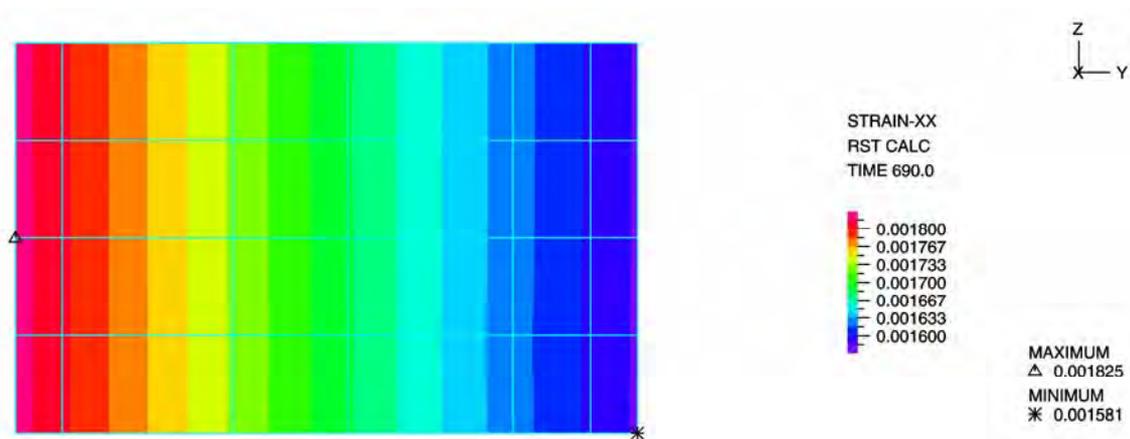


Abb. 6-15 Axialsymmetrisches Scheibenmodell für MAEVA-Modellcontainment, Umfangsdehnungen bei 1.38 MPa Innendruck

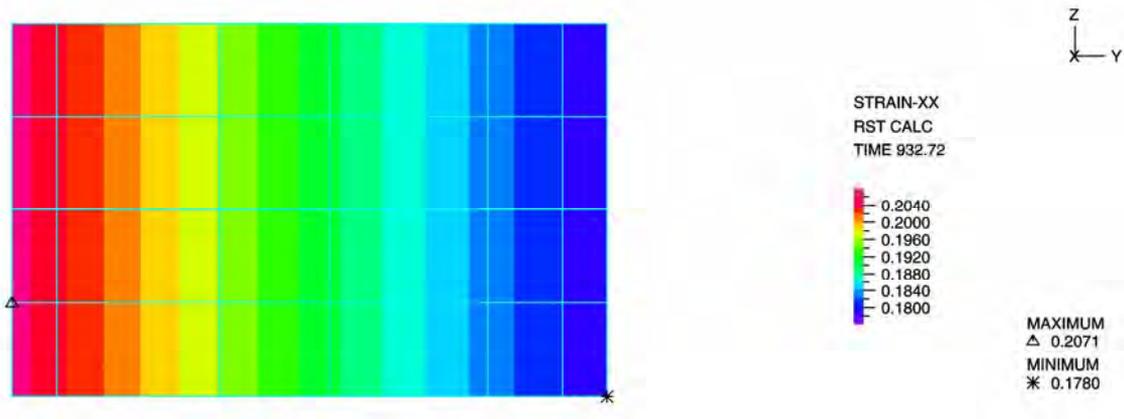


Abb. 6-16 Axialsymmetrisches Scheibenmodell für MAEVA-Modellcontainment, Umfangsdehnungen bei 1.86 MPa Innendruck (Ende der Berechnung)

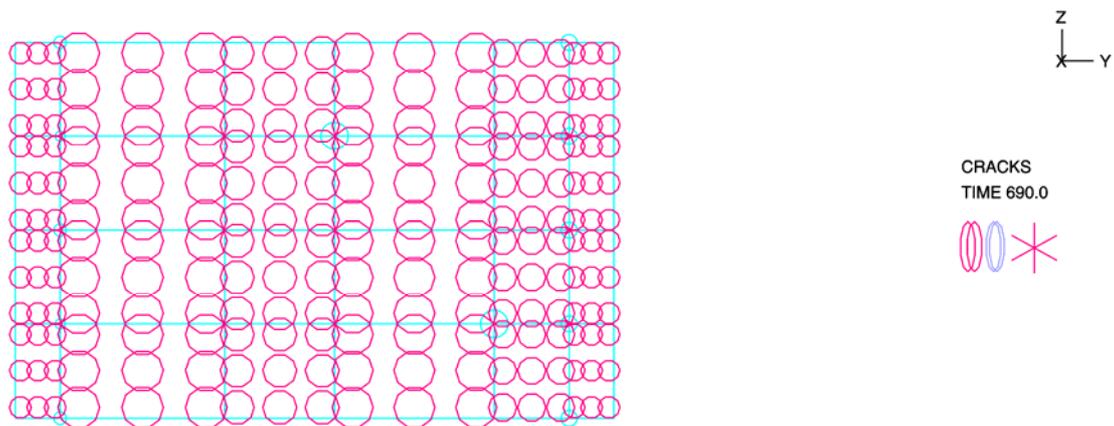


Abb. 6-17 Axialsymmetrisches Scheibenmodell für MAEVA-Modellcontainment, axiale Mikrorisse bei 1.38 MPa Innendruck

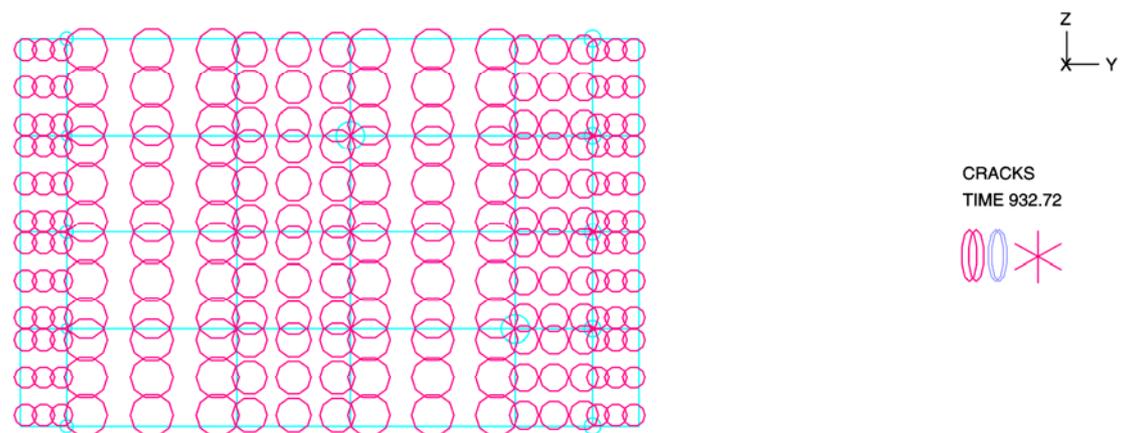


Abb. 6-18 Axialsymmetrisches Scheibenmodell für MAEVA-Modellcontainment, axiale Mikrorisse bei 1.86 MPa Innendruck

Die Mikrorissbildung bis zu wanddurchdringenden Rissen beginnt beim Scheibenmodell bei einem höheren Innendruckwert (1.38 MPa) als beim 3D-Modell (1.27 MPa). Der Unterschied ist vermutlich auf die zu starke Wirkung der Säulen in der Modellierung des Scheibenmodells zurückzuführen.

7 Ermittlung von Rissöffnungen

Während in den Analysen in den Kapiteln 4 bis 6 strukturmechanische Fragestellungen insbesondere bezüglich des Versagensverhaltens von Probekörpern und Containments einschließlich der Rissbildung im Beton im Vordergrund stehen, wird in diesem Kapitel die Abschätzung von Rissöffnungen im Beton behandelt.

Bei einem hypothetischen schweren Störfall in einem Kernkraftwerk können aufgrund des erhöhten Drucks und der höheren Temperatur im Containment Risse in der Containmentwand entstehen, die auch wanddurchdringend sein können und damit zur Ausströmung radioaktiver Substanzen führen können. Voraussetzung für die rechnerische Abschätzung von Ausströmraten ist die Kenntnis der Rissöffnung wanddurchdringender Risse.

Im Folgenden wird zunächst die Möglichkeit beschrieben, aus den Ergebnissen von Finite-Elemente-Rechnungen Rissöffnungen abzuleiten. Danach werden ingenieurtechnische Verfahren zur Abschätzung von Rissweiten erläutert.

7.1 Rissöffnungen aus FE-Ergebnissen

Wenn die maximale Hauptspannung in einem Integrationspunkt eines Betonelements den maximalen Zugspannungswert σ_t im Beton (vgl. Abb. 3-1) erreicht, bildet sich nach der "verschmierten" Rissmethode /ADI 06/ an diesem Punkt ein Mikroriss. Die Spannung normal zur Mikrorissfläche fällt danach charakterisiert durch die Größe ξ auf Null ab, während die Dehnungskomponente normal zur Rissfläche mit steigender Belastung weiter zunimmt. Aus der lokalen Dehnung ε lässt sich die lokale Rissöffnung δ an diesem Punkt berechnen nach /CUR 87/:

$$\delta = (\varepsilon - \varepsilon_t) \cdot l_e$$

Gemäß Abb. 3-1 ist dabei ε_t die zu σ_t gehörige Dehnung und l_e ist eine charakteristische Länge, die mit der Größe des betroffenen Finite-Elements zusammenhängt. Wenn die Bruchenergie von Beton G_f als Eingabegröße bei ADINA verwendet wird, dann lässt sich l_e aus der folgenden Beziehung berechnen /ADI 06/:

$$l_e = \frac{2 \cdot E_0 \cdot G_f}{\sigma_t^2 \cdot \xi}$$

Dabei ist E_0 der E-Modul von Beton im linearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Kurve und die Bedeutung von ξ ist aus Abb. 7-1 ersichtlich. Dieses zeigt die Umfangsspannung über der Umfangsdehnung für die Auswertung eines Betonpunktes für das SANDIA-Scheibenmodell für den Innendrucklastfall.

ξ lässt sich wie dargestellt aus dem Dehnungswert ermitteln, an dem die Normalspannung gerade auf Null abgefallen ist. ξ ist stark abhängig von der Netzfeinheit, d. h. kleine Elemente in einem Analysemodell führen zu großen ξ -Werten.

Im Weiteren werden ein Reihe von Auswertungen zur Ermittlung von Rissöffnungen für einige der in den Kapiteln 4 bis 6 beschriebenen Berechnungen vorgestellt.

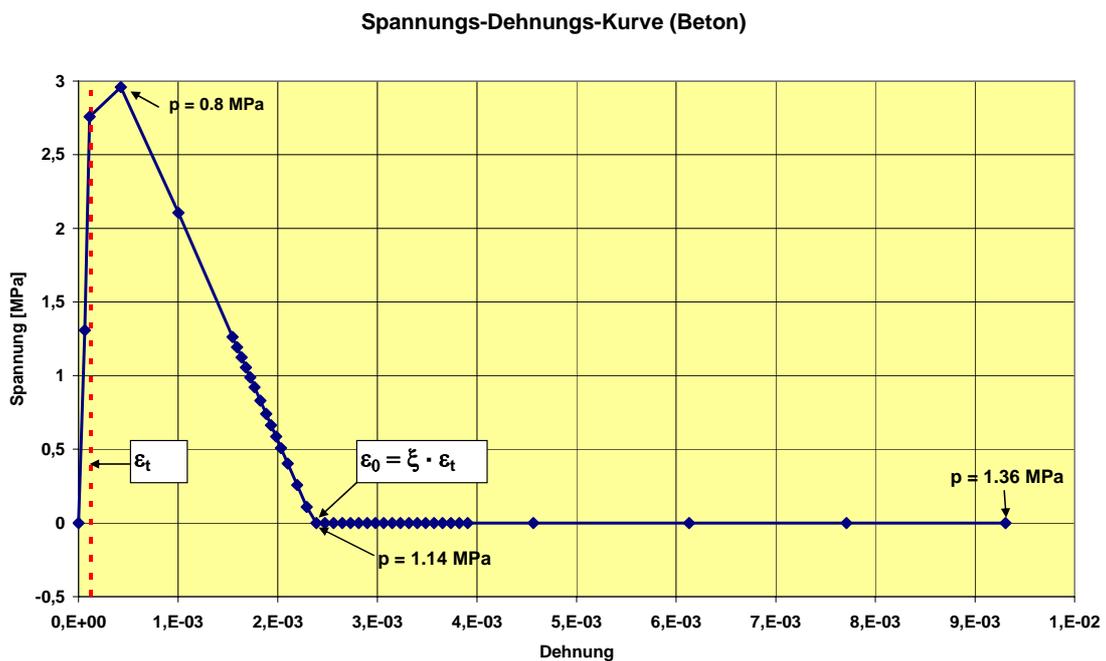


Abb. 7-1 Umfangsspannung als Funktion der Umfangsdehnung an einem Integrationspunkt nahe der Innenoberfläche, SANDIA-Scheibenmodell, nur Innendruck

7.1.1 Rissöffnungen beim SANDIA-Modellcontainment

Der größte Teil der Auswertungen zur Ermittlung von Rissöffnungen aus Finite-Elemente-Berechnungen wurde mit dem Scheibenmodell des SANDIA-Modellcontainments vorgenommen. Zu Vergleichszwecken wurde bei der Analyse mit dem 3D-Modell und Innendruckbelastung in einem Querschnitt im zylindrischen Teil (in etwa 6.5 m Höhe über der Fundamentplatte) im Bereich einer Symmetrieffläche des Modells durchgeführt. Dabei wurde eine Folge von Integrationspunkten längs eines Radiusstrahls durch die Wand im oberen Teil des Scheibenmodells bzw. des Ausschnitts im 3D-Modell ausgewertet. Dabei werden Risse betrachtet, die senkrecht zur Umfangsrichtung liegen.

Die Abb. 7-2 und 7-3 zeigen die berechneten Rissöffnungen durch die Wand für Berechnungen zur ISP-Phase 2 (nur Innendruckbelastung) für verschiedene Innendruckwerte.

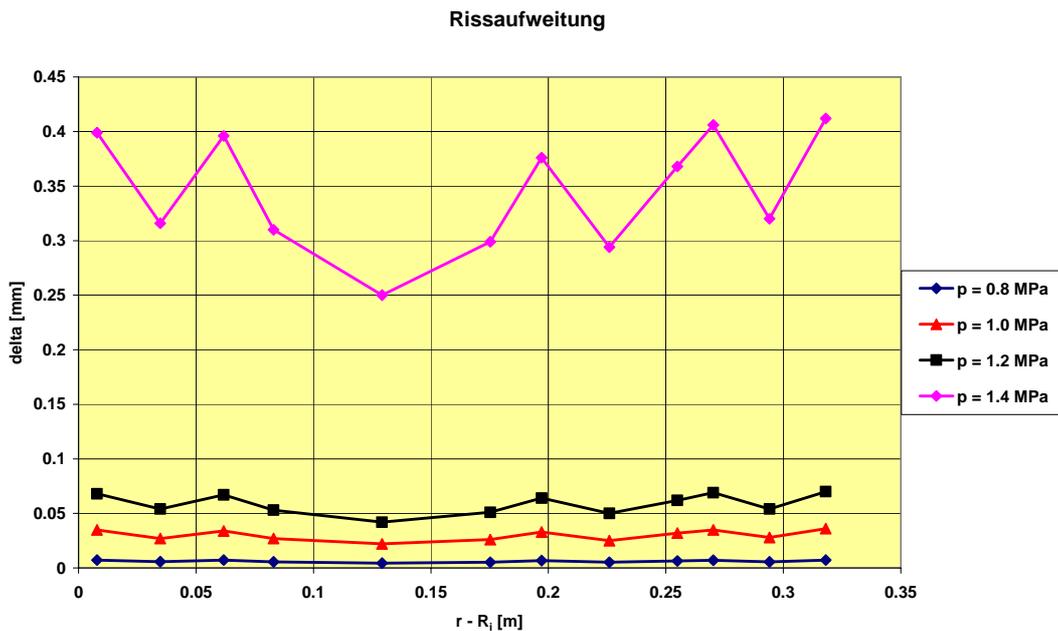


Abb. 7-2 Berechnete lokale Rissöffnungen über die Wanddicke, SANDIA-Scheibenmodell, nur Innendruck

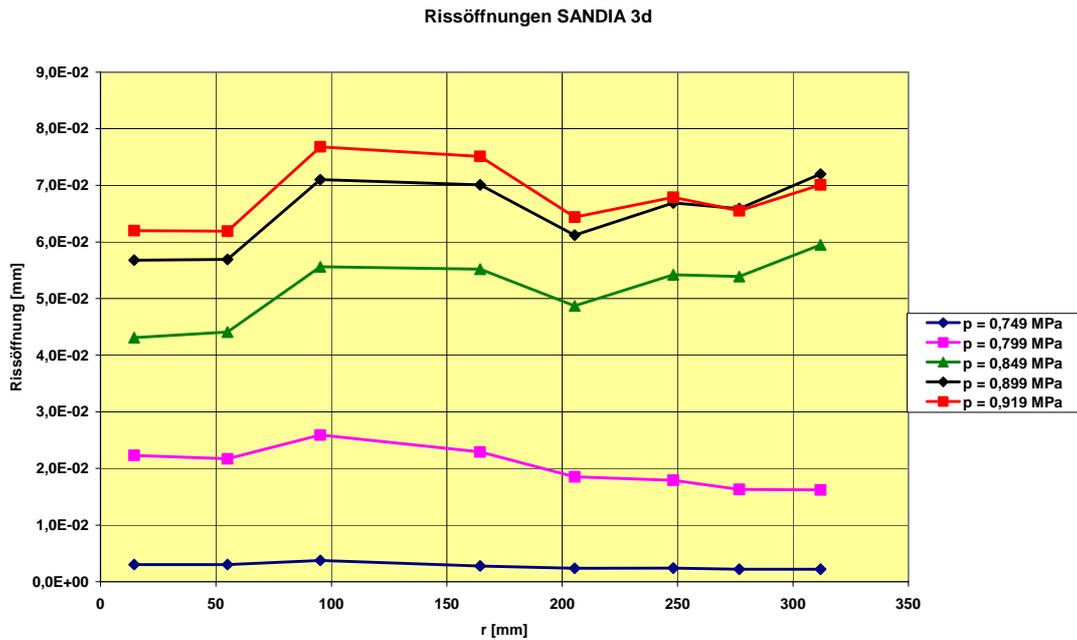


Abb. 7-3 Berechnete lokale Rissöffnungen über die Wanddicke, 3D-SANDIA-Modell, nur Innendruck

Als Beispiel für die Berechnungen mit überlagerter Innendruck- und Temperaturbelastung ist in Abb. 7-4 eine Auswertung einer Berechnung mit dem Scheibenmodell für den Fall 1 der ISP Phase 3.

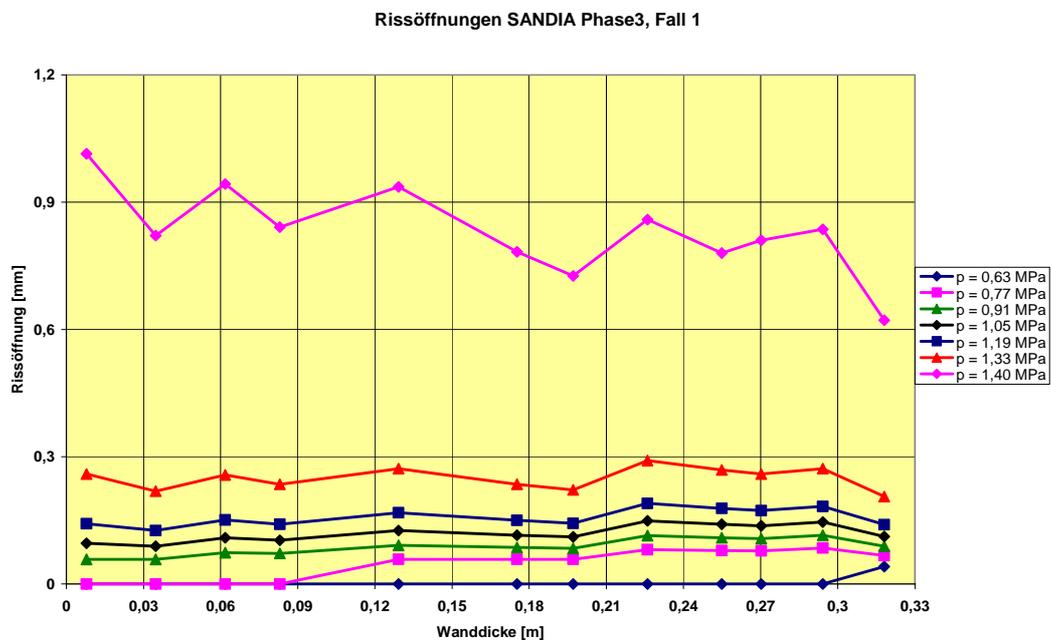


Abb. 7-4 Berechnete lokale Rissöffnungen über die Wanddicke, SANDIA-Scheibenmodell, Überlagerung von Innendruck und Temperatur, Fall 1, ISP Phase 3

Aufgrund der thermischen Zusatzspannungen erstreckt sich der Riss zunächst nur über einen Teil der Wand, wobei die Rissbildung gemäß der Spannungsverteilungen an der Außenoberfläche beginnt. Ab etwa 0.9 MPa Innendruck ist der Riss wanddurchdringend.

7.1.2 Rissöffnungen beim MAEVA-Modellcontainment

Zur Bestimmung von Rissöffnungen aus Berechnungen zum MAEVA-Modellcontainment wurden überwiegend Ergebnisse von Analysen mit dem 3D-Modell herangezogen. Lediglich eine Auswertung wurde mit dem Scheibenmodell für reine Innendruckbelastung vorgenommen. Wie bei den SANDIA-Beispielen wurden auch hier Integrationspunkte längs eines Radiusstrahls durch die Wand ausgewertet. Abb. 7-5 zeigt die Ergebnisse für das Scheibenmodell. Entsprechende Resultate für das 3D-Modell sind in den Abb. 7-6 und 7-7 gezeigt. Der eine betrachtete Querschnitt liegt dabei gegenüber der Durchführung (bei 180°), der zweite in der zwischen Durchführung und 180°-Querschnitt, wobei jeweils ein Radiusstrahl in mittlerer Höhe des Modells betrachtet wird.

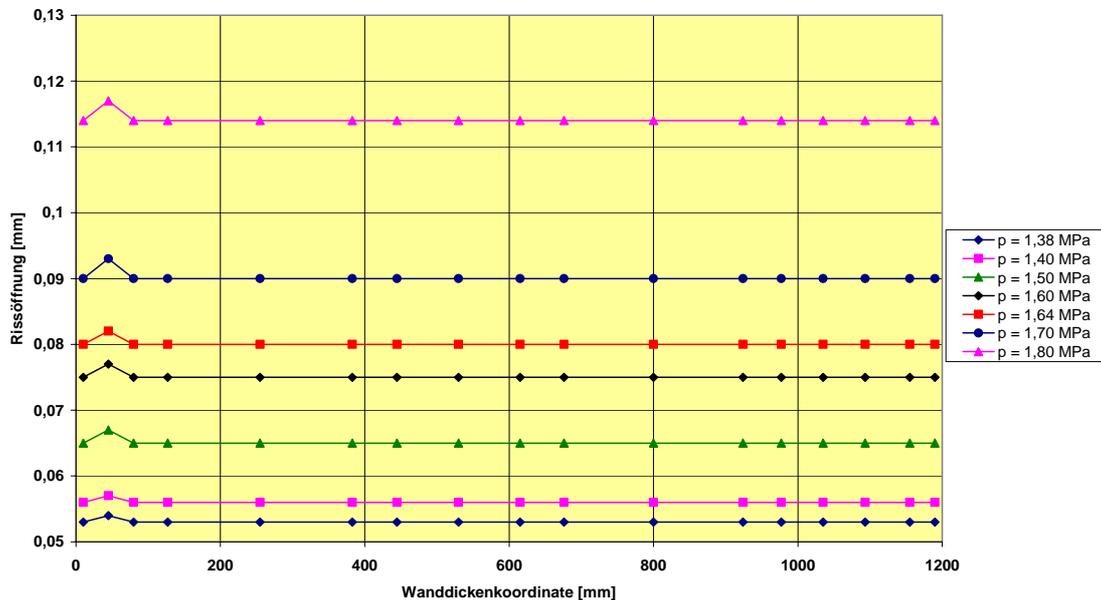


Abb. 7-5 Berechnete lokale Rissöffnungen über die Wanddicke, MAEVA-Scheibenmodell, nur Innendruck

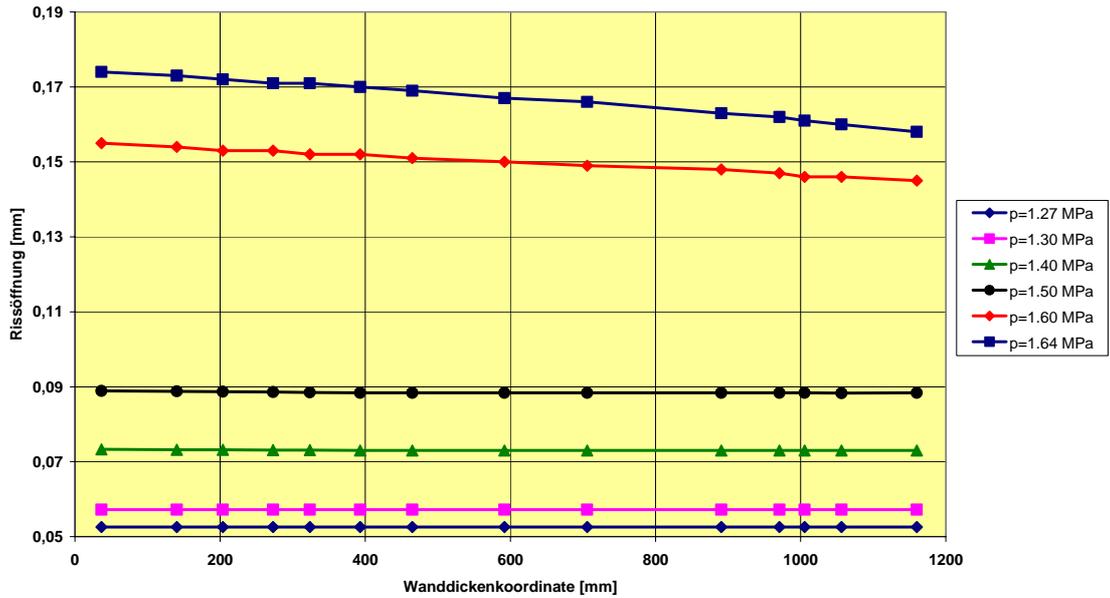


Abb. 7-6 Berechnete lokale Rissöffnungen über die Wanddicke, MAEVA-3D-Modell, nur Innendruck, Querschnitt bei 180° (gegenüber Durchführung)

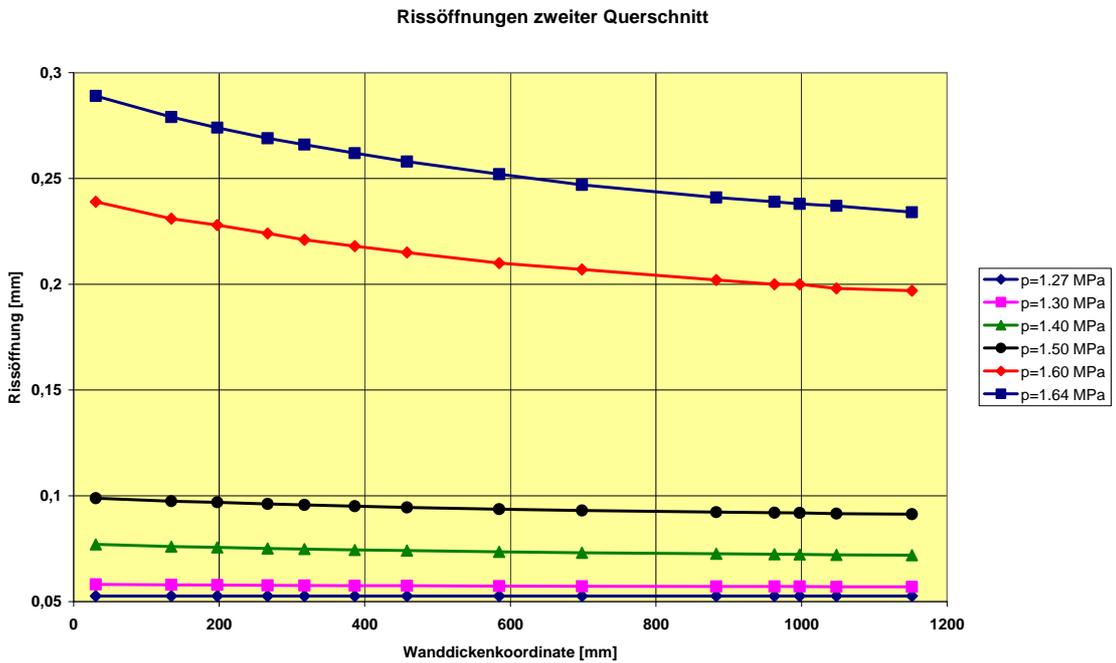


Abb. 7-7 Berechnete lokale Rissöffnungen über die Wanddicke, MAEVA-3D-Modell, nur Innendruck, Querschnitt bei 90°

Abb. 7-8 zeigt die Auswertung der Rissöffnung für die MAEVA-Berechnung mit Überlagerung von Innendruck und Temperatur (Versuchsphase 5) am Querschnitt bei 180°.

Durch die von Temperaturgradienten in der Wand verursachte Spannungsverteilung ergibt sich hier kein die Wand vollständig durchdringender Riss.

Die Mikrorissentstehung an den Gaußpunkten bedingt ein weiteres Problem bei der Ermittlung von Rissöffnungen aus Finite-Elemente-Berechnungen. Bei realen Bauteilen entstehen bei entsprechender Belastung eine Reihe makroskopischer Risse mit einem Abstand, der meist größer ist als der Gaußpunktabstand der Finite-Element-Modelle. Eine mögliche Vorgehensweise zur Zusammenfassung mehrerer Mikrorisse wird in Abschnitt 7.2 dargestellt.

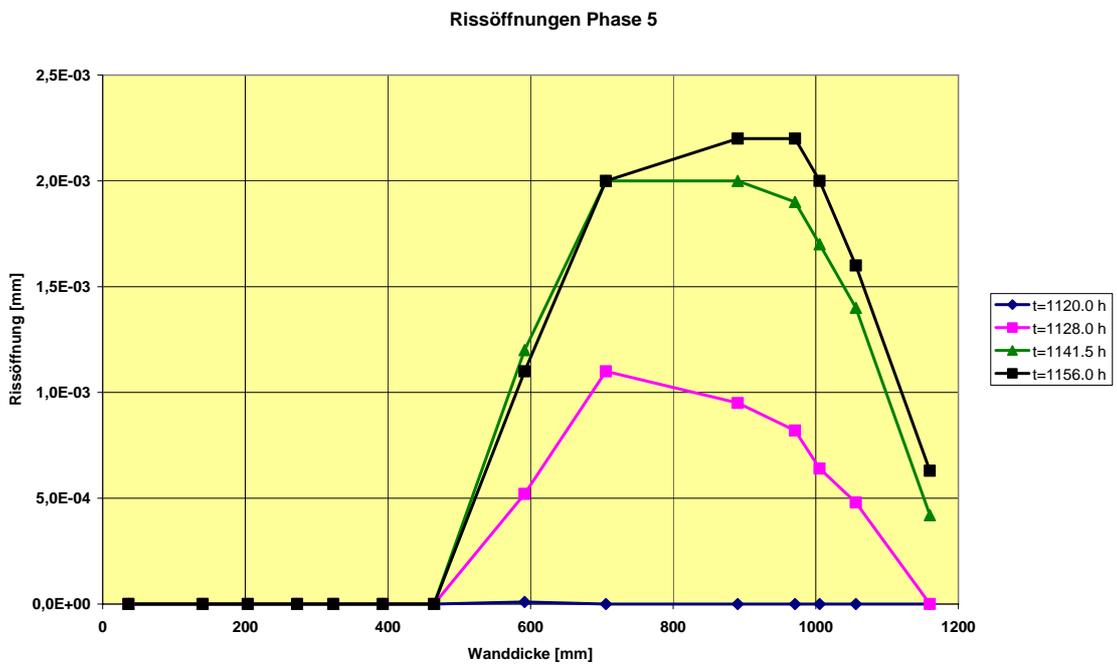


Abb. 7-8 Berechnete lokale Rissöffnungen über die Wanddicke, MAEVA-3D-Modell, Nachrechnung von Versuchsphase 5, Querschnitt bei 180° (gegenüber Durchführung)

7.2 Abschätzung der Rissöffnung mit vereinfachten Verfahren

In der einschlägigen Literatur finden sich vereinfachte Verfahren zur Abschätzung der Rissöffnung (Rissweite). Üblicherweise dienen diese Verfahren während der Auslegung von Stahl- oder Spannbetonbauwerken dazu sicherzustellen, dass eine bestimmte Rissöffnung nicht überschritten wird, um Korrosionsvorgänge am Stahl zu vermeiden. Einer Anwendung auf fertige Bauteile steht aber nichts im Wege, so lange die auftretenden Stahlspannungen elastisch bleiben. Im Folgenden werden zunächst die grundlegenden Formeln beschrieben, danach werden einige Anwendungen erläutert.

7.2.1 Berechnungsformeln

Die Grundlagen der Abschätzung sind in der DIN 1045 /DIN 88/ niedergelegt und werden hier entsprechend den Formulierungen in /KÖN 96/ beschrieben unter Verwendung einiger Hinweise in /BET 00/. Ergänzende Ausführungen zu diesem Thema finden sich z. B. in /DIN 92, SCH 96, RÖH 05 und MAU 05/. Vereinfachte Methoden zur Bestimmung der Rissöffnung sind sowohl für Stahlbeton- als auch für Spannbetonbauteile verfügbar. Im Folgenden werden zunächst die Berechnungsvorschriften für Spannbeton, danach die etwas einfacheren Formeln für Stahlbeton vorgestellt.

Für die Formeln werden eine Reihe von Abkürzungen für Geometrie- und Werkstoffdaten verwendet, die zunächst aufgelistet und erläutert werden.

β_{bZm} : mittlere zentrische Zugfestigkeit von Beton (entspricht σ_t in Finite-Elemente-Berechnungen, kann nach MC 90 /FIP 90/ aus der Druckfestigkeit f_{ck} des Betons berechnet werden mit $\beta_{bZm} = 1.4 \cdot (f_{ck}/10)^{0.67}$)

α_E = E_s/E_b , Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton

α_s Konstante für die Beschreibung des Verbundverhaltens von Stahl und Beton (hier = 0.3 nach Tabelle 2.1 aus /KÖN 96/, S. 10)

τ_{sm} mittlere Verbundspannung zur Beschreibung des Schlupfes zwischen Beton und Stahl (hier = $1.8 \cdot \beta_{bZm}$ nach /BET 00/)

$\mu_{tot} = (A_s + A_z) / A_{b,eff}$ mit A_s bzw. A_z Querschnittsfläche von Bewehrung bzw. Spannstahl und $A_{b,eff}$ gleich der effektiven Betonfläche

$\mu_w = (A_s + \xi_1^2 \cdot A_z) / A_{b,eff}$, wobei

$\xi_1 = \sqrt{(\xi \cdot d_s / d_z)}$, wobei d_s bzw. d_z die Durchmesser von Bewehrungs- bzw. Spannstahl sind und ξ das Verhältnis der Verbundspannungen von Bewehrung bzw. Spannstahl ist (hier = 0.5 nach Tabelle 3.1 aus /KÖN 96/, S. 22)

$\mu_{eff} = A_s / A_{b,eff}$

$\mu_{z,eff} = A_z / A_{b,eff}$

Die Rissöffnung w bei abgeschlossener Rissbildung ergibt sich dann zu /KÖN 96/:

$$w = \frac{\beta_{bZm}}{2 \cdot E_s \cdot \tau_{sm}} \cdot \frac{d_s}{\mu_w} \cdot \left(\sigma_s - \frac{\alpha_s \beta_{bZm}}{\mu_w} \cdot [1 + \alpha_E \cdot \mu_w] \right)$$

Hierbei berechnet sich die Spannung in der Bewehrung σ_s gemäß:

$$\sigma_s = \sigma_s^{II} + 0.6 \cdot \beta_{bZm} \cdot \left(\frac{1}{\mu_w} - \frac{1}{\mu_{tot}} \right)$$

σ_s^{II} ist dabei die Stahlspannung im "nackten" Zustand, d. h. ohne Betoneinfluss.

Eine für unsere Auswertungen wichtige Größe, der Rissabstand, kann ebenfalls mit Hilfe vereinfachter Methoden ermittelt werden. Unter dem Rissabstand l_{cs} versteht man dabei den mittleren Abstand (quer zur Rissfläche) der im realen Bauteil entstehenden makroskopischen Risse. Der Abstand berechnet sich aus:

$$l_{cs} = \frac{\beta_{bZm}}{4 \cdot \tau_{sm}} \cdot \frac{d_s}{\mu_{eff} + \xi_1^2 \cdot \mu_{z,eff}}$$

Während für den Rissabstand für Stahlbeton (schlaff bewehrt) ebenfalls obige Formel gilt (mit $\mu_{z,eff} = 0$), berechnet sich die Rissweite in diesem Fall aus:

$$w = \frac{\beta_{bZm}}{2 \cdot E_s \cdot \tau_{sm}} \cdot \frac{d_s}{\mu_{eff}} \cdot \left(\sigma_s - \frac{\alpha_s \beta_{bZm}}{\mu_{eff}} \cdot [1 + \alpha_E \cdot \mu_{eff}] \right)$$

Dabei ist in diesem Fall σ_s die unveränderte Stahlspannung in der Bewehrung.

7.2.2 Anwendungsbeispiele für vereinfachte Rissweitenermittlung

Für die in den Kapiteln 4 bis 6 beschriebenen Proben- und Containmentanalysen wurden auch einige Rissöffnungsabschätzungen mit den vereinfachten Verfahren durchgeführt. So weit möglich werden diese mit Auswertungen der Finite-Elemente-Rechnungen verglichen. Dabei sind die aus den vereinfachten Formeln abgeleiteten Abstände zwischen den makroskopischen Rissen im Allgemeinen verschieden von den Abständen der Gaußpunkte mit Mikrorissen in den 3D-Finite-Element-Modellen. Auch die berechneten charakteristischen Längen l_e der Finite-Elemente-Auswertung unterscheiden sich von den vereinfacht abgeschätzten Rissabständen. Zur Ermittlung "realitätsnaher" Rissanzahlen und Rissöffnungen besteht die Möglichkeit, mehrere Finite-Elemente-Mikrorisse zu einem Makroriss zusammenzufassen. Dabei können zur Ermittlung der Anzahl zusammenfassender Mikrorisse die Verhältnisse des vereinfacht bestimmten Abstands zum Abstand entsprechender Gaußpunkte in 3D-Finite-Element-Modellen bzw. zur charakteristischen Elementlänge verwendet werden.

7.2.2.1 Probekörper der Leckageversuche

Die experimentell bestimmten Rissweiten für die in Kapitel 4.1.1 beschriebenen Probekörper der Leckageversuche lassen sich mit den bisher durchgeführten Finite-Element-Berechnungen nicht zufrieden stellend simulieren. Daher werden die in Kapitel 7.2.1 beschriebenen vereinfachten Verfahren zur Ermittlung von Rissweiten eingesetzt.

Neben der Rissweite lässt sich mit den vereinfachten Formeln auch der Rissabstand bestimmen und zwar für Stahlbeton (schlaff bewehrt) ohne Vorspannung:

$$l_{cs} = \frac{\beta_{bZm}}{4 \cdot \tau_{sm}} \cdot \frac{d_s}{\mu_{eff}}$$

Die Rissweite berechnet sich in diesem Fall gemäß der Beziehungen für schlaff bewehrten Stahlbeton aus:

$$w = \frac{\beta_{bZm}}{2 \cdot E_s \cdot \tau_{sm}} \cdot \frac{d_s}{\mu_{eff}} \cdot \left(\sigma_s - \frac{\alpha_s \beta_{bZm}}{\mu_{eff}} \cdot [1 + \alpha_E \cdot \mu_{eff}] \right)$$

Die Größen sind in Kapitel 7.2.1 erläutert. Setzt man alle Zahlenwerte ein, so ergibt sich der Rissabstand zu etwa 315 mm. Für eine Längskraft von 6150 kN (für den Versuchskörper 1) ergibt sich eine Rissweite von 0.5 mm. Im Vergleich dazu ergab sich im Versuch ein mittlerer Rissabstand von 380 mm mit einer Aufweitung von im Mittel 0.24 mm. Mit den vereinfachten Abschätzungen wird also der Rissabstand um etwa 17 % unterschätzt und die Rissweite um etwa 100 % überschätzt.

7.2.2.2 Probekörper der Ausziehversuche

Analog zur Vorgehensweise in Kap. 7.2.2.1 werden die in Kapitel 7.2.1 beschriebenen vereinfachten Verfahren zur Ermittlung von Rissweiten und Rissabständen eingesetzt.

Dabei ergibt sich der Rissabstand zu 138 mm. Für Längskräfte von 200, 300 und 400 kN ergeben sich Rissweiten von 0.4, 0.7 und 0.95 mm, was sich - wie in Abb. 7-9 gezeigt - gut in die Bandbreite der experimentellen Werte einfügt. Beim Wert für 400 kN Längskraft ist zu berücksichtigen, dass die eingesetzte Stahlspannung knapp über der Streckgrenze liegt und damit der Anwendungsbereich der vereinfachten Abschätzung überschritten wird. Eine gewisse Unsicherheit entsteht hier dadurch, dass durch die eingebrachten Kerben der Rissabstand zu 115 mm vorgegeben ist. Die Abweichung vom berechneten Wert beträgt etwa 20 %.

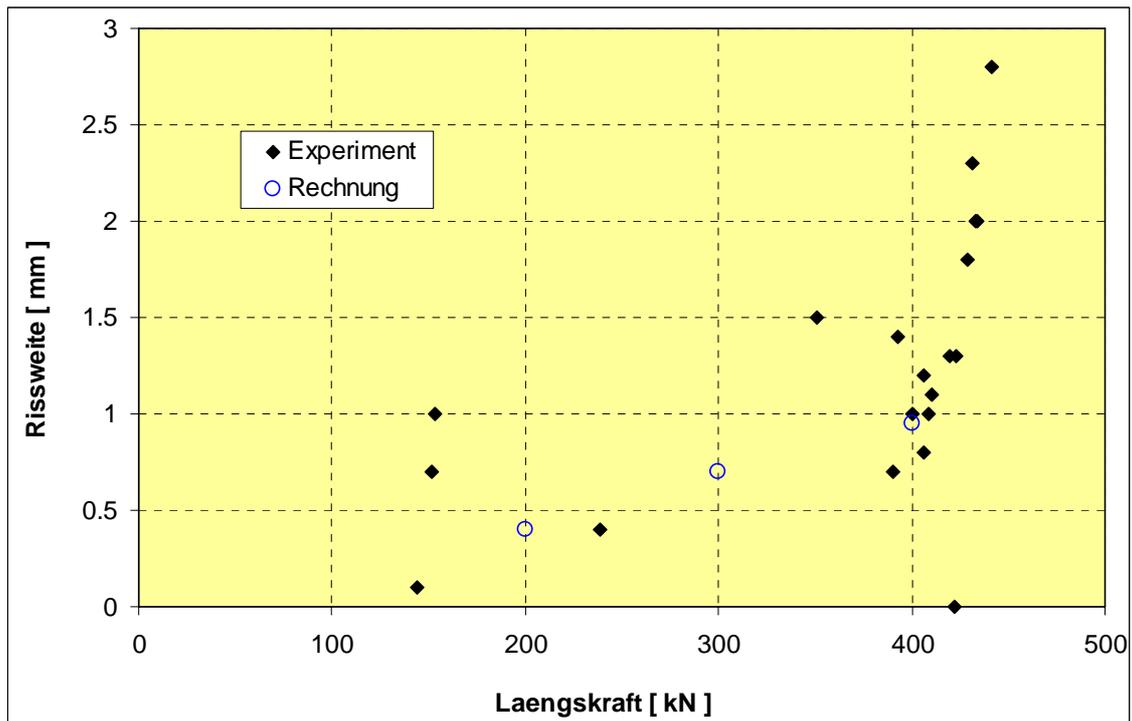


Abb. 7-9 Rissweite als Funktion der Längskraft, experimentelle Ergebnisse und vereinfacht berechnete Werte

7.2.2.3 SANDIA-Modellcontainment

Hierzu wurde das SANDIA-Scheibenmodell in Bezug auf Geometrie und Stahlspannung in den Umfangsbewehrungsstäben für den Innendrucklastfall und für den Fall 1 der überlagerten Temperatur- und Innendruckbelastung (vgl. Kapitel 7.1.2) verwendet. Mit den Werten $\xi = 0.5$ und $\alpha_s = 0.3$ und den Beziehungen aus Kapitel 7.2.1 ergibt sich der Rissabstand zu 169 mm. Ergebnisse der berechneten Rissöffnungen sind in Tab. 7-1 für den Innendruckfall und Tab. 7-2 für die überlagerte Temperatur- und Innendruckbelastung dargestellt.

Für den kombinierten Temperatur- und Druckfall wurden dafür die berechneten Spannungen der inneren bzw. äußeren Umfangsbewehrung jeweils separat für die vereinfachte Auswertung benutzt.

Tab. 7-1 Rissöffnungen für den Innendruckfall

Innendruck [MPa]	w_{\max} [mm]	w_{FE} [mm]
0.8	0.06	0.05
0.9	0.25	0.14
1.0	0.43	0.23
1.05	0.51	0.27
1.1	0.59	0.31

Tab. 7-2 Rissöffnungen für den Überlagerungsfall

Innendruck [MPa]	wmax [mm] innen	wmax [mm] außen
0.63	0.03	0.17
0.77	0.12	0.38
0.91	0.29	0.55
0.98	0.37	0.60

In Tab. 7-1 sind auch Rissöffnungswerte aus der Finite-Elemente-Analyse wiedergegeben. Zur Umrechnung der Werte aus Abb. 7-2 auf dem vereinfachten Verfahren vergleichbare Größen wurden die Finite-Elemente-Werte zunächst über die Wanddicke gemittelt. Außerdem wurde auch die charakteristische Länge gemittelt. Die Mittelwerte der Rissöffnung aus der Finite-Elemente-Auswertung wurden dann mit dem Quotienten aus dem Rissabstand nach der vereinfachten Methode und der mittleren charakteristischen Länge multipliziert. Die so generierten Werte liegen wie Tabelle 7-1 zeigt jeweils deutlich unter den Werten der vereinfachten Methode.

Für den Überlagerungsfall wird eine grafische Darstellung der Rissöffnungen in Abb. 7-10 gezeigt.

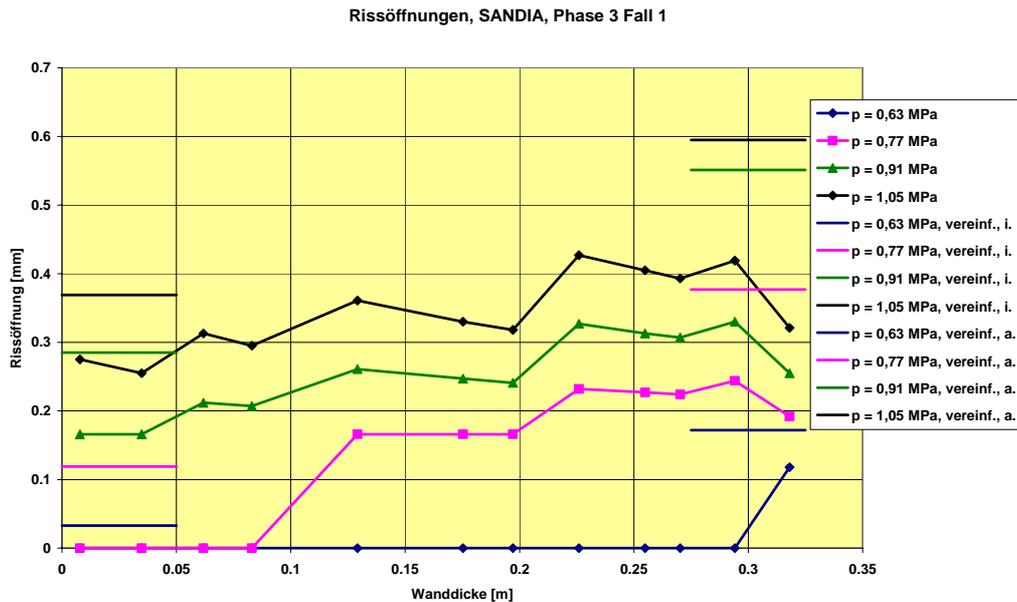


Abb. 7-10 Umgerechnete Rissöffnungen über die Wanddicke, SANDIA-Scheibenmodell, Überlagerung von Innendruck und Temperatur, Fall 1, ISP Phase 3, Vergleich mit Ergebnissen der vereinfachten Methode (innen und außen)

Die Abbildung zeigt, dass auch mit vereinfachter Rechnung die aufgrund des Temperatureinflusses innen und außen unterschiedlichen Öffnungen qualitativ richtig ermittelt werden. Auch hier liegen die vereinfacht ermittelten Werte jeweils deutlich über den Auswertungen der Finite-Elemente-Berechnung.

Eine weitere Auswertung zum SANDIA-Modellcontainment erfolgte für das 3D-Modell unter Innendruckbelastung (vgl. Abb. 7.1-3). In dem ausgewerteten Modellausschnitt stimmen die Bewehrungsdaten nicht ganz mit denen im Scheibenmodell überein, so dass sich mit 196 mm ein etwas anderer Rissabstand ergibt. Die aufgrund der Bewehrungsunterschiede ebenfalls etwas größeren Rissöffnungen sind in Tab. 7-3 zusammengestellt.

Tab. 7-3 Rissöffnungen für den Innendruckfall, SANDIA-3D-Modell

Innendruck [MPa]	w_{\max} [mm]	$w_{FE}^{(1)}$ [mm]	$w_{FE}^{(2)}$ [mm]
0.749	< 0.01	0.01	0.01
0.799	0.14	0.08	0.07
0.849	0.32	0.21	0.19
0.899	0.41	0.27	0.19
0.919	0.45	0.28	0.24

Die Finite-Elemente-Rissöffnung mit dem Index (1) berechnet sich dabei so, dass die betroffenen Gaußpunkte des 3D-Modells für eine Umfangserstreckung von 196 mm (entsprechend dem Rissabstand nach dem vereinfachten Verfahren) zu einem Riss zusammengefasst werden. Das Ergebnis (2) wird mit dem bereits vorher für die axial-symmetrischen Modelle verwendeten Verfahren über die charakteristische Elementlänge bestimmt. Mit Ausnahme der Werte bei 0.749 MPa Innendruck liegen auch hier die Finite-Elemente-Ergebnisse unter den Resultaten der vereinfachten Methode.

7.2.2.4 Vereinfachte Rissweitenermittlung für das MAEVA-Modellcontainment

Für das MAEVA-Modellcontainment wurde lediglich für das Scheibenmodell eine vereinfachte Auswertung durchgeführt. Dabei ergaben sich für den Rissabstand der Wert 472 mm und für die Rissöffnungen die in Tab. 7-4 zusammengestellten Resultate.

Tab. 7-4 Rissöffnungen für den Innendruckfall, MAEVA-Scheibenmodell

Innendruck [MPa]	w_{\max} [mm]	w_{FE} [mm]
1.38	1.44	0.75
1.40	1.53	0.80
1.50	1.82	0.92
1.60	2.10	1.07

Wie bei den anderen Vergleichen liegen auch hier die aus Finite-Element-Analysen ermittelten Rissöffnungen unter den Resultaten der vereinfachten Methode.

8 Zusammenfassung

Im Hinblick auf den hohen Stellenwert der Integrität von Sicherheitsbehältern zur Einhaltung von Schutzziele in kerntechnischen Anlagen kommt der wissenschaftlichen Absicherung der für den Nachweis der Integrität und Dichtheit eingesetzten Methoden, Verfahren und Prüfungen eine besondere Bedeutung zu. Im Rahmen des Vorhabens RS 1154 wurde im Zusammenhang mit bereits durchgeführten Großversuchen die strukturmechanische Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität von Behälterstrukturen aus vorgespanntem Stahlbeton validiert und weiterentwickelt. Dabei wurde durch Analysen zu Versuchen die Aussagegenauigkeit der Analysemethodik bezüglich der Simulation des Verformungsverhaltens von Betonstrukturen unter Berücksichtigung von Vorspannung und Bewehrung sowie die Voraussetzungen für eine Leckratenberechnung verbessert.

Am SANDIA National Laboratory in Albuquerque (USA) wurde im Rahmen eines Großversuchs das Versagensverhalten eines vorgespannten DWR-Modellcontainments im Maßstab 1:4 mit metallischem Liner untersucht. Begleitend zum Experiment wurden von verschiedenen Institutionen Berechnungen durchgeführt sowie im Nachgang zum Versuch ein Internationales Standardproblem (ISP 48) definiert. Dieses sollte die Möglichkeit bieten, den derzeitigen Entwicklungsstand der Berechnungsverfahren für vorgespannte Stahlbetonbehälter zu demonstrieren, insbesondere im Hinblick auf das Versagensverhalten von Liner und Beton unter Berücksichtigung der Rissbildung. An den Vergleichsanalysen hat sich die GRS mit eigenen strukturmechanischen Berechnungen beteiligt. Ausgewählte Ergebnisse der durchgeführten Arbeiten sind im Kapitel 5 beschrieben. National und international wurden die erzielten Ergebnisse auf verschiedenen Konferenzen präsentiert und publiziert /GRS 04a-d, GRE 05a-c/.

Für die Analysen wurden rotationssymmetrische und dreidimensionale Finite-Elemente-Modelle entwickelt, mit denen das Verhalten des ungestörten Bereichs des Modellcontainments simuliert wurde. Die Modelle bestehen aus Kontinuums-elementen für den Beton und den innen liegenden metallischen Liner. Die Bewehrungsstähle und die Spannkabel werden mit Stabelementen nachgebildet.

Für den Liner, die Bewehrungselemente und die Spannkabel wurden elasto-plastische Materialmodelle benutzt. Die Entwicklung der Analysemodelle sowie die Berechnungen wurden mit dem Finite-Elemente-Programmsystem ADINA /ADI 06/ durchgeführt. Mit dem verfügbaren Beton-Materialmodell kann die Bildung von Mikrorissen bei Über-

schreiten der kritischen Zugspannung sowie die Schädigung des Betons im Druckbereich simuliert werden. Die erforderlichen Materialdaten für die eingesetzten Materialmodelle wurden aus /HES 03/ abgeleitet.

Die Vorspannung der Spannkabel wurde als Anfangsdehnung der entsprechenden Stabelemente definiert. Die Analysemodelle wurden im Rahmen der Aufgaben des ISP 48 durch Innendruck bzw. durch Innendruck und überlagerte Temperaturverteilungen beansprucht.

Grundlage der Vergleichsanalysen mit Innendruckbelastung ist dabei der sog. Limit-State-Test, der bei einem Innendruck von 1.3 MPa (entsprechend etwa 3.3-facher Auslegungsdruk) aufgrund von Leckraten oberhalb der versuchstechnisch möglichen Überspeisungsrate abgebrochen wurde. Grund für die erhöhten Leckraten waren Rissbildungen im Liner und im Beton. In einer weiteren Versuchsphase wurde das vorgeschädigte Modellcontainment durch Aufbringen eines Kunststoffliners wieder abgedichtet, zu etwa 97 % mit Wasser gefüllt und dann der Innendruck bis zum Strukturversagen erhöht. Bei einem Innendruck von etwa 1.33 MPa begann das Versagen durch Reißen einzelner Spannkabel in Umfangsrichtung. Beim Innendruck von 1.42 MPa (entsprechend 3.63-facher Auslegungsdruk) versagte das Modellcontainment durch großflächiges axiales Aufreißen.

Ein Vergleich zwischen Messwerten und Rechenergebnissen wurde beispielhaft an einer Position im zylindrischen Modellteil (Höhenposition 6.2 m über Fundamentplatte) vorgenommen. Hierzu werden Verläufe der horizontalen (radialen) Verschiebung an der Modellinnenoberfläche für den Innendruckfall dargestellt. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Auch das lokale Dehnungsverhalten im Liner, an den Bewehrungsstäben, den Spannkabeln und im Beton kann mit den Analysemodellen im zylindrischen Bereich zufrieden stellend simuliert werden. Die Simulation des Strukturverhaltens im Dom-Bereich ist insbesondere wegen der komplexen Anordnung der Spannkabel nur mit dem 3D-Modell zufrieden stellend.

Die Analysen für Innendruckbelastung zeigen, dass die ersten Mikrorisse im Beton mit Rissflächen senkrecht zur Umfangsrichtung bei etwa 0.74 MPa (entsprechend etwa 1.9-fachem Auslegungsdruk) auftreten und ab etwa 0.9 MPa (entsprechend etwa 2.3-fachem Auslegungsdruk) in größerem Maße Mikrorisse in den anderen Richtungen entstehen. Bei Höchstlast weist der Beton fast durchgängig Mikrorisse auf, die zu Leckagen führen. Im Bereich 0.6 MPa bis 0.8 MPa treten größere Abweichungen zwi-

schen den berechneten und den experimentellen Ergebnissen auf, die auf eine zu starke Kopplung zwischen Beton und Stahl bei den Berechnungen zurückgeführt werden können. Die Berechnungen unterschätzen in diesem Druckbereich z. B. die radiale Verformung. Eine Verbesserung in der Simulation des Verbundes zwischen Beton und Stahlkomponenten ist insbesondere zur Berechnung von Rissöffnungen erforderlich.

Die im Rahmen des ISP 48 von verschiedenen Organisationen mit verschiedenen Analysemodellen und Rechenprogrammen durchgeführten Vergleichsanalysen zeigen, dass die Übereinstimmung der Ergebnisse weit weg von Durchdringungen bis etwa zum 1.5-fachen Auslegungsdruck (~ 0.6 MPa) zufriedenstellend ist. Die Unterschiede zwischen den Analyseergebnissen sowie zum Experiment für Drücke oberhalb 0.6 MPa sind auf die unterschiedlichen Ansätze zur Simulation des nicht-linearen Werkstoffverhaltens der Stahlkomponenten und des Betons einschließlich der Rissbildung im Beton zurückzuführen. Ein Versagen des Modellcontainments im ungestörten Bereich weit weg von Wanddurchdringungen ist am Ende der ersten Versuchsphase bei 1.3 MPa noch nicht zu erwarten, da die auftretenden Dehnungen im Liner sowie in den Bewehrungsstäben und Spannkabeln zwar in einigen Bereichen plastische Anteile ausweisen, aber noch unterhalb kritischer Werte liegen. Es wurde begonnen, Modelle zu entwickeln mit denen das Verhalten im Bereich von Störstellen in Form von Wanddurchdringungen untersucht werden kann.

Zusätzlich wurde das Verhalten des Modellcontainments unter thermo-mechanischen Belastungen infolge simultaner Erhöhung von Temperatur und Druck im Inneren des Modellcontainments gemäß den Zustandsgrößen von gesättigtem Dampf sowie einem postulierten schweren Störfall (Ausfall der Stromversorgung mit Wasserstoffverbrennung nach 4.5 h) simuliert. Dabei wurde für die Wasserstoffverbrennung ein Druck- und Temperaturpeak mit den Spitzenwerten 0.8 MPa und 615°C bei einer Anstiegszeit von etwa 1 min angenommen. Im Vergleich zum reinen Innendrucklastfall bewirkt der Temperaturgradient, dass z. B. die radialen Verschiebungen im zylindrischen Bereich bei gleichem Druck größer sind. Dehnungen im Liner sowie in Bewehrungsstäben und im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberflächen zeigen deutliche Unterschiede zum reinen Innendrucklastfall, während die Spannkabel nahe der Wandmitte keinen wesentlichen Unterschied zeigen. Daher wird der Versagensdruck der Spannkabel, bei dem das Modellcontainment global versagt, durch den thermischen Gradienten nicht wesentlich verändert. Demgegenüber hat der thermische Gradient starken Einfluss auf die Schädigung im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberfläche sowie im Liner.

Weiterhin wurden mit Hilfe des standardmäßig im Finite-Element-Programm ADINA enthaltenen Betonmodells Berechnungen zu Experimenten an plattenförmigen Probekörpern aus vorgespanntem Stahlbeton durchgeführt. Die Versuche hatten zum einen das Ziel, Leckraten durch Risse in den Probekörpern zu ermitteln (Leckageversuche). Zum anderen sollte das Verbundverhalten von Stahl und Beton experimentell quantifiziert werden (Ausziehversuche). Bei den Berechnungen stand die Rissbildung und die Abschätzung von Rissweiten im Vordergrund. Dazu wurden zwei- und dreidimensionale Analysemodelle entwickelt, mit denen Parameterstudien bezüglich des Einflusses der Materialdaten und verschiedener Berechnungsparameter durchgeführt wurden. Bei den meisten Analysen wurde eine feste Kopplung zwischen den jeweiligen Bewehrungselementen und Betonelementen vorgenommen. Darüber hinaus wurden die Berechnungen mit einer orthotropen Übergangsschicht zwischen Beton und Bewehrungsstab sowie Analysen mit Modellen, die die Rippen der Bewehrungsstäbe enthalten, durchgeführt. Dabei bleibt festzuhalten, dass es mit den bisher entwickelten Analysemodellen nicht gelang, die Phase der Rissbildung zufrieden stellend zu simulieren. Modellverbesserungen sind für eine zuverlässige Abschätzung von Lecköffnungen und somit Leckraten und somit zur Bestimmung der Dichtheit von Containmentstrukturen erforderlich. Zur Verbesserung der Analysemethodik ist aus unserer Sicht sowohl der Einsatz spezieller, auf Basis geeigneter experimenteller Untersuchungen zu entwickelnder, Verbundelemente für den Kontakt zwischen Stahl und Beton als auch die Verwendung stochastisch verteilter Materialwerte für Beton notwendig.

In den zuvor beschriebenen Analysen wurden methodische Vorgehensweisen für strukturmechanische Fragestellungen zum Versagensverhalten von Probekörpern sowie eines Modellcontainments einschließlich der Rissbildung im Beton bereitgestellt und erprobt.

Bei einem hypothetischen schweren Störfall in einem Kernkraftwerk können aufgrund des erhöhten Drucks und der höheren Temperatur im Containment Risse in der Containmentwand entstehen, die auch wanddurchdringend sein können und damit zur Ausströmung radioaktiver Substanzen führen können. Voraussetzung für die rechnerische Abschätzung von Ausströmraten ist die Kenntnis der Rissöffnung wanddurchdringender Risse.

Daher wurde begonnen, Methoden zur Ermittlung von Rissweiten bzw. Leckflächen als strukturmechanische Randbedingung für Leckratenberechnungen bereitzustellen und zu erproben. Dabei wurde eine Methode zur Rissweitenbestimmung aus FE-Resultaten

sowie ingenieurtechnische Abschätzungsverfahren bereitgestellt und an den betrachteten Modellcontainments und Probekörpern erprobt. In diesem Zusammenhang wurden die mit vereinfachten Verfahren ermittelten Abstände makroskopischer Risse zur Bewertung der FE-Resultate für verschmierte Risse verwendet.

Vergleiche der Rissweiten aus FE-Ergebnissen und der Anwendung ingenieurtechnischer Verfahren zeigen eine zufrieden stellende Übereinstimmung. In allen betrachteten Fällen liefert die FE-Auswertung kleinere Rissweiten als die ingenieurtechnische Abschätzung. Eine Validierung der Methoden durch Vergleich mit gemessenen Werten steht noch aus, weil in den meisten der hier betrachteten Versuche, die Rissweitenbestimmung nicht vorgesehen war.

Basierend auf den im Rahmen des Vorhabens RS 1093 durchgeführten Voraussrechnungen zu den Versuchen am MAEVA-Modellcontainment wurden ergänzende Berechnungen durchgeführt. Hierzu wurden sowohl 3D-Modelle eines Viertels des Modellcontainments als auch axialsymmetrische Ausschnittsmodelle des zylindrischen Teils eingesetzt. Neben reiner Innendruckbelastung wurde auch eine im Versuch untersuchte Belastungstransiente mit zusätzlicher Temperaturlast betrachtet. Für den Innendrucklastfall ergaben sich auch hier wanddurchdringende Risse in einer Richtung senkrecht zur Umfangsrichtung, für die Rissweiten ausgewertet wurden. Bei der überlagerten Belastung ergaben sich nur im äußeren Wandbereich Risse.

9 Literatur und Quellen

- /ADI 06/ AUI: ADINA User Interface, Version 8.4, 2006
with ADINA - A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA-T - for the heat transfer of solids, ADINA-F - for compressible and incompressible fluids, ADINA-FSI - for fully coupled analysis of fluid flow with structural interaction, ADINA-IN/Plot - for pre- and post processing
- /AKK 00/ Akkermann, J.:
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. Dissertation, Karlsruhe, 2000
- /BAC 88/ Bachmann, P. et al.:
Analyse zur Bestimmung des Versagensdruckes und des Versagensverhaltens eines Stahlbetoncontainments im Maßstab 1:6 (Vorausberechnungen). GRS-A-1415, 1988
- /BAC 89/ Bachmann, P. et al.:
Versagensanalyse eines Stahlbeton-Containment-Modells mit Liner im Maßstab 1:6 unter Hochdruckbelastung (Berechnungen nach Versuchsdurchführung)
Abschlussbericht des Vorhabens RS 783, GRS-A-1536, 1989
- /BEL 94/ Belarbi, A., Hsu, T.T.C.:
Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete. ACI Structural Journal, 1994, 465-474
- /BET 00/ Betonkalender 2000. Ernst & Sohn, 2000
- /BRA 88/ Brameshuber W.:
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Dissertation 1988
- /CES 00/ Containment Evaluation under Severe Accident - CESA. Final Report, EC Contract No. FI4S CT96-0029, 2000

- /CHO 05/ Choun, Y.-S., Cho, N.-S., Seo, J.-M.:
Experimental studies on the failure behaviors of a prestressed concrete containment building. In: NEA/CSNI/R(2005)7, pp. 309-326
- /CUR 87/ Curbach, M.:
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1987
- /DAM 95/ Dameron, R.A. et al.:
Leak Area and Leakage Rate Prediction for Probabilistic Risk Assessment of Concrete Containments Under Severe Core Conditions. Nuclear Engineering and Design 156, 1995, 173-179
- /DAM 97/ Dameron R.A., Rashid Y.R., Luk V.K., Hessheimer M.F.:
Preliminary analysis of a 1:4 scale prestressed concrete containment model, Transactions of the 14th Intern. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 14), Lyon, Vol. 5, pp 89-96, 1997
- /DAM 04/ Dameron, R.A. et al.:
Analysis of a 1:4-Scale Prestressed Concrete Containment Model and Post-test Analytical Studies of Tendon Friction. In: NEA/CSNI/R(2004)11, pp. 369-434
- /DAM 04a/ Dameron, R.A. et al.:
Analysis of Axisymmetric Prestressed Concrete Containment Vessel (PCCV) Including Thermal Effects. DEA-Report for ISP-participants, August 2004
- /DIN 88/ DIN 1045 - Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V., 1988
- /DIN 92/ DIN V ENV 1992 - Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil1. Deutsches Institut für Normung e.V., 1992
- /EIB 86/ Eibl, J. et al.:
Test Report, Reinforced Concrete Elements Subjected to Uniaxial and Biaxial Direct Tension, Universität Karlsruhe, 1986

- /EIB 88/ Eibl, J., et al.:
Verbundverhalten gerader Bewehrungsstäbe im in Querrichtung auf Zug beanspruchten Beton. Universität Karlsruhe, Versuchsbericht, 1988
- /EIB 01/ Eibl, J., et al.:
Untersuchungen zum Leckverhalten von Stahlbetonwänden - Leckage im Stahlbetoncontainment. Universität Karlsruhe/Kaiserslautern, Abschlussbericht, BMWi-Vorhaben 150 1063, 2001
- /FIB 01/ Nuclear Containments, State-of-the-Art-Report, fib Bulletin 13, 2001
- /FIP 90/ Bulletin d'information N° 213/214, CEB-FIP Model Code 1990
- /FIR 96/ Firnhaber, M., Gruner P., Liu X., Riege D.:
Mechanical Behaviour and Leaktightness Integrity of a Containment Under Severe Accident – Study of the CESA Mock-up - Linear Analysis.
GRS Report, 1996
- /FIR 97a/ Firnhaber, M., Gruner P., Liu X., Riege D.:
Mechanical Behaviour and Leaktightness Integrity of a Containment Under Severe Accident – Study of the CESA Mock-up - Thermal Analysis.
GRS Report, 1997
- /FIR 97b/ Firnhaber, M., Gruner P., Liu X., Riege D.:
Mechanical Behaviour and Leaktightness Integrity of a Containment Under Severe Accident – Study of the CESA Mock-up – Non-linear Analysis.
GRS Report, 1997
- /FIR 00/ Firnhaber, M., Sievers J., Schwinges B.:
Berechnung des mechanischen Verhaltens und der Leckrate eines Spannbetonmodellcontainments unter schweren Störfallbedingungen.
Abschlussbericht des Vorhabens RS 1093,
GRS-A-2828, 2000

- /GRA 97/ Granger L., Labbe P.:
Mechanical and leaktightness behaviour of a containment mock-up under severe accident, Transactions of the 14th Intern. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology, Lyon, Vol. 5, pp 441-448, 1997
- /GRE 95/ Greiner, U., Ramm, W.:
Air Leakage Characteristics in Cracked Concrete. Nuclear Engineering and Design 156, 1995, 167-172
- /GRE 99/ Grebner H., Müller C., Sievers J.:
Weiterentwicklung der Analysetechnik und generische Analysen zum Komponentenverhalten im Verbund für auslegungsüberschreitende Störfälle, Abschlussbericht zum Vorhaben RS 1039, GRS-A-2678, 1999
- /GRE 04a/ Grebner, H., Sievers, J.:
Strukturmechanische Analysen zu einem Großversuch an einem vorge-spannten Stahlbetonsicherheitsbehälter.
Jahrestagung Kerntechnik, 2004, 183-187
- /GRE 04b/ Grebner, H., Sievers, J.:
Structure mechanics analysis of the prestressed concrete model containment tested at SANDIA National Laboratories - contribution to International Standard Problem (ISP) 48.
In: NEA/CSNI/R(2004)11, 213-234
- /GRE 04c/ Grebner, H., Sievers, J.:
Structure Simulation of a Pre-stressed Concrete Containment Model. 30th MPA-Seminar, Stuttgart, 2004, 35.1-35.18
- /GRE 04d/ Grebner, H., Sievers, J.:
Structural mechanics simulation of SANDIA large scale experiments on a pre-stressed concrete containment model. EUROSAFE, Berlin, 2004
(http://www.eurosafe-forum.org/products/data/5/pe_88_24_1_2_05_sandia_grebner_271004.pdf)

- /GRE 05a/ Grebner, H., Sievers, J.:
Structure Simulation of Pre-stressed Concrete Containment Structures.
SMiRT 18, Beijing, 2005, paper H01-4
- /GRE 05b/ Grebner, H., Sievers, J.:
Structure mechanics analysis of the prestressed concrete model contain-
ment tested at Sandia National Laboratories – contribution to International
Standard Problem (ISP) 48.
In: NEA/CSNI/R(2005)5, Vol. 2, F1-F66
- /GRE 05c/ Grebner, H., Sievers, J.:
Strukturmechanische Analysen zu einem Großversuch an einem vorge-
spannten Stahlbeton-Containment-Modell. GRS,
Jahresbericht 2004/2005, 39-43
- /GRS 90/ Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit: Deutsche Risikostudie
Kernkraftwerke Phase B, Verlag TÜV Rheinland, 1990 .
- /HES 03/ Hessheimer, M.F. et al.:
Overpressurization test of a 1:4 scale prestressed concrete containment
model
NUREG/CR-6810, 2003
- /HES 04/ Hessheimer, M.F.:
Tables of Temperatures and Pressure Values of ISP 48, Phase 3, Case 1
and 2. E-Mail August 24, 2004
- /HES 05/ Hessheimer, M.F. et al.:
International Standard Problem No. 48 – Containment Capacity. Synthesis
Report. NEA/CSNI/R(2005)5, 2005
- /HER 05/ Herrmann, N.:
E-Mail vom 07.07.2005
- /HIB 02/ Hibbit, H.D.:
ABAQUS User's Manual, Version 6.3, HKS Inc., 2002

- /HOE 97/ Höfler, A., Gruner, P., Azodi, D., Eisert, P., Beliczey, S.:
Sicherheitsanalytische Untersuchungen zu schweren Störfällen in SWR,
Abschnitt 5: Strukturmechanische Analysen, GRS-Abschlussbericht des
Vorhabens RS 960, 1997
- /HOR 86/ Horschel, D.S., Jung, J.:
Construction and Analysis of a 1/6th-scale Concrete Containment Model.
SAND 86- 1089 C, 1986
- /HUE 98/ Hüttermann B., Schwinges B., Firnhaber M.:
Mechanical Behaviour and Leaktightness Integrity of a Containment under
Severe Accident - Study of CESA Mock-up
Leakage rate Analysis
Technical Notes, GRS, 1998
- /KEU 83/ Keuser, M. et al.:
Bond Between Prestressed Steel and Concrete – Computer Analysis Using
ADINA. Computers & Structures Vol. 17, 1983, 669-676
- /KEU 85/ Keuser, M.:
Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen von Stahl-
betonkonstruktionen. Fortschrittberichte VDI, Reihe 4, Nr. 71, 1985
- /KIM 05/ Kim, H., et al.:
Experimental investigation on air leakage characteristics of containments.
SMiRT 18, Beijing, 2005, H05-5
- /KÖN 96/ König, G., Tue, N.V.:
Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im
Stahlbeton und Spannbeton. DAfStb, Heft 466, 1996
- /KOR 04/ Korea Power Engineering Company:
Posttest Analysis of a Prestressed Concrete Containment Vessel Model. In:
NEA/CSNI/R(2004)11, pp. 347-368

- /LEE 04/ Lee, H., Choun, Y.:
Finite Element Analysis of a 1:4 Scale PCCV Model. In:
NEA/CSNI/R(2004)11, pp. 321-346
- /LEM 92/ Lemaitre, J.:
A course on damage mechanics, Springer, 1992
- /LIU 97/ Liu X., Riege D., Sievers J., Firnhaber M.:
Mechanical Behaviour and Leaktightness Integrity of a Containment under
Severe Accident
- Non-linear Analysis of Design Phases
- Non-linear Analysis of Phases Beyond Design
Technical Notes, GRS, 1997
- /LUK 00/ Luk, V.K., et al.:
Design, Instrumentation and Testing of a Steel Containment Vessel Model.
NUREG/CR-5679, 2000
- /MAI 93/ Mainz, J.:
Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl.
Dissertation, Technische Universität München, 1993
- /MAU 05/ Maurer, R. et al.:
Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Wänden.
Bauingenieur 80, 2005, 479-485
- /NIK 03/ Niklasch, C.:
Private Mitteilung, 2003
- /NIK 05/ Niklasch, C. et al.:
Numerical Investigation of the Leakage Behaviour of Reinforced Concrete
Walls. NURETH-11, Avignon, 2005
- /NIK 05a/ Niklasch, C., et al.:
Numerical investigation of the leakage behaviour of reinforced concrete
walls. SMiRT 18, Beijing, 2005, H05-2

- /NIK 05b/ Niklasch, C.:
Private Mitteilung, 2005
- /RIV 99/ Riva, P. et al.:
Prediction of Air and Steam Leak Rate Through Cracked Reinforced Concrete Panels. Nuclear Engineering and Design 192, 1999, 13-30
- /RÖH 05/ Röhling, S.:
Zur Ermittlung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung bei Zwang in erhärtenden Betonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 100, 2005, 880-885
- /SCH 94/ Schießl, P.:
Grundlagen zur Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. DAFStb, Heft 400, 1994, 157-171
- /SIM 05/ Simon, H. et al.:
Air-steam Leakage Through Cracks in Concrete Walls. NURETH-11, Avignon, 2005
- /STE 96/ Stempniewski L., Eibl J.:
Finite Elemente im Stahlbeton, Betonkalender, Ernst & Sohn, 1996 Teil II
- /STE 05/ Stegemann, M., et al.:
Experimental investigation of the leakage behaviour of reinforced concrete walls. SMiRT 18, Beijing, 2005, paper H05-3
- /WAN 05/ Wang, T., Hutchinson, T.C.:
Gas Leakage Rate Through Reinforced Concrete Shear Walls: Numerical Study. Nuclear Engineering and Design 235, 2005, 2246-2260
- /YON 99/ Yonezawa, K. et al.:
Ultimate Capacity Analysis of $\frac{1}{4}$ PCCV Model Subjected to Internal Pressure. SMiRT 15, Seoul, 1999, VI-187-VI-194

10 Abkürzungen

ADINA – Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis (Finite-Element-Programm)

CESA - Containment Evaluation under Severe Accident

COCOSYS – Containment Code System

CSNI / IAGE – Committee on the Safety of Nuclear Installations / Working Group on Integrity and Ageing of Components and Structures

DWR - Druckwasserreaktor

EDF - Electricité de France

EPR - European Pressurized Water Reactor

FE – Finite-Element(e)

ILRT – Integrated Leak Rate Test

ISP – International Standard Problem

LST – Limit State Test

MAEVA – Maquette Echange Vapeur/Air

NRC – U.S. Nuclear Regulatory Commission

NUPEC – Nuclear Power Engineering Corporation of Japan

PCCV – Prestressed Concrete Containment Vessel Model

PWR – Pressurized Water Reactor

SANDIA – Sandia National Laboratories (USA)

SFMT - Structural Failure Mode Test

SFT – System Functionality Test

SIT – Structural Integrity Test

2D - zweidimensional

3D - dreidimensional

11 Verteiler

BMWi

Referat III B 4 1 x

GRS-FB

Internationale Verteilung 40 x

Projektbegleiter (eda) 3 x

GRS

Geschäftsführung (hah, stj) je 1 x

Bereichsleiter (ban, brw, zir, erv, lim, prg, tes) je 1 x

Abteilungsleiter (all, bea) 1 x

Projektleiter (siv) 1 x

Projektbetreuung (kgl) 1 x

Informationsverarbeitung (nit) 1 x

Bibliothek (Garching, Köln) je 1 x

Autoren (grb, bnn, siv) je 3 x

Gesamtauflage: 69 Exemplare