

**Weiterentwicklung
der Analysemethodik
zur Bestimmung der
Integrität und Dichtheit
eines Sicherheitsbe-
hälters aus Spann-
beton, Phase II**

Abschlussbericht zum Vorhaben
RS 1171 Revision 1

Abschlussbericht/ Final Report

Reaktorsicherheitsforschung-
Vorhabens Nr.:/
Reactor Safety Research-Project No.:
RS1171

Vorhabensitel / Project Title:
Weiterentwicklung der Analy-
semethodik zur Bestimmung
der Integrität und Dichtheit ei-
nes Sicherheitsbehälters aus
Spannbeton, Phase II

Further Development of the
Structure Mechanics Analysis
Method for the Determination
on the Integrity of Pre-stressed
Concrete Containments,
Phase II

Autoren / Authors:
H. Grebner,
P. Bachmann,
S. Schwarz,
L. Bahr,
J. Sievers

Berichtszeitraum / Publication Date:
September 2010

Anmerkung:

Das diesem Bericht zugrunde lie-
gende F&E-Vorhaben wurde im
Auftrag des Bundesministeriums
für Wirtschaft und Technologie
(BMWi) unter dem Kennzeichen
RS1171 durchgeführt.

Die Verantwortung für den Inhalt
dieser Veröffentlichung liegt beim
Auftragnehmer.

Revision 1

Kurzfassung

Im Rahmen des Vorhabens RS1171 wurden die deterministischen Methoden für Sicherheitsnachweise zur Integrität und Dichtheit von Sicherheitsbehältern aus Spannbeton durch probabilistische Ansätze zur Bestimmung der Strukturzuverlässigkeit erweitert und erprobt. Damit können insbesondere die Auswirkungen schwerer Störfälle auf derartige Strukturen im Rahmen der für probabilistische Sicherheitsanalysen (PSA) benötigten quantitativen Abschätzungen aufgezeigt werden. Dafür wurde exemplarisch ein Finite-Elemente-Analysemodell des Sicherheitsbehälters vom Typ SWR (Baulinie 72) aus vorgespanntem Stahlbeton mit Stahlliner entwickelt. Im Rahmen einer Unsicherheits- und Sensitivitätsanalyse wurden unter Berücksichtigung von entsprechenden Verteilungsfunktionen für die Eingabeparameter die Versagensdrücke als Normalverteilung mit Mittelwert 0,78 MPa bestimmt. Den größten Einfluss auf den Versagensdruck hat die angenommene Verteilung für die Bruchdehnung der Spannkabel.

Für die Validierung der Methodik unter Berücksichtigung von Störstellen in Form von Durchführungen (z. B. Schleusen) wurden Versuchsergebnisse eines bei SANDIA durchgeführten Großversuchs an einem vorgespannten Modellcontainment mit Stahlliner (Maßstab 1:4) herangezogen. Für die Materialschleuse des SANDIA-Modellcontainments wurden 3D-Finite Elemente-Modelle generiert, die sich bezüglich der Berücksichtigung der Bewehrung nahe der Innen- und der Außenoberfläche unterscheiden. Der Vergleich zwischen Rechnung und Experiment zeigt, dass für eine gute Übereinstimmung die Berücksichtigung der Oberflächenbewehrung im Analysemodell mit kreuzförmig angeordneten Stabelementen erforderlich ist. Der experimentell bestimmte Versagensdruck des SANDIA Modellcontainments liegt bei 1,42 MPa, was dem 3,63-fachen des Auslegungsdruckes entspricht. Wählt man als Bruchdehnung der Spannkabel einen Wert im Bereich der unteren Grenze des Streubereichs, so liegt der berechnete Versagensdruck bei 1,45 MPa. Dabei ist zu beachten, dass insbesondere bezüglich der Approximation des Verbundes zwischen Spannkabeln und Beton sowie der Bewehrungsstäbe und dem Beton das Analysemodell vereinfachte Ansätze enthält.

Um das Verbundverhalten von Bewehrung und Beton zu simulieren wurden Berechnungen zu Experimenten der Universität Dresden, bei denen jeweils für einen Bewehrungsstab in einem Betonquader die Ausziehkräfte als Funktion des Schlupfes gemessen

sen werden, durchgeführt. Dabei wurde ein von der MPA Karlsruhe bereitgestellter Modellansatz für ein zweidimensionales Verbundelement einschließlich Betonmodell eingesetzt. Gegenüber dem starren Verbund von Bewehrung und Beton zeigten die Simulationen zwar realitätsnahe Ergebnisse, aber die Steifigkeit des Verbundes wurde nur grob getroffen.

Zur Bestimmung von Leckraten in Beton wurden Korrelationen von Greiner und Ramm sowie von Rizkalla programmiert und an entsprechenden Veröffentlichungen überprüft. Weiterhin wurden Leckratenversuche mit Einzelrissen an der Universität Kaiserslautern und mit Mehrfachrissen an der MPA Karlsruhe zur Validierung verwendet. Bei der Berechnung reiner Luftleckagen an Versuchskörpern, die noch nicht mit Dampf in Berührung gekommen sind, liegt die Aussagegenauigkeit der Leckrate nach Greiner-Ramm im Bereich höherer Drücke bei etwa $\pm 20\%$. Für reine Dampfleckagen mit nahezu vollständiger Dampfkondensation im Rissbereich sind die Korrelationen nicht geeignet. Luft-Dampfleckagen, sowie Luftleckagen an Versuchskörpern, an denen zuvor ein Luft-Dampfleckagetest durchgeführt wurde, werden mit den beiden Korrelationen teilweise erheblich überschätzt. Der Grund dafür könnte sein, dass die Luft-Dampftests Veränderungen entlang des Risspfades (z. B. infolge Materialablösungen) bewirken, die eine starke Reduktion der Leckrate in anschließenden Leckagetests zur Folge haben. - Weiterhin wurden zu einem Luftleckageversuch Simulationsrechnungen mit Hilfe eines Fluidynamik-Rechenprogramms durchgeführt. Das Strömungsgebiet eines Einzelrisses wurde hierfür modelliert. Eine Parameterstudie mit Variationen bezüglich der Diskretisierungseinheit und der Annahmen zur Rauigkeit der Rissinnenwände sowie zum Rissverlauf ohne bzw. mit zufällig angeordneten Zacken basierend auf materialspezifischen Untersuchungen zeigt die Relevanz der verschiedenen Einflussgrößen auf den Massenstrom, der jedoch die entsprechenden experimentellen Werte noch deutlich überschätzt. Im nächsten Schritt sollen die Analysemodelle bezüglich Berücksichtigung des Eintritts- und des Austrittsbereichs der Leckströmung erweitert werden.

Insgesamt haben die analytischen Arbeiten in Verbindung mit den angesprochenen Experimenten einen Beitrag zur Verbesserung der Aussagegenauigkeit der strukturell-mechanischen Analysemethoden zum Verhalten von Stahlbetonstrukturen mit Vorspannung geliefert und es werden Anregungen für zukünftige Arbeiten gegeben. Weiterhin wird die Leistungsfähigkeit von Modellen zur Leckratenbestimmung in Beton, die für die Quelltermbestimmung und die Schadstoffausbreitung wichtig ist, aufgezeigt und es werden Aspekte bezüglich Weiterentwicklung der Modelle angesprochen.

Abstract

Within the framework of the research and development project RS1171 the deterministic methods for safety analyses of integrity and leaktightness of pre-stressed concrete containments have been extended and tested by probabilistic approaches for the determination of structural reliability. Especially the effects of severe accidents on such structures within the frame of quantitative assessments required for Probabilistic Safety Analyses (PSA) can be demonstrated. Exemplary a Finite-Element analysis model of a BWR type containment (building line 72) made of pre-stressed reinforced concrete with steel liner was developed. Within an uncertainty- and sensitivity analysis, taking into consideration the appropriate distribution functions for the input parameters, the pressure at failure of the structure were determined as a normal distribution with a mean value of 0,78 MPa. The presumed distribution for the fracture strain of the pre-stressing tendons has the largest influence on the failure pressure.

For the validation of analysis models of the equipment lock or other penetrations results of experiments performed at SANDIA NL have been used. 3D-Finite-Element models were generated for the equipment lock of the SANDIA-model containment, differing in regards to taking into account the reinforcement near the inner- and the outer surface. The comparison between calculation and experiment shows that for a good agreement it proves necessary to consider the surface reinforcement in the analysis model with crosswise arranged truss elements. The experimentally determined pressure at failure of the SANDIA-model containment is 1,42 MPa, equivalent to the 3,63-fold of the design pressure. If a lower bound value of the fracture strain of the pre-stressing tendons is chosen, the calculated pressure at failure is about 1,45 MPa. It should be emphasized that the analysis model includes only simplified approaches concerning the approximation of the bond between pre-stressing tendon and concrete as well as between reinforcement bars and concrete.

In order to simulate the bond behaviour of reinforcement and concrete, calculations were performed with respect to experiments of the Dresden University, whereby for reinforcement bars in rectangular concrete blocks the pull-out forces as function of the slips were measured. A model approach provided by MPA Karlsruhe was used for a two-dimensional bond element including concrete model. As opposed to the rigid bond of reinforcement and concrete the simulations show indeed results close to reality, but the stiffness of the bond is only roughly met.

For the determination of the leak rates in concrete, correlations of Greiner and Ramm as well as Rizkalla were programmed and examined on the basis of appropriate literature available. Further leakage tests with concrete samples and pre-defined single cracks performed at the Kaiserslautern University and with multiple cracks performed at MPA Karlsruhe have been used for validation. Calculations on pure air leakages in test specimen which had no contact with steam before show that leak rates, determined by the correlation of Greiner and Ramm, have an accuracy of about +/-20% in the region of higher pressure values. For pure steam leakages with nearly complete steam condensation in the crack region the correlations are not suitable. Air-steam as well as pure air leakages in specimen which were tested with an air-steam mixture before are partly extremely underestimated by both correlations. The reason could be that the air-steam leakage tests effect modifications along the crack path (e. g. due to material separation) which leads to a strong reduction of the leak rates in following leakage tests.

Further simulations with a fluid-dynamic computer code were performed on an air leakage test. The flow region of a single crack was modelled. A parametric study with variations relative to discretisation fineness and assumptions of roughness of the inner crack walls as well as crack path - without resp. with randomly placed spikes, based on material-specific investigations - shows the relevance of different influencing variables on the mass flow, still distinctly overestimating the appropriate experimental value. In the next step the analysis models should be further developed in respect to a consideration of the inlet and outlet area of the leakage flow.

Altogether, the analytical work in combination with the addressed experiments has provided contributions to improve the accuracy of structural mechanics analysis methods to predict the behaviour of reinforced concrete structures with pre-stressing and proposals for future work are given. Further the performance of analysis models to predict leak rates in concrete structures, which is important for the determination of the source term and the aerosol dispersion, has been investigated and aspects on further development of the models are addressed.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Zielsetzung und Arbeitsprogramm	3
2.1	Gesamtziel.....	3
2.2	Wissenschaftliche und technische Arbeitsziele	3
2.3	Arbeitsprogramm	4
3	Stand von Wissenschaft und Technik.....	7
4	Unsicherheits- und Sensitivitätsanalysen an einem vorgespannten Stahlbetoncontainment eines SWR.....	13
4.1	Beschreibung der Methodik	13
4.2	Vorgespanntes Stahlbetoncontainment	13
4.3	Verteilte Parameter.....	16
4.4	Finite-Element-Modell.....	18
4.5	Finite-Element-Berechnungen	20
4.6	Ausgewählte Berechnungsergebnisse	22
4.7	Unsicherheits- und Sensitivitätsanalyse	25
5	Näherungsverfahren zur Ermittlung des Linerversagens.....	27
5.1	Beschreibung der Methode.....	27
5.2	Anwendungsbeispiel: SANDIA Modellcontainment (Maßstab 1:4)	34
6	Näherungsverfahren zur Abschätzung des Versagens eines Containments aus Spannbeton	37
6.1	Beschreibung der Methodik	37
7	Untersuchungen an einem Modell des SANDIA-Containments mit Schleuse.....	41
7.1	Einführung	41
7.2	Finite-Element-Modell.....	41
7.3	Verwendete Materialdaten	47

7.4	Ergebnisse zum Einfluss der Bewehrungsapproximation.....	48
7.5	Resultate der Analysen mit dem Schleusenmodell Stufe 2	50
8	Untersuchungen zur Modellierung des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstahl	64
8.1	Experimente der Universität Dresden	65
8.2	Berechnung mit einem 3D Finite-Element-Modellansatz.....	67
8.3	2D Finite-Element-Modell	72
9	Bestimmung von Leckraten in Betonstrukturen (Modellentwicklung und Validierung).....	81
9.1	Literaturstudie.....	81
9.2	Korrelationen	81
9.3	Validierung der Korrelationen an Experimenten.....	88
9.3.1	Einzelrissversuche der Universität Kaiserslautern.....	88
9.3.2	Mehrfachrissversuche an der MPA Karlsruhe	91
9.4	Strömungssimulation der Leckage in Stahlbetonwänden mit Rissen.....	97
9.4.1	Gerader Einzelriss	98
9.4.2	Gerader Einzelrissausschnitt	102
9.4.3	Gezackter Einzelrissausschnitt	105
9.4.4	Vergleich von geradem und gezacktem Einzelrissausschnitt	110
9.5	Leckratenmodell für COCOSYS.....	111
10	Zusammenfassung	113
11	Abkürzungen.....	117
12	Literatur.....	118
13	Anhang	126
13.1	Erkenntnisse zur Durchführung quasistatischer Berechnungen mit dem ADINA-Betonmodell.....	126
14	Verteiler	134

Abbildungsverzeichnis

Abb. 4.2-1	Querschnitt durch das Reaktorgebäude eines deutschen SWR der Baulinie 72.....	14
Abb. 4.2-2	Schematische Darstellung der Spannkabelanordnung im Containment eines deutschen SWR der Baulinie 72 (aus /HAS 82/)	15
Abb. 4.2-3	Spannkabelanordnung im Bereich einer Lisene im Containment eines deutschen SWR der Baulinie 72 (aus /HAS 82/)	15
Abb. 4.2-4	Schematische Darstellung des Spannkabelverlaufs in der Nähe von Durchführungen eines deutschen SWR der Baulinie 72 (aus /HAS 82/)	16
Abb. 4.3-1	Wahrscheinlichkeitsdichte und Wahrscheinlichkeit für die Streckgrenze des Bewehrungsstahls.....	17
Abb. 4.4-1	Rotationssymmetrisches Finite-Element-Modell des SWR-Containments	19
Abb. 4.4-2	Spannkabelanordnung im oberen Teil des Containments.....	20
Abb. 4.4-3	Bewehrung im mittleren Teil des Containments.....	20
Abb. 4.5-1	Nichtlineare Spannungs-Dehnungskurve im ADINA-Betonmodell.....	21
Abb. 4.6-1	Verteilung von Mikrorissen für verschiedene Innendrucke	23
Abb. 4.6-2	Längsdehnungen in den vertikalen Spannkabeln bei $p = 1,0 \text{ MPa}$	24
Abb. 4.6-3	Verlauf der axialen Dehnung in einem vertikalen Spannkabel, Bewertung bezüglich Versagensdruck	24
Abb. 4.7-1	Anpassung einer Normalverteilung an die Verteilung aus den berechneten Versagensdrücken	25
Abb. 4.7-2	Ergebnisse der Sensitivitätsauswertung	26
Abb. 5.1-1	Geometrie eines typischen vorgespannten Betoncontainments amerikanischer Bauart (Abmessungen in Fuß und Zoll $1' = 0,3048 \text{ m}$, $1'' = 25,4 \text{ mm}$, aus /DAM 89/)	28
Abb. 5.1-2	Rotationssymmetrisches FE-Modell für das Containment aus Abb. 5.1-1 (aus /DAM 89/)	29
Abb. 5.1-3	Typische Konstruktion der Wanddickenänderung (aus /DAM 89/)	30
Abb. 5.1-4	Typische Konstruktionen von Rohrleitungsdurchführungen (/DAM 89/)	31
Abb. 5.1-5	Typische Konstruktion einer Personalschleuse (aus /DAM 89/)	31

Abb. 5.1-6	Typische Konstruktion des Übergangsbereichs zwischen Zylinder und Dom (aus /DAM 89/)	32
Abb. 5.1-7	Verlauf des K-Faktors für die Wanddickenänderung (aus /DAM 89/)	32
Abb. 5.1-8	Verlauf des β -Faktors für die Wanddickenänderung (aus /DAM 89/)	33
Abb. 5.2-1	Schnitte durch das SANDIA-Modellcontainment mit Hauptabmessungen	35
Abb. 5.2-2	Rotationssymmetrisches Gesamtmodell für den ungestörten Wandbereich des SANDIA-Containments	35
Abb. 5.2-3	Ergebnisse der Abschätzung zur Linerleckage für das SANDIA-Modell	36
Abb. 6.1-1	Ansicht des fertiggestellten SANDIA-Modellcontainments vor den Versuchen (aus /HES 03/)	38
Abb. 6.1-2	Schadensbild nach Versagen des SANDIA-Modellcontainments (aus /HES 03/)	39
Abb. 6.1-3	Dehnungen im Spannkabel H53 (Umfangsspannkabel in 6,2 m Höhe) an verschiedenen Positionen in Umfangsrichtung (aus /HES 03/)	39
Abb. 6.1-4	Dehnungen im Spannkabel H68 (Umfangsspannkabel in 7,5 m Höhe) an verschiedenen Positionen in Umfangsrichtung (aus /HES 03/)	40
Abb. 6.1-5	Dehnungen im Spannkabel V46 (vertikales Spannkabel bei 90° in Umfangsrichtung) an verschiedenen Höhenpositionen (aus /HES 03/)	40
Abb. 7.2-1	Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse	42
Abb. 7.2-2	Verschiebungsrandbedingungen im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse	42
Abb. 7.2-3	Verläufe der Spannkabel (Ansicht von außen) im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse	43
Abb. 7.2-4	Verläufe der horizontalen Spannkabel (Ansicht von außen) im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse	43
Abb. 7.2-5	Verläufe der vertikalen Spannkabel (Ansicht von außen) im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse	44
Abb. 7.2-6	Liner mit Angabe der Elementdicke, Ausschnitt im Schleusenbereich	44
Abb. 7.2-7	Innere Bewehrung mit Angabe der Elementdicke	45
Abb. 7.2-8	Äußere Bewehrung und Bügel um Schleuse mit Angabe der Elementdicke	45

Abb. 7.2-9 Äußere Bewehrung und Bügel um Schleuse mit Angabe der Elementdicke, Detail	46
Abb. 7.2-10 Bewehrungsbügel des gesamten Modells.....	46
Abb. 7.3-1 Einachsiges Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton mit Zahlenwerten für das SANDIA-Modellcontainment	47
Abb. 7.4-1 Vergleich der Rechenergebnisse mit verschiedenen Bewehrungs- approximationen und dem experimentellen Resultat.....	49
Abb. 7.4-2 Vergleich der Rechenergebnisse des Schleusenmodells Stufe 1 mit verschiedenen Bewehrungsapproximationen und dem experimentellen Resultat	50
Abb. 7.5-1 Akkumulierte plastische Dehnung im Liner bei 1 MPa Innendruck	51
Abb. 7.5-2 Akkumulierte plastische Dehnung im Liner bei 1,25 MPa Innendruck	52
Abb. 7.5-3 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 0,7 MPa Innendruck, Ansicht von außen	52
Abb. 7.5-4 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 0,75 MPa Innendruck, Ansicht von außen	53
Abb. 7.5-5 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 0,8 MPa Innendruck, Ansicht von außen	53
Abb. 7.5-6 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 1,5 MPa Innendruck, Ansicht von außen, mit Verformung (Faktor 10).....	54
Abb. 7.5-7 Axiale Dehnungen in den horizontalen Spannkabeln bei 1,1 MPa Innendruck.....	54
Abb. 7.5-8 Axiale Dehnungen in den horizontalen Spannkabeln bei 1,5 MPa Innendruck.....	55
Abb. 7.5-9 Axiale Dehnungen in den vertikalen Spannkabeln bei 1,1 MPa Innendruck.....	55
Abb. 7.5-10 Axiale Dehnungen in den vertikalen Spannkabeln bei 1,5 MPa Innendruck.....	56
Abb. 7.5-11 Axiale Dehnungen in den horizontalen Bewehrungsstäben 1 MPa Innendruck.....	56
Abb. 7.5-12 Axiale Dehnungen in den horizontalen Bewehrungsstäben bei 1,5 MPa Innendruck.....	57

Abb. 7.5-13 Axiale Dehnungen in den vertikalen Bewehrungsstäben bei 1 MPa Innendruck.....	57
Abb. 7.5-14 Axiale Dehnungen in den vertikalen Bewehrungsstäben bei 1,5 MPa Innendruck.....	58
Abb. 7.5-15 Verformungen in einem vertikalen Schnitt im Bereich der Schleusenmitte (radiale Verschiebung mit 100 multipliziert)	59
Abb. 7.5-16 Radialverschiebungen im ungestörten Bereich, Höhe 6,2 m.....	59
Abb. 7.5-17 Vertikalverschiebungen in der Kuppel, Höhe 16,4 m.....	60
Abb. 7.5-18 Radialverschiebungen in der Schleuse, Höhe 4,7 m.....	60
Abb. 7.5-19 Dehnungen im vertikalen Spannkabel V85 (ungestörter Bereich), Höhe 9,0 m	61
Abb. 7.5-20 Dehnungen im horizontalen Spannkabel H35 (ungestörter Bereich), Höhe 4,6 m.....	61
Abb. 7.5-21 Dehnungen im horizontalen Spannkabel H53 (ungestörter Bereich), Höhe 6,3 m.....	62
Abb. 7.5-22 Radialverschiebungen im ungestörten Bereich, Höhe 6,2 m, verschiedene Rechenmodelle und Experiment	62
Abb. 8.1-1 Schemazeichnung des Versuchskörpers (aus /LEM 09/)	66
Abb. 8.1-2 Konstruktion der Kraftaufbringung (aus /LEM 09/)	66
Abb. 8.2-1 Finite-Element-Modell (Viertel des Probekörpers).....	67
Abb. 8.2-2 Stabelemente zur Verbindung der Stahl- und Betonknoten in horizontaler Richtung.....	68
Abb. 8.2-3 Spannung-Dehnungs-Kurven des Betons und der Verbundtrusses	69
Abb. 8.2-4 Spannungs-Dehnungs-Kurve des Ausziehstabes	69
Abb. 8.2-5 Verschiebung des oberen Endes des Ausziehstabes in vertikaler Richtung	70
Abb. 8.2-6 Axiale Dehnung im obersten vertikalen Verbundelement.....	71
Abb. 8.2-7 Vergleich der Berechnung mit Versuchsergebnissen.....	71
Abb. 8.3-1 Schematische Darstellung von Beton-, Verbund- und Bewehrungselementen nach /NIK 07/.....	73
Abb. 8.3-2 Rechengitter des Versuchsaufbaus bestehend aus würfelförmigem Betonkörper und Bewehrungsstab	74

Abb. 8.3-3	Vergleichsspannung in MPa im Beton bei 30 kN Ausziehkraft (Simulation mit Verbundelementen und DP Beton)	75
Abb. 8.3-4	Vergleichsspannung in MPa im Beton bei 30 kN Ausziehkraft (Simulation mit Verbundelementen und ADINA Beton); die Risse im Beton (rote Ellipsen) sind überlagert dargestellt.....	75
Abb. 8.3-5	Vergleichsspannung in MPa im Beton bei 30 kN Ausziehkraft (Simulation mit direktem Verbund von Beton und Bewehrung); die Risse im Beton (rote Ellipsen) sind überlagert dargestellt	76
Abb. 8.3-6	Simulation des Stabauszuges mit Kraft-Randbedingung und 30 kN maximaler Ausziehkraft; „ohne“ bedeutet starrer Verbund von Bewehrung und Beton durch identische Knoten	77
Abb. 8.3-7	Simulation des Stabauszugs mit Kraft-Randbedingung und einem Maximalwert von 20 bis 35 kN mit Verbundelementen und DP Betonmodell.....	78
Abb. 8.3-8	Vergleich von vier Messungen S5-1 bis S5-4 und Simulation mit DP Beton, Verbundelementen und Kraft-Randbedingung (Maximalwert 30 kN).....	79
Abb. 8.3-9	Vergleich von vier Messungen S5-1 bis S5-4 und Simulationen mit DP und ADINA Beton, Verbundelementen und Verschiebungs-Randbe- dingung.....	80
Abb. 9.2-1	Abmessungen eines Risses im Beton.....	82
Abb. 9.2-2	Korrelation von Rizkalla, modifizierte Luftströmungsrate für verschiedene Druckgradienten und Rissweiten (aus /RIZ 84/).....	84
Abb. 9.2-3	Korrelation von Rizkalla, Überprüfung der GRS-Programmierung mit der Veröffentlichung /RIZ 84/	85
Abb. 9.2-4	Greiner und Ramm, Luftleckage Versuch 1.2 mit definiertem Einzelriss, L=300 mm, k=16 mm (aus /GRI 91/).....	86
Abb. 9.2-5	Korrelation von Greiner-Ramm, Luftleckage als Funktion der Rissweite und des Überdrucks, Überprüfung der GRS-Programmierung mit den Ergebnissen des Versuchs 1.2 mit L = 0,3 m, B = 0,2 m und k = 16 mm, /GRI 91/	88
Abb. 9.3-1	Einzelrissversuche Kaiserslautern, L = 1,2 m, B = 0,2 m, W = 0,3 mm, Luftleckage Experiment verglichen mit den Korrelationen von Greiner- Ramm und Rizkalla.....	89

Abb. 9.3-2 Einzelrissversuche Kaiserslautern, $L = 1,2 \text{ m}$, $B = 0,2 \text{ m}$, $W = 1 \text{ mm}$, Luftleckage Experiment verglichen mit den Korrelationen von Greiner- Ramm und Rizkalla.....	90
Abb. 9.3-3 Versuchsanlage MPA Karlsruhe, Vertikalschnitt (aus /EIB 01/ bzw. /STE 04/)	92
Abb. 9.3-4 Versuchsanlage MPA Karlsruhe, Horizontalschnitt (aus /EIB 01/ bzw. /STE 04/)	92
Abb. 9.3-5 Karlsruhe, Specimen I, 1. Lufttest, Leckweite $W_{\text{nominal}} = 0,2 \text{ mm}$, $W_{\text{berechnet}} = 0,159 \text{ mm}$, $B = 8,32 \text{ m}$	96
Abb. 9.3-6 Karlsruhe, Specimen I, 3. Lufttest, Leckweite $W_{\text{nominal}} = 0,2 \text{ mm}$, $W_{\text{berechnet}} = 0,113 \text{ mm}$, $B = 8,32 \text{ m}$	97
Abb. 9.4-1 Überdruck-Zeit-Funktion am Einlass (inlet)	99
Abb. 9.4-2 Amplitude der Geschwindigkeit auf der Mittenebene des Einzelrisses bei Anregungsdruck 4,2 bar. Der Einlass befindet sich an der Oberkante, der Auslass an der Unterkante.	100
Abb. 9.4-3 Überdruckverteilung in der Mittenebene des Risses bei Anregungsdruck 4,2 bar. Der Einlass befindet sich an der Oberkante, der Auslass an der Unterkante.....	101
Abb. 9.4-4 Massenfluss am Einzelriss bei zwei unterschiedlichen Diskretisierungen (180 x 120 x 20 Elemente und 360 x 120 x 15 Elemente)	102
Abb. 9.4-5 Massenfluss als Funktion der Zeit am Einzelrissausschnitt für unterschiedliche Diskretisierungen (1. Wert: Anzahl Elemente in Strömungsrichtung, 2. Wert: Anzahl Elemente in Richtung der Rissbreite)	103
Abb. 9.4-6 Massenfluss bei glatter Wand (no slip wall, smooth) und rauher Wand (no slip wall, sand grain roughness 0,1 mm) als Randbedingung für den Einzelrissausschnitt (Diskretisierung 2400 x 20 x 3 Elemente).....	104
Abb. 9.4-7 Beispiel einer Rissgeometrie bestehend aus Geradenstücken unterschiedlicher Länge l_i und unterschiedlicher Lagewinkel α_i (/BOU 01/)	105
Abb. 9.4-8 Häufigkeitsverteilungen der erzeugten Geradenstücke (links) und der Winkel (rechts) für einen 50 mm tiefen Rissverlauf	106
Abb. 9.4-9 Verlauf von drei zufällig erzeugten Rissen mit Risslänge 50 mm	107

Abb. 9.4-10 Ausschnitt zweier Rechengitter für dieselbe Rissgeometrie, links „free mesh“, rechts „mapped mesh“	107
Abb. 9.4-11 Massenfluss eines gezackten Einzelrissausschnitts mit 50 mm Risslänge bei unterschiedlicher Vernetzung (mapped mesh 1 und free mesh 1) als auch bei drei zufälligen Risserzeugungen (free mesh 1, 2, 3).....	108
Abb. 9.4-12 Massenfluss als Funktion der Zeit für unterschiedliche Risslängen.....	109
Abb. 9.4-13 Eingeschwungener Wert des Massenflusses für die Anregungsdrücke 0,2 bar bis 4,2 bar als Funktion der Risstiefe. (Die Kurven wurden mit einer Potenzfunktion gefittet; die resultierende Funktion mit der Risstiefe in mm als Argument ist rechts neben der Kurve angegeben.) .	110
Abb. 9.4-14 Massenfluss bei geradem und zufällig gezacktem Verlauf und unterschiedlicher Rauigkeit (Risslänge 50 mm)	111
Abb. 13.1-1 Einstellungen für ADINA-Rechnungen mit dem Betonmodell.....	127
Abb. 13.1-2 Einstellungen für ADINA-Rechnungen mit dem Betonmodell.....	128
Abb. 13.1-3 Ausschnitt aus einer ADINA-Eingabedatei.....	129
Abb. 13.1-4 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei.....	130
Abb. 13.1-5 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei.....	131
Abb. 13.1-6 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei.....	132
Abb. 13.1-7 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei.....	133

Tabellenverzeichnis

Tab. 7.3-1	Materialdaten der Stahlkomponenten	48
Tab. 7.3-2	Weitere Materialdaten für den Liner	48
Tab. 9.3-1	Geometrien der aufsummierten Risse, Specimen I, 1. und 3. Lufttest, für $W_{\text{nominal}} = 0,2 \text{ mm}$	94
Tab. 9.3-2	Einfluss des Rechengangs auf die Leckrate (Beispiel : 1. Lufttest, $W_{\text{nominal}} = 0,2 \text{ mm}$)	95
Tab. 9.4-1	Parameter zur zufälligen Risserzeugung	106

1 Einleitung

Der Sicherheitseinschluss eines Kernkraftwerks ist das System aus Sicherheitsbehälter und umgebendem Gebäude. Der Sicherheitsbehälter soll insbesondere bei Kühlmittelverluststörfällen die Freisetzung radioaktiver Spaltprodukte in die Umgebung verhindern bzw. auf zulässige Werte begrenzen. Durch das bei einem postulierten Leckstörfall ausströmende Kühlmittel wird insbesondere der Sicherheitsbehälter Druck- und Temperaturbelastungen ausgesetzt.

Im Hinblick auf den hohen Stellenwert der Integrität und Dichtheit von Sicherheitsbehältern zum Schutz der Bevölkerung vor Austrag von radioaktiven Stoffen bei Störfällen kommt der wissenschaftlichen Absicherung der für den Nachweis eingesetzten Methoden, Verfahren und Prüfungen eine besondere sicherheitstechnische Bedeutung zu. Im Rahmen des Vorhabens RS1171 wurde ein Beitrag geleistet, die strukturmechanische Simulationstechnik in Verbindung mit thermohydraulischen Modellen zur Leckratenbestimmung zur Anwendungsreife zu bringen. Diese Nachweismethodik soll die Genauigkeit von Aussagen bezüglich Integrität und Dichtheit von Sicherheitsbehältern aus Stahlbeton erhöhen, insbesondere für Einschätzungen zu den Auswirkungen postulierter schwerer Störfälle in Verbindung mit der Bestimmung des Quellterms und der Schadstoffausbreitung außerhalb des Sicherheitsbehälters. Dabei ist zu erwarten, dass die bereitgestellte und erprobte Analysetechnik auch in anderen technischen Bereichen, in denen die Integrität und Dichtheit von Betonkonstruktionen für den Schutz der Umgebung von Bedeutung ist, genutzt werden kann. Die Anwendbarkeit der bereitgestellten Analysemethoden sowie die Übertragbarkeit von Ergebnissen sind selbstverständlich im Anwendungsfall zu prüfen.

Die Arbeiten zur Erprobung und Entwicklung der Analysemethodik für Stahl- und Spannbetoncontainments wurden in der GRS vor etwa 20 Jahren begonnen. Im Mittelpunkt der damaligen Arbeiten /BAC 88/, /BAC 89/ standen Analysen zu einem von den SANDIA National Laboratories (Albuquerque, New Mexico /HOR 88/, /HOR 92/) getesteten Modellcontainment aus Stahlbeton im Maßstab 1:6. Damals wie auch in den weiteren Untersuchungen wurde das Finite-Element-Programm ADINA (jetzige Version /ADI 09/) verwendet.

Nachrechnungen zu einem in Frankreich getesteten Modellcontainment aus Spannbeton (CESA Mockup /GRA 97/) wurden von der GRS in den Jahren 1996 bis 2000 /FIR 00/ durchgeführt.

Weitere Untersuchungen wurden von der GRS in den Jahren 2003 bis 2006 im Rahmen des Forschungsvorhabens RS 1154 „Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität von Sicherheitsbehältern aus Spannbeton“ durchgeführt /GRE 06/. Neben Analysen von Probekörpern standen Nachrechnungen eines ebenfalls an den SANDIA National Laboratories untersuchten Modellcontainments aus Spannbeton im Maßstab 1:4 /HES 03/, /HES 05/ im Mittelpunkt der durchgeführten Arbeiten.

Im Zeitraum 2007 bis 2010 wurde von der GRS das Forschungsvorhaben RS 1171 „Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität und Dichtheit von Sicherheitsbehältern aus Spannbeton, Phase II“ bearbeitet. Hier standen neben Berechnungen an einem deutschen SWR-Containment aus Spannbeton mit Einbeziehung probabilistischer Ansätze Rechnungen zum Verhalten einer Schleuse im SANDIA Modellcontainment im Mittelpunkt. In den folgenden Kapiteln sind die durchgeführten Arbeiten und Ergebnisse des Vorhabens RS1171 zusammengefasst.

2 Zielsetzung und Arbeitsprogramm

2.1 Gesamtziel

Ziel des Vorhabens ist es, die Methoden für Sicherheitsnachweise zur Integrität und Dichtheit von Sicherheitsbehältern laufender Anlagen aus Spannbeton durch probabilistische Ansätze zur Bestimmung der Strukturzuverlässigkeit zu erweitern, damit die Auswirkungen bzw. die Beherrschbarkeit schwerer Störfälle im Rahmen der für probabilistische Sicherheitsanalysen (PSA) benötigten quantitativen Abschätzungen aufgezeigt werden können. Dabei sollen im Zusammenhang mit großtechnischen Experimenten die Analysemethoden zur Bestimmung der Integrität von Behälterstrukturen aus vorgespanntem Beton insbesondere im Bereich von Störstellen (z. B. Schleusen) sowie die Leckratenbestimmung im Hinblick auf die Dichtheit der Strukturen weiterentwickelt werden und die Aussagegenauigkeit der Analysemethoden bezüglich der Simulation des Verformungsverhaltens von Betonstrukturen unter Berücksichtigung von Vorspannung und Bewehrung durch Analysen zu Versuchen verbessert werden. Weiterhin sollen die Voraussetzungen für eine Leckratenberechnung verbessert werden und Methoden zur Bestimmung der Leckraten bereitgestellt werden, um den bei Integritätsverlust infolge schwerer Störfälle sich ergebenden Quellterm aus dem Sicherheitsbehälter abschätzen zu können.

2.2 Wissenschaftliche und technische Arbeitsziele

Für die in der PSA benötigte quantitative Abschätzung der Strukturzuverlässigkeit von Sicherheitsbehältern sollen erprobte deterministische Methoden durch probabilistische Ansätze erweitert werden. Dabei sollen Unsicherheiten in Materialdaten, Geometriedaten und Belastungsannahmen durch Verteilungsfunktionen berücksichtigt werden. Erkenntnisse aus Analysen zu Großversuchen an Modell-Containments sollen für die Qualifizierung der Analysemethoden verwendet werden. Die weiterentwickelten Methoden sollen an einem Sicherheitsbehälter aus vorgespanntem Stahlbeton mit innen liegendem Stahl liner (Beispiel: SWR-Baulinie 72) erprobt werden. Dabei sollen der Beton, die Bewehrung, die Vorspannkabel und der Stahl liner in einem Globalmodell abgebildet werden. Zur Bestimmung der Leckwahrscheinlichkeit sollen Methoden bereitgestellt werden, die auf den Methoden zur Bestimmung der Strukturzuverlässigkeit von Rohrleitungen /GRE 04/ aufbauen.

Für die Validierung der im Rahmen des Vorhabens weiterentwickelten strukturmechanischen Ansätze speziell im Bereich von Durchführungen (z. B. Schleusen) sollen Versuchsergebnisse des bei SANDIA durchgeführten Großversuchs an einem vorgespannten Modellcontainment mit Stahl liner (Maßstab 1:4) herangezogen werden.

Weiterhin sollen Methoden zur Bestimmung der Leckraten bereitgestellt werden, um den bei Integritätsverlust infolge schwerer Störfälle sich ergebenden Quellterm aus dem Sicherheitsbehälter abschätzen zu können. Dabei sollen in einem ersten Schritt verfügbare Modellansätze zur Leckratenbestimmung gesichtet und geeignete Modellansätze und Korrelationen ausgewählt werden. Ein geeignetes Leckratenmodell soll für das bestehende Containment-Codesystem COCOSYS /ALL 05/ bereitgestellt werden.

Insgesamt werden als Ergebnisse des Vorhabens angestrebt:

- eine Methodik zur Bestimmung der Strukturzuverlässigkeit von Sicherheitsbehältern aus Spannbeton mit Stahl liner unter Berücksichtigung von Unsicherheiten in Materialdaten, Geometriedaten und Belastungsannahmen
- eine verbesserte Analysemethodik zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Sicherheitsbehältern aus Spannbeton insbesondere im Bereich von Durchführungen (z. B. Schleusen) im Hinblick auf die Bestimmung der Grenztragfähigkeit
- eine Methodik zur Bestimmung von Leckraten bei auftretenden makroskopischen Rissen im Beton im Hinblick auf die Bestimmung der Dichtheit von vorgespannten Betonstrukturen

2.3 Arbeitsprogramm

Zur Erfüllung der Zielsetzung wurden folgende Arbeitspakete festgelegt:

AP 1: Entwicklung einer Methodik zur Abschätzung der Strukturzuverlässigkeit eines Sicherheitsbehälters aus vorgespanntem Stahlbeton mit Stahl liner

Ein Analysemodell für die Struktur eines vorgespannten Sicherheitsbehälters aus Stahlbeton soll entwickelt werden. Dabei sollen der Beton und die Bewehrung sowie die Vorspannung angemessen simuliert werden. Eine Methode zur Abschätzung der Strukturzuverlässigkeit eines Sicherheitsbehälters aus vorgespanntem Stahlbeton soll entwickelt werden. Dabei werden verfügbare statistische Methoden zur Durchführung von Unsicherheits- und Sensitivitätsanalysen verwendet. Zur Ermittlung der Leckwahrscheinlichkeit am Stahl liner soll für die zu betrachtenden Schadensmechanismen, insbesondere Korrosion, ein strukturmechanisches Modell entwickelt werden. In den Analysen sollen die bisher verwendeten Annahmen bezüglich der Verbindung zwischen Bewehrung und Beton bzw. zwischen Spannkabeln und Beton im Hinblick auf Aussagen zur Rissbildung verbessert werden.

AP 2: Exemplarische Anwendungen der entwickelten Methodik zur Abschätzung der Strukturzuverlässigkeit eines Sicherheitsbehälters aus vorgespanntem Stahlbeton mit Stahl liner

Mit der im Arbeitspunkt 1 entwickelten Analysemethode sollen für ausgewählte Belastungsszenarien exemplarisch Untersuchungen zur Strukturzuverlässigkeit eines Sicherheitsbehälters aus vorgespanntem Stahlbeton mit Stahl liner durchgeführt werden. Dabei sollen auf der Basis von etwa 100 Berechnungen mit Eingabedatensätzen, die zufällig ausgespielten Parameterkombinationen aus den angenommenen Verteilungsfunktionen für Geometriedaten und Materialdaten sowie Belastungen und weiteren ausgewählten Analyseparametern enthalten, Quantile von Analyseergebnissen bestimmt werden.

AP 3: Weiterentwicklung einer Methodik zur Abschätzung der Grenztragfähigkeit des Sicherheitsbehälters aus Spannbeton im Bereich einer Schleuse

Bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit eines Sicherheitsbehälters aus Spannbeton sind die Durchführungen von besonderer Bedeutung. Am Beispiel der Materialschleuse des SANDIA Modellcontainments soll ein detailliertes Analysemodell entwickelt werden.

Nichtlineare Berechnungen zum Strukturverhalten der Materialschleuse des SANDIA-Modellcontainments unter mechanischer Belastung sollen durchgeführt werden, wobei die Grenztragfähigkeit bezüglich Innendruckbelastung abgeschätzt und mit den Ergeb-

nissen für den ungestörten zylindrischen Bereich des Modellcontainments verglichen wird. Die Ergebnisse dieses Arbeitspunktes sollen in die Behandlung von Durchführungen (z. B. Schleusen) im AP 1 einfließen.

AP 4: Bestimmung von Leckraten in Betonstrukturen (Modellentwicklung und Validierung)

Auf der Basis der in der Literatur vorliegenden Modelle für den Leckmassenstrom durch Betonstrukturen unter Verwendung experimenteller Ergebnisse, sowie der durch Simulation ermittelten Eigenschaften und Geometrien der Risse in der Betonstruktur soll in einem ersten Schritt ein verbessertes Modell für den Massenstrom durch diese Risse als Funktion der thermohydraulischen Bedingungen entwickelt werden. Dieses Modell soll für das Computerprogramm COCOSYS bereitgestellt werden. Mit dem bereitgestellten Modell werden Testrechnungen an Hand vorliegender Messergebnisse durchgeführt. Als Randbedingung für das Leckratenmodell ist die Abschätzung von Leckagepfaden insbesondere Lecköffnungen bzw. Leckflächen von entscheidender Bedeutung. Diese Daten werden für ausgewählte Versuche als Funktion der Belastung aus Innendruck und Temperatur bestimmt und für die Eingaberoutinen des Leckratenmodells bereitgestellt.

3 Stand von Wissenschaft und Technik

In Deutschland sind Spannbetonbehälter als Containment in den laufenden Kernkraftwerken der SWR-Baulinie 72 eingesetzt. In Frankreich sowie in osteuropäischen Ländern ist eine Großzahl laufender Kernkraftwerke mit Sicherheitsbehältern aus vorgespanntem Beton ausgerüstet. Im Rahmen des Neubaus von Kernkraftwerken insbesondere auch für den European Pressurized Water Reactor (EPR) in Finnland ist ebenfalls ein Spannbetonbehälter mit Stahl liner vorgesehen.

Bei SWR-Anlagen der Baulinie 72 ist der Sicherheitsbehälter ein zylindrischer Stahlbetonbehälter mit einer Wanddicke zwischen 1,1 m und 1,5 m, der konzentrisch zur etwa 1,5 m dicken Außenwand des Reaktorgebäudes angeordnet ist. Dieser Behälter ist in Umfangsrichtung und in vertikaler Richtung vorgespannt, so dass der Beton unter Druckspannung steht. Ein innen liegender, etwa 8 mm dicker metallischer Liner stellt die erforderliche Dichtheit her. Durch einen weiteren konzentrischen Zylinder, der oben mit einer Kreisringplatte abgeschlossen ist, wird der Innenraum in eine Druck- und eine Kondensationskammer unterteilt.

Im Unterschied zum SWR der Baulinie 72 ist bei SWR-Anlagen der Baulinie 69 der Sicherheitsbehälter ein kugelförmiger Stahlbehälter (Radius etwa 27 m) mit unten ange-setztem Zylinder und einem klöpperbodenförmigen Abschluss, wobei die Wanddicke der Druckschale im Bereich 16 – 30 mm liegt. Er ist in eine Kondensations- und eine Druckkammer eingeteilt, die das Druckabbausystem bilden. DWR-Anlagen haben eine reine kugelförmige Stahlschale mit einem Radius von 28 m und einer Wanddicke im ungestörten Bereich von 29 mm bzw. 38 mm je nach Bauart.

Im Rahmen von Sicherheitsstudien wurden in der Bundesrepublik Abschätzungen zum Tragverhalten verschiedener Sicherheitsbehälterkonstruktionen durchgeführt, um Schwachstellen zu identifizieren (Risikostudie Phase B /GRS 90/, Vorhaben RS 960 /HOE 97/, Vorhaben SR 2306 /SON 01/).

Die strukturmechanischen Methoden zur Beschreibung der Tragfähigkeit von Sicherheitsbehälterstrukturen aus Stahl- bzw. Spannbeton wurden in den letzten Jahren weiterentwickelt. Die Materialmodelle können insbesondere Rissbildung im Beton infolge von Druck- bzw. Zugspannungen überwiegend als „verschmierte Risse“ beschreiben.

Bezüglich der Belastungen können mechanische und thermische Anteile berücksichtigt werden.

Zur Erfassung des Verbundverhaltens von Bewehrungsstahl und Beton werden in der Literatur 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. Diese 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 kann auch angewendet werden, 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/.

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 wesentliche Unterschiede zu realen Sicherheitsbehältern aufweisen. Trotzdem erlauben es die Versuchsergebnisse, die integralen Leckagevolumina einer Containmentwand bei vorgegebenen mittleren Rissweiten abzuschätzen /EIB 01/.

Von EDF (Frankreich) wurde als Großversuch ein vorgespanntes Beton-Modellcontainment (Maßstab 1:3, Wanddicke 1:1) - genannt MAEVA - errichtet, an dem lineares und nichtlineares Verhalten der Struktur sowie die Leckrate durch die Betonschale experimentell untersucht wurden /GRA 97/. Dabei wurden kombinierte Belastungen aus Innendruck und Temperatur unter Mediumsbedingungen (Luft und Dampf) realisiert, wie sie bei schweren Störfällen auftreten können. In diesem Zusammenhang wurden zur Fragestellung „Integrität und Dichtheit innovativer Containmentkonzepte“ von der GRS im Rahmen des EU/BMBF-Forschungsvorhabens CESA/RS 1093 interdisziplinär analytische Arbeiten durchgeführt /FIR 00/. Dabei wurden Vorausrechnungen zum Strukturverhalten des MAEVA Modellcontainments aus

vorgespanntem Beton (Standort: 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 Berechnungen 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. Die Analysen zeigen, dass sich insbesondere bei Dampfphasen starke Temperaturgradienten und damit nennenswerte Zug- und Druckspannungen in der vorgespannten Betonwand ausbilden können. Wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons entstehen dadurch schon bei Drücken im Bereich des Auslegungsdrucks große Bereiche mit Mikrorissen /LIU 97/. Die strukturmechanischen Berechnungen bilden die Basis für die Leckratenberechnung durch Festlegung der Positionen und Größen wanddurchdringender Risse sowie deren Rissöffnung. Für die Leckratenbestimmung wurden diese Randbedingungen übernommen und die Auströmraten entsprechend dem zeitlichen Verlauf der Versuchsfahrweise ermittelt /HUE 98/. Die Vorausberechnungen wurden nach Bekanntgabe der Versuchsergebnisse bewertet /CES 00/. Im Rahmen der durchgeführten Analysen wurde insbesondere bei der Bestimmung der für die Leckratenberechnung erforderlichen Rissöffnungen bzw. -flächen sowie bei den eingesetzten Leckratenmodellen die Notwendigkeit für eine Weiterentwicklung der Analysemethodik deutlich. Im Rahmen des Vorhabens RS 1154 wurden mit verschiedenen Methoden Abschätzungen zur Rissöffnung bzw. -fläche unter transienter Temperatur- und Druckbelastung durchgeführt.

Zur Untersuchung des Strukturverhaltens vorgespannter Sicherheitsbehälter wurde ein großmaßstäblicher (1:4) Versuch an einem Modellcontainment aus vorgespanntem Beton mit metallischem Liner in den SANDIA National Laboratories (Albuquerque, USA) durchgeführt. Im Modellcontainment wurden auch Störstellen wie Kabeldurchführungen und Schleusen realisiert. Zu dem Versuch wurde im Rahmen der Arbeitsgruppe IAGE (Integrity of Components and Structures) des CSNI (Committee on the Safety of Nuclear Installations) ein internationaler Vergleich von Analysemethoden (International Standard Problem: ISP 48) durchgeführt. GRS hat sich an den Versuchsnachrechnungen im Rahmen des Vorhabens RS 1154 beteiligt. Grundlage des Standardproblems war der sog. Limit-State-Test /HES 03/. Dabei wurde das Containment 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. Die mit verschiedenen Analysemodellen erzielten Ergebnisse der GRS zeigen im ungestörten zylindrischen Bereich des Modellcontainments eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Werten für die Verformungen und die Dehnungen im Liner, in den Bewehrungsstählen, in den Spannkabeln und im Beton als Funktion des Innendrucks (Abweichungen < 15 %). Größere Abweichungen bis zu 40 % sind im Innendruckbereich 0,6 bis 0,8 MPa zu finden, die auf vereinfachte Annahmen bezüglich der Kopplung zwischen Beton und Bewehrungsstahl sowie den Spannkabeln bei den Berechnungen zurückzuführen sind. Oberhalb 1,1 MPa Innendruck lassen sich die Diskrepanzen auf die einsetzende Nichtlinearität im Verhalten der Stahlkomponenten zurückführen, deren Materialverhalten mit gewissen Unsicherheiten behaftet ist.

Da mit dem Limit-State-Test das Ziel der Belastung des Modellcontainments bis zum strukturellen Versagen nicht erreicht werden konnte, wurde der Liner repariert und ein weiterer Versuch durchgeführt (Structural-Failure-Mode-Test, /HES 03/). Das Modell wurde in diesem Fall fast vollständig mit Wasser gefüllt und lediglich durch einen kleinen Stickstoffanteil unter Druck gesetzt. Der Versuch endete mit einem katastrophalen Versagen des Modellcontainments, in Form eines langen axialen Durchrisses, nachdem zuvor einzelne Umfangsspannkabel versagten. Der maximale Innendruck beim Versagen betrug 1,42 MPa, was etwa dem 3,63-fachen Auslegungsdruck entspricht.

Aus den Projekten RS 718 und RS 783 liegt Erfahrung in der Berechnung zum Strukturverhalten eines schlaff bewehrten Stahlbeton-Modellcontainments vor, an dem im SANDIA Nat. Lab. 1987 ein Hochdrucktest durchgeführt wurde. 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. Die Untersuchungen mit einem rotations-symmetrischen 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 /BAC 88/, /BAC 89/. Insgesamt zeigte sich, dass lokale dreidimensionale Analysen erforderlich gewesen wären, die jedoch damals noch sehr aufwändig waren.

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 letztgenannte 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.

Im Folgenden sind Versuche angesprochen, die zur Validierung strukturmechanischer und thermohydraulischer Analysemethoden herangezogen wurden.

- 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. Dabei zeigt Wasserdampf in einem engen Riss (Rissweite kleiner 0,4 mm) unmittelbar nach Risseintritt einen starken Druckabfall, was zu einer Kondensation führt. Somit strömt am Rissende Wasser aus. Bei einem Riss mit Rissweite 0,8 mm ist der Druckabfall deutlich geringer, so dass die Kondensation entlang des Risses ausbleibt und am Rissende Dampf auströmt /EIB 01/.
- In den Versuchen an der Universität Karlsruhe wurden zunächst Rissmuster mit durchgehenden Rissen an Stahlbetonquadern der Größe $2,7 \times 1,8 \times 1,2 \text{ m}^3$ durch uniaxialen Zug erzeugt. Danach wurden insgesamt vier Versuche (jeweils 40 Stun-

den) 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 /EIB 01/.

Für die Beschreibung von Leckraten bei innendruckbelasteten Spannbetonkonstruktionen wurden erste Modellentwicklungen in verschiedenen Ländern begonnen, um die komplexen Möglichkeiten der Bildung von Leckagepfaden mit und ohne Liner einschließlich der im Riss innerhalb der Betonwand stattfindenden Kondensationsvorgänge zu beschreiben. Leckagen können nur erfolgen, wenn die Mikrorisse im Beton durch die gesamte Wand hindurchgehen. Da die Mikrorisse sehr eng und unregelmäßig geformt sind, wirken sie wie ein Filter auf den Leckagemassenstrom und sind in der Lage, Schadstoffe, Aerosole und Spaltprodukte aus dem Leckagemassenstrom herauszufiltern und den Dampfanteil im Leckagemassenstrom zu kondensieren. Durch das Kondensat können die Risse für Gasausströmung temporär wieder verschlossen werden. Dies erfordert wesentlich komplexere Modelle als die einfachen Ausströmmodelle für Risse in Rohrleitungen aus Stahl bei innerem Überdruck, da die Modelle auch diese physikalischen Vorgänge mitberücksichtigen müssen.

Auf dem Gebiet der Leckagen aus Rissen und Brüchen von Rohrleitungen aus Stahl hat die GRS bereits mehrere Studien durchgeführt und das Berechnungsprogramm WINLECK /GRE 92/, /GRE 99/ entwickelt. Damit ist es bei Vorgabe der für das Leck wesentlichen Parameter möglich, Aussagen zum Leckagemassenstrom aus Rissen und Spalten in Strukturen aus Stahl zu machen. Die Berechnung wird mit mehreren Modellen durchgeführt und die Ergebnisse werden danach mit verfügbaren Messdaten von Experimenten verglichen. Diese Arbeiten decken aber nicht Leckagen durch Mikrorisse in druckbelasteten Betonstrukturen ab.

4 Unsicherheits- und Sensitivitätsanalysen an einem vorgespannten Stahlbetoncontainment eines SWR

4.1 Beschreibung der Methodik

Im Sinne von Unsicherheits- und Sensitivitätsanalysen basiert die angewandte Methodik auf einer großen Anzahl von Finite-Element-Berechnungen mit dem Programm ADINA /ADI 09/ und einer probabilistischen Auswertung der Ergebnisse mit dem GRS-Programm SUSA /KLO 02/.

Hierbei wird eine Reihe von Eingabeparametern (Materialdaten, Geometrie etc.) für die Finite-Element-Berechnungen festgelegt. Für diese Parameter werden zur Berücksichtigung von Unsicherheiten Verteilungen ermittelt. Aus diesen werden dann mit dem Programm SUSA z. B. 100 Parameterkombinationen für die Finite-Element-Analysen zufällig ausgewürfelt. Nach Durchführung der Finite-Element-Analysen werden diese hinsichtlich eines oder mehrerer wesentlicher Resultate ausgewertet. Dabei erhält man wiederum eine Verteilung bzw. mehrere verteilte Größen als Resultat. Mit Hilfe von SUSA können hierfür dann Sensitivitätsanalysen im Hinblick auf den Einfluss der verschiedenen Parameter auf das Ergebnis durchgeführt werden.

Die Methodik wurde bereits mehrfach erfolgreich für Stahlkomponenten (RDB, Rohrleitungen) angewendet /SIE 99/, /GRE 04/. Im Folgenden wird die Anwendung auf ein vorgespanntes Stahlbetoncontainment dargestellt und weitere Details zur Methodik erläutert.

4.2 Vorgespanntes Stahlbetoncontainment

In Deutschland sind Spannbetonbehälter als Containmentstruktur in den laufenden Kernkraftwerken der SWR-Baulinie 72 eingesetzt. Abb. 4.2-1 zeigt einen Querschnitt des Reaktorgebäudes. Die innere Containmentwand ist als vorgespanntes Stahlbetonbauteil ausgeführt. Dabei verlaufen die Spannkabel lediglich im zylindrischen Teil des Containments. Zur Abdichtung ist auf der Innenseite ein 8 mm dicker Stahlliner angebracht.

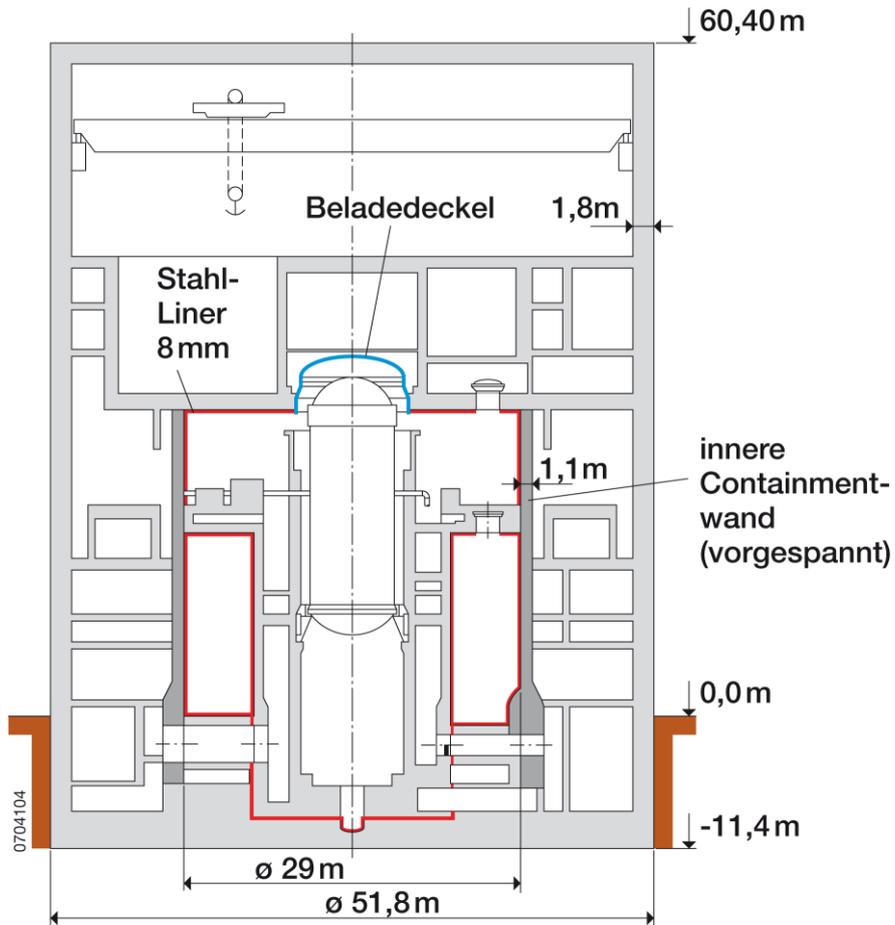


Abb. 4.2-1 Querschnitt durch das Reaktorgebäude eines deutschen SWR der Baulinie 72

Abb. 4.2-2 zeigt schematisch den Verlauf der Spannkabel. Weitere Details der Spannkabelführung sind in Abb. 4.2-3 und Abb. 4.2-4 dargestellt.

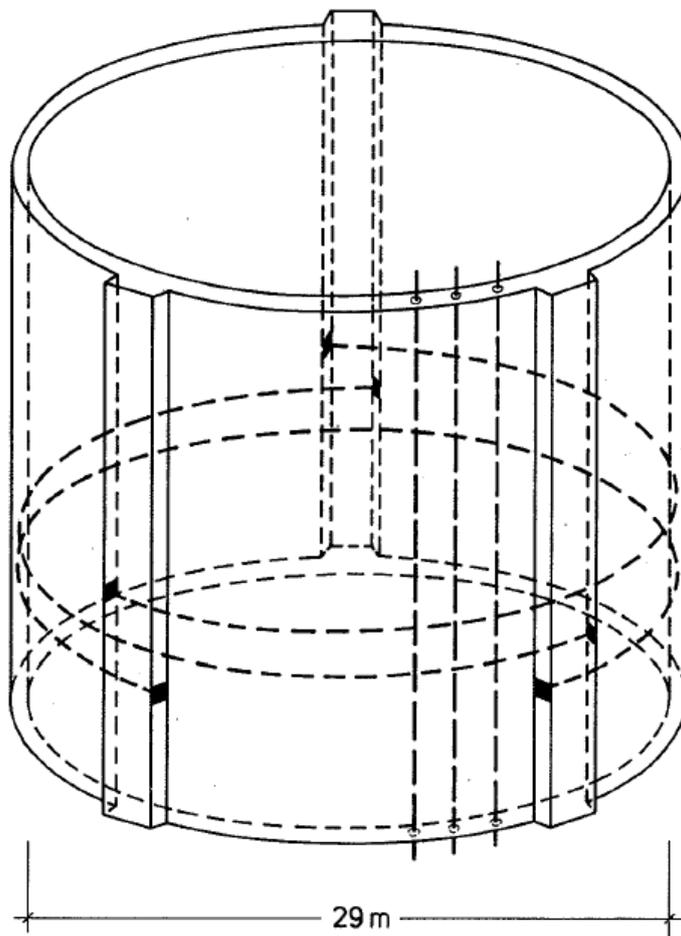


Abb. 4.2-2 Schematische Darstellung der Spannkabelanordnung im Containment eines deutschen SWR der Baulinie 72 (aus /HAS 82/)

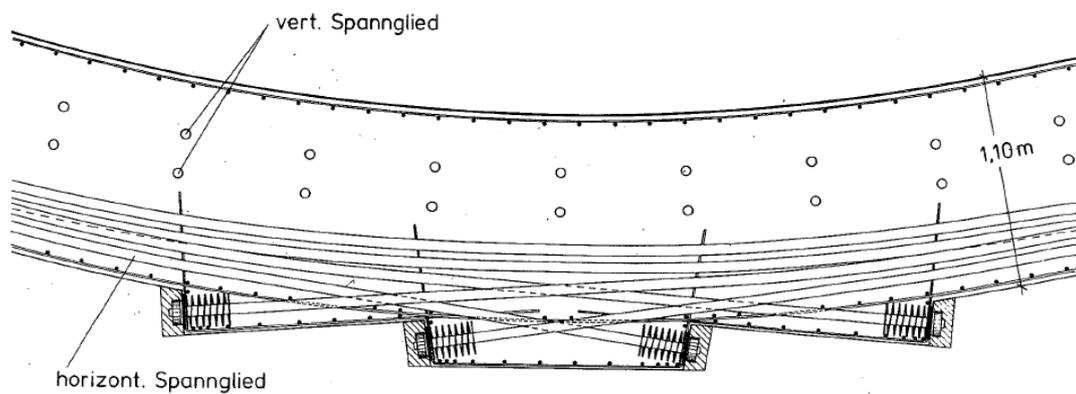


Abb. 4.2-3 Spannkabelanordnung im Bereich einer Lisene im Containment eines deutschen SWR der Baulinie 72 (aus /HAS 82/)

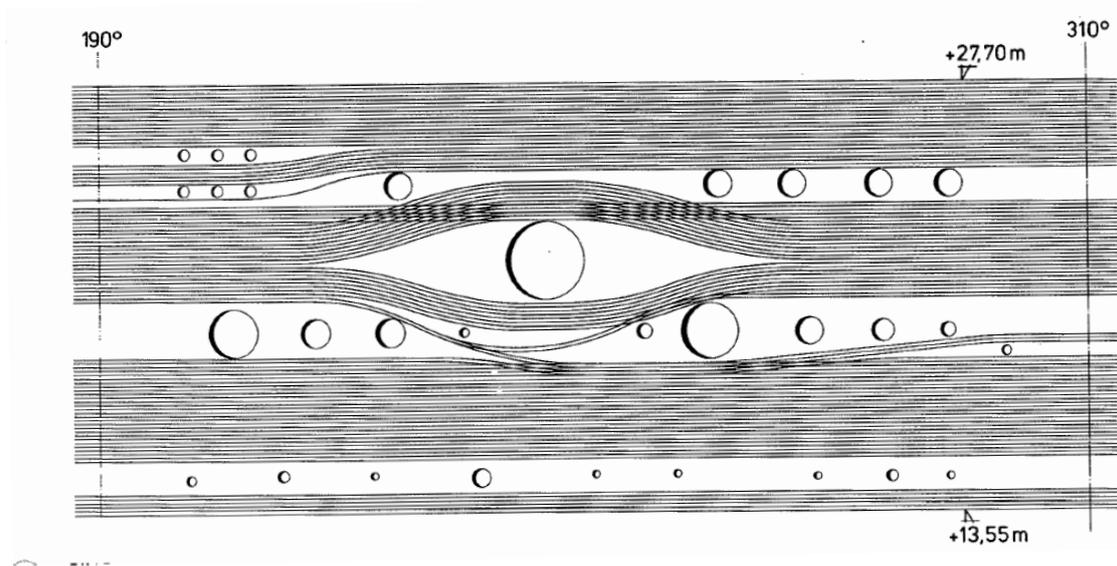


Abb. 4.2-4 Schematische Darstellung des Spannkabelverlaufs in der Nähe von Durchführungen eines deutschen SWR der Baulinie 72 (aus /HAS 82/)

4.3 Verteilte Parameter

Um Unsicherheiten bei der Festlegung der Materialdaten zu berücksichtigen, werden diese als Verteilungen verwendet. Beispielsweise schwanken Messergebnisse für Streckgrenze oder Zugfestigkeit von Zugproben aus einer Charge eines Stahls um mehr als $\pm 10\%$ um den Mittelwert. Für die Stahlkomponenten im Containmentmodell (Liner, Bewehrung und Spannkabel) wurden als verteilte Parameter bei Annahme eines bilinearen elastisch-plastischen Materialgesetzes jeweils die Streckgrenze, der Tangentenmodul und der E-Modul verwendet, für den Beton die Zug- und Druckfestigkeit und ebenfalls der E-Modul. Als weitere verteilte Größen wurden für die Spannkabel die Anfangsdehnung (zur Aufbringung der Vorspannkraft) sowie die Bruchdehnung definiert. Die Bruchdehnung ist dabei keine Eingangsgröße für die Finite-Element-Rechnungen, sondern wird bei der Auswertung bezüglich Bestimmung des Versagensdruckes der Containmentstruktur verwendet. Alle Verteilungen sind als Lognormalverteilung festgelegt und werden bei jeweils festgelegten Minimal- und Maximalwerten abgeschnitten. Abb. 4.3-1 zeigt beispielhaft die Verteilung der Streckgrenze des Bewehrungswerkstoffes.

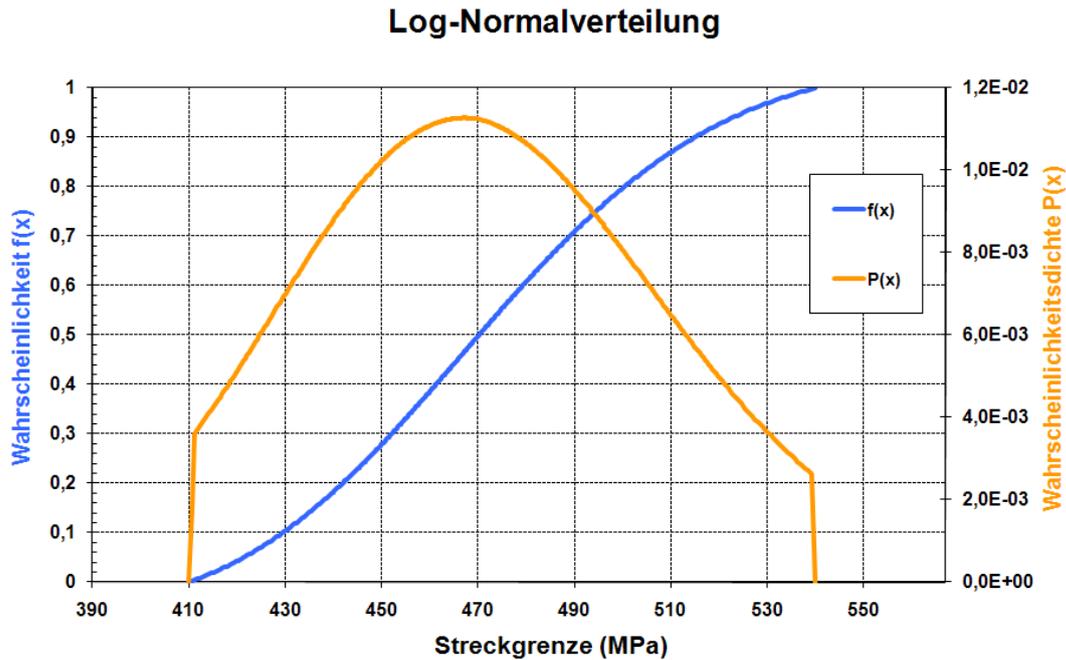


Abb. 4.3-1 Wahrscheinlichkeitsdichte und Wahrscheinlichkeit für die Streckgrenze des Bewehrungsstahls

Im Folgenden sind alle verteilten Parameter mit den Annahmen bezüglich der Verteilungsfunktionen zusammengestellt:

Parameter 1-3: Beton

1. Zugfestigkeit: $\mu = 3.2, \sigma = 0.7, W_{\min} = 2.2, W_{\max} = 4.7$
2. Druckfestigkeit: $\mu = 43, \sigma = 5.21, W_{\min} = 32.2, W_{\max} = 56.5$
3. E-Modul: $\mu = 30000, \sigma = 4500, W_{\min} = 21000, W_{\max} = 42000$

Parameter 4-7: Spannkabel

4. Streckgrenze: $\mu = 1515, \sigma = 90, W_{\min} = 1315, W_{\max} = 1740$
5. Tangentenmodul: $\mu = 7000, \sigma = 440, W_{\min} = 6000, W_{\max} = 8100$
6. E-Modul: $\mu = 200000, \sigma = 11000, W_{\min} = 176000, W_{\max} = 227000$
7. Bruchdehnung: $\mu = 0.0383, \sigma = 0.004, W_{\min} = 0.02, W_{\max} = 0.048$

Parameter 8-10: Bewehrung

- 8. Streckgrenze: $\mu = 470, \sigma = 27, W_{\min} = 410, W_{\max} = 540$
- 9. Tangentenmodul: $\mu = 2020, \sigma = 125, W_{\min} = 1750, W_{\max} = 2330$
- 10. E-Modul: $\mu = 192000, \sigma = 11000, W_{\min} = 167800, W_{\max} = 219000$

Parameter 11-13: Liner

- 11. Streckgrenze: $\mu = 315, \sigma = 17, W_{\min} = 277, W_{\max} = 357$
- 12. Tangentenmodul: $\mu = 1030, \sigma = 55, W_{\min} = 910, W_{\max} = 1165$
- 13. E-Modul: $\mu = 200000, \sigma = 11000, W_{\min} = 176000, W_{\max} = 227000$

Parameter 14: Vorspannung (Normalverteilung)

- 14. Anfangsdehnung: $\mu = 0.00468, \sigma = 4.68 \cdot 10^{-4}, W_{\min} = 0.0036, W_{\max} = 0.0058$

Aus diesen Verteilungen wurden mit dem Programm SUSA /KLO 02/ 100 Wertekombinationen als Eingabedaten für Finite-Element-Analysen zufällig ausgewürfelt.

4.4 Finite-Element-Modell

Im Hinblick auf die große Anzahl durchzuführender Berechnungen wurde unter Verzicht auf die Modellierung von Durchführungen ein rotationssymmetrisches Modell entwickelt, das in Abb. 4.4-1 bis Abb. 4.4-3 gezeigt wird. Dabei werden die Betonanteile der Containmentwand mit zweidimensionalen Kontinuumselementen simuliert. Für die Spannkabel und die Bewehrungsstäbe werden Stabelemente verwendet. Als Belastung wird ansteigender Innendruck betrachtet.

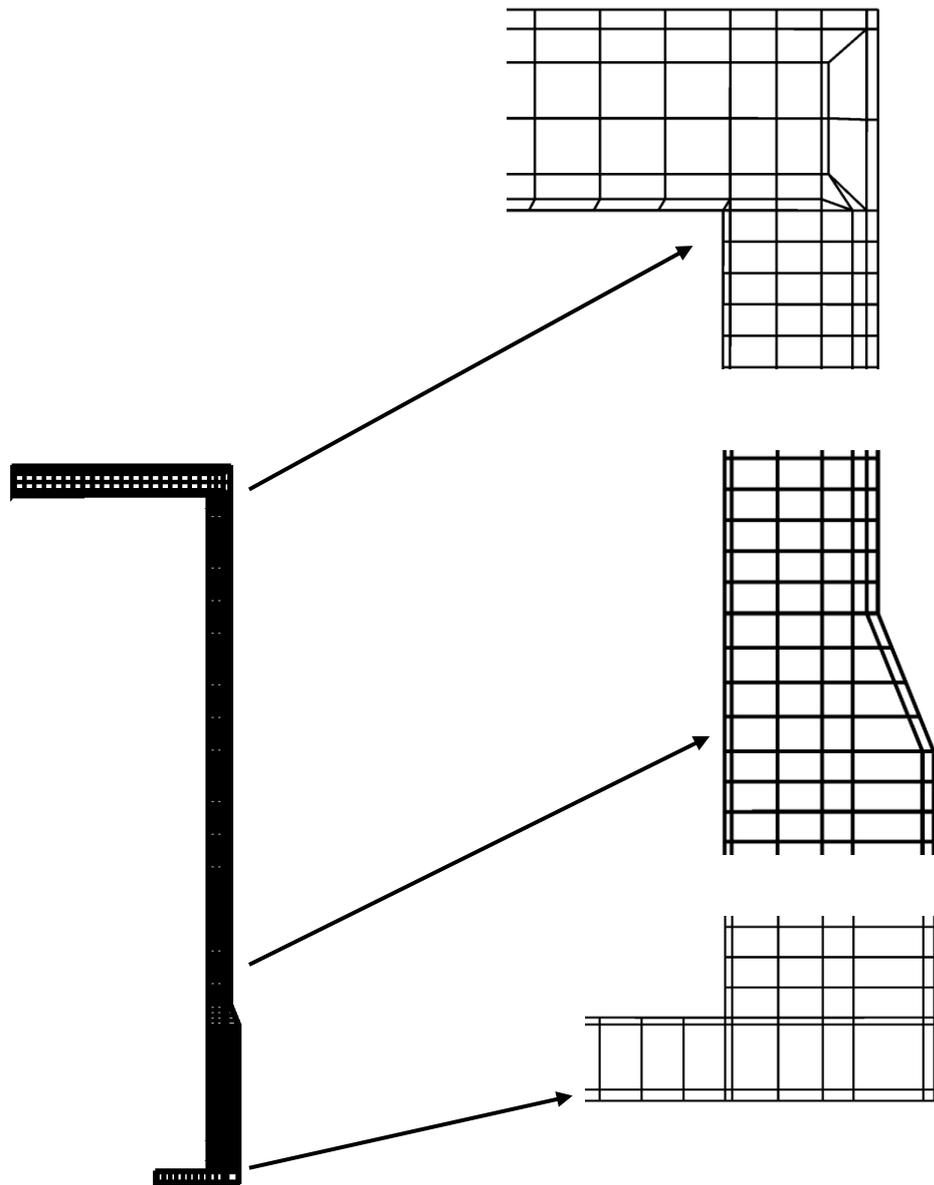


Abb. 4.4-1 Rotationssymmetrisches Finite-Element-Modell des SWR-Containments

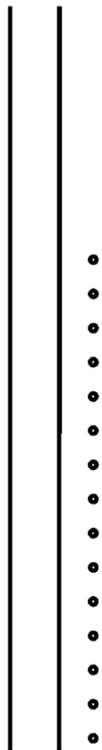


Abb. 4.4-2 Spannkabelanordnung im oberen Teil des Containers

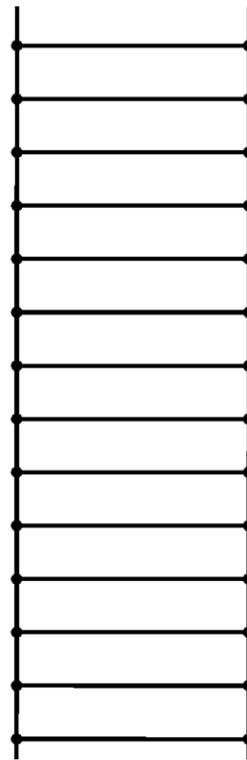


Abb. 4.4-3 Bewehrung im mittleren Teil des Containers

4.5 Finite-Element-Berechnungen

Wie bereits angedeutet wurden bei den Berechnungen nichtlineare Materialmodelle verwendet. Für den Beton wurde das in ADINA /ADI 09/ verfügbare Betonmodell verwendet. Dieses beinhaltet die Erzeugung von Mikrorissen im Zugbereich (bei Überschreiten der Zugfestigkeit) und nichtlineares Verhalten im Druckbereich gemäß der in Abb. 4.5-1 gezeigten schematischen Spannungsdehnungskurve. Im Zugbereich verläuft die Kurve nahezu linear bis zum Erreichen der Zugfestigkeit. Bei weiterer Zunahme der Dehnung führen Mikrorisse zu einer Abnahme der Spannungen. Durch weiteren Spannungsabbau und Zunahme der Verformung entstehen Makrorisse. In Simulationen mit Finite-Elemente-Modellen 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 charakteristi-

schen Länge hergestellt werden, die von der Bruchenergie, dem E-Modul und der Zugfestigkeit abhängt /BRA 88/.

Die Stahlkomponenten wurden als elastisch-plastisches Material mit bilinearer Spannungs-Dehnungs-Kurve (gekennzeichnet durch die Streckgrenze und den Tangentenmodul) simuliert.

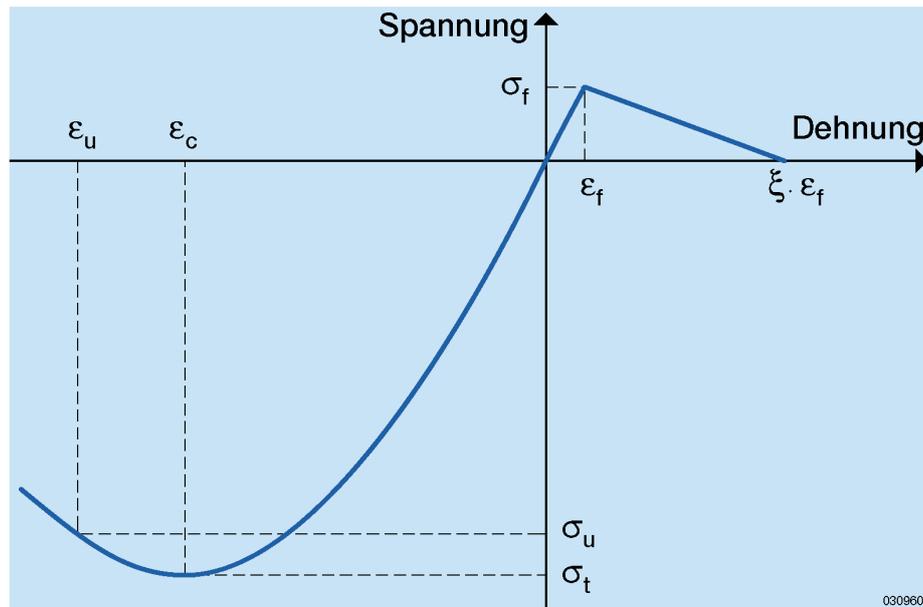


Abb. 4.5-1 Nichtlineare Spannungs-Dehnungskurve im ADINA-Betonmodell

Die verwendeten Materialdaten werden wie bereits beschrieben variiert. Die Verteilungsdaten sind im Einzelnen in Kapitel 4.3 zusammengestellt.

Das Analysemodell wurde für jede zufällig ausgewürfelte Parameterkombination durch ansteigenden Innendruck sowie die im ersten Lastschritt aufgebraachte Anfangsdehnung der Spannkabel infolge Vorspannung sowie durch Eigengewicht belastet.

4.6 Ausgewählte Berechnungsergebnisse

Im Folgenden werden zunächst ausgewählte Berechnungsergebnisse eines der 100 Rechenfälle beschrieben. Die für die Auswertung des Rechenfalls im Hinblick auf den Versagensdruck wesentlichen, aus den entsprechenden Verteilungen ausgewürfelten, Materialdaten für die Spannkabel sind die Streckgrenze 1528 MPa, der E-Modul 182910 MPa und die Bruchdehnung 4,7 %. Hieraus ergibt sich als Dehnung bei der Streckgrenze der Wert 0,84 %.

Die Verteilung der berechneten Mikrorisse in Abhängigkeit vom Innendruck ist in Abb. 4.6-1 dargestellt. Dabei werden die Integrationspunkte (vier pro Element bei 2 x 2 Integration), an denen die maximale Hauptspannung die Zugfestigkeit überschreitet, mit roten Kreisen gekennzeichnet. Im zylindrischen Bereich mit entsprechendem Abstand von der Fundamentplatte und dem Bereich des Beladedeckels dominiert infolge des Innendrucks die Umfangsspannung, so dass die roten Kreise hier eine Rissfläche senkrecht zur Umfangsrichtung kennzeichnen.

Wesentlich für die Bestimmung des Versagensdrucks des Containments sind die maximalen Dehnungen in den Spannkabeln. Sie treten hier in den vertikalen Spannkabeln im Bereich des Übergangs zum Bereich des Beladedeckels auf (siehe Abb. 4.6-2).

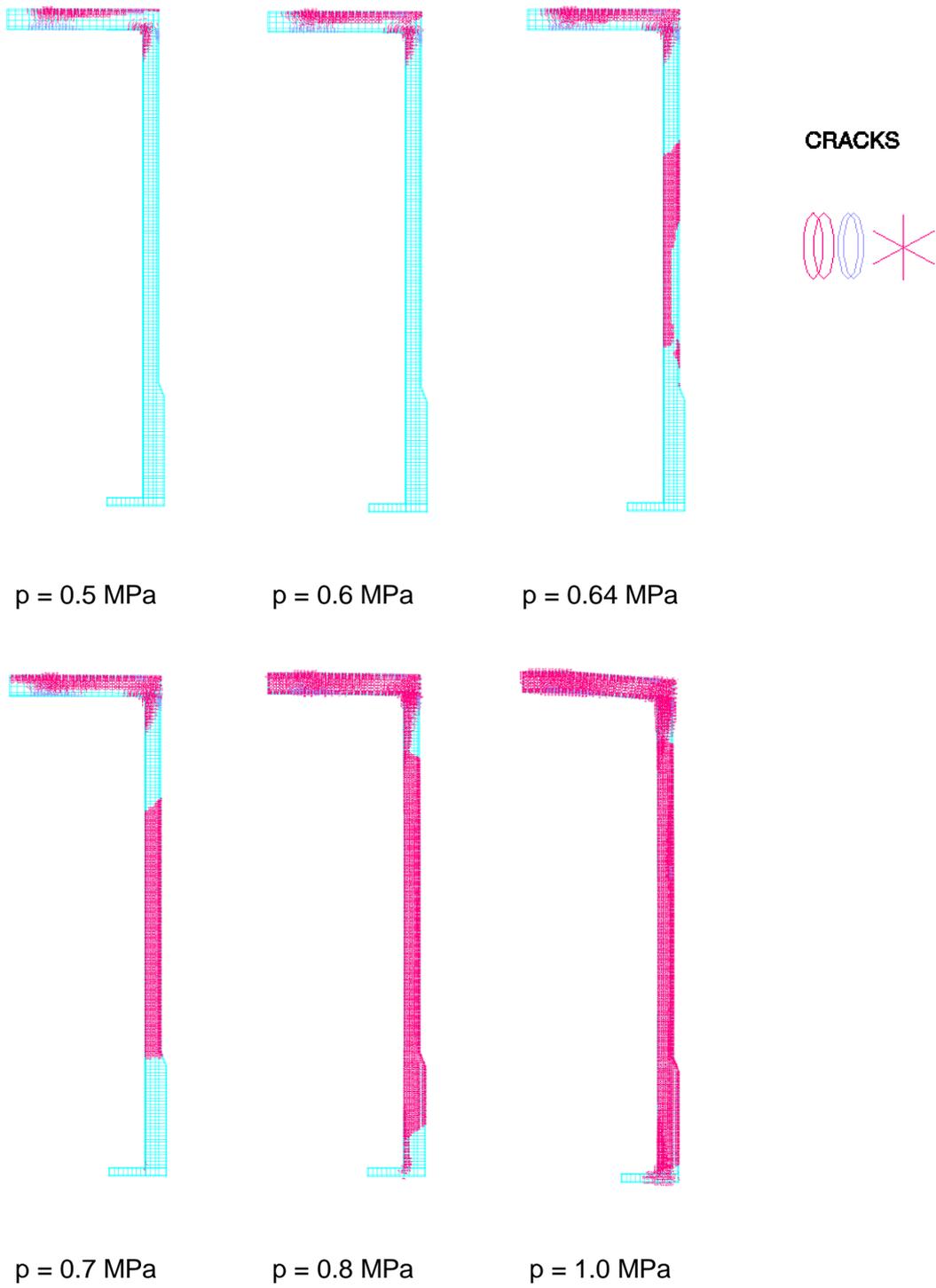
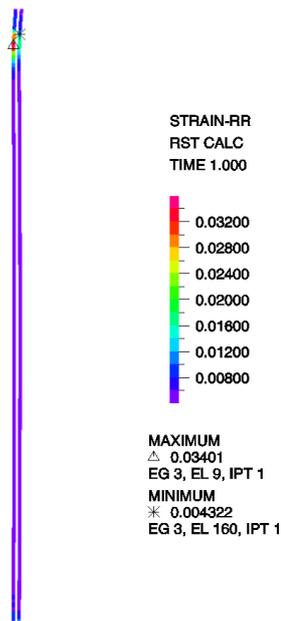


Abb. 4.6-1 Verteilung von Mikrorissen für verschiedene Innendrucke



$p = 1.0 \text{ MPa}$

Abb. 4.6-2 Längsdehnungen in den vertikalen Spannkabeln bei $p = 1,0 \text{ MPa}$

Betrachtet man den Integrationspunkt mit der maximalen Dehnung, so ergibt sich die in Abb. 4.6-3 dargestellte Abhängigkeit vom Innendruck.

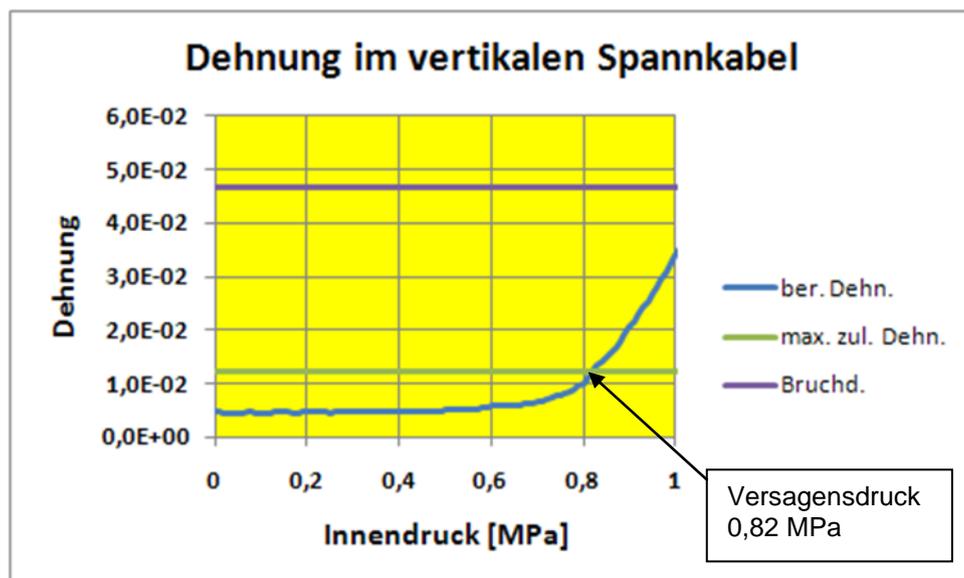


Abb. 4.6-3 Verlauf der axialen Dehnung in einem vertikalen Spannkabel, Bewertung bezüglich Versagensdruck

Zusätzlich zur berechneten Dehnung („ber.Dehn.“) sind in Abb. 4.6-3 noch die für den Rechenfall ausgewürfelte Bruchdehnung („Bruchd.“) sowie die gemäß der Ausführungen in Kapitel 0 bestimmte maximal zulässige Dehnung von 1,2 % („max. zul. Dehn.“) eingezeichnet, die zur Bestimmung des Versagensdrucks herangezogen wird. Für den hier betrachteten Berechnungsfall ergibt sich ein Versagensdruck von 0,82 MPa.

4.7 Unsicherheits- und Sensitivitätsanalyse

Nachdem für alle 100 Berechnungen die Versagensdrücke ermittelt worden waren, wurde mit dem Programm SUSA eine Unsicherheits- und Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Passt man dabei eine Normalverteilung an die bestimmten Versagensdrücke an, so ergeben sich 0,78 MPa als Mittelwert und 0,029 MPa als Standardabweichung. Abb. 4.7-1 zeigt die Güte der Anpassung.

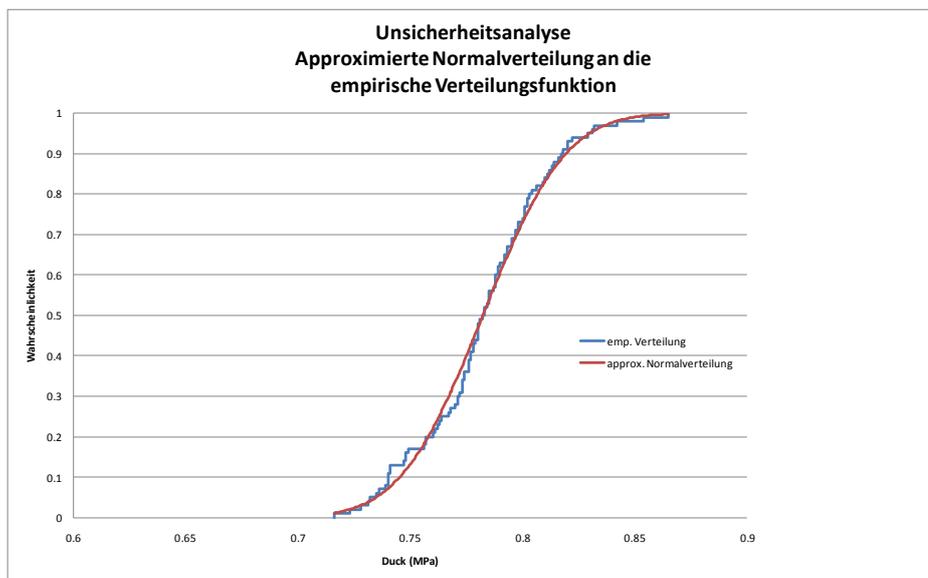


Abb. 4.7-1 Anpassung einer Normalverteilung an die Verteilung aus den berechneten Versagensdrücken

Als ausgewählte Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse sind in Abb. 4.7-2 die Resultate des Parametereinflusses nach den „Spearman's Rank Correlation Coefficients“ dargestellt.

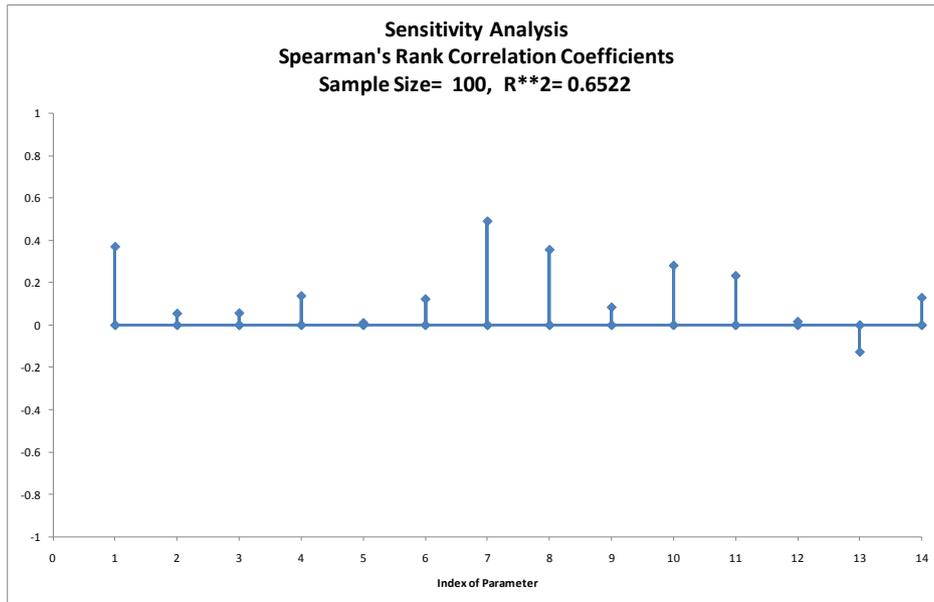


Abb. 4.7-2 Ergebnisse der Sensitivitätsauswertung

Der Parameter 7 (Bruchdehnung des Spannkabelstahls) zeigt den stärksten Einfluss auf den Versagensdruck. Weiterhin zeigen Parameter 8 (Streckgrenze des Bewehrungsmaterials) und Parameter 1 (Zugfestigkeit des Betons) einen deutlichen Einfluss. Somit erhöht sich die Aussagegenauigkeit bezüglich des Versagensdrucks, wenn die Kenntnisunsicherheiten bei der Festlegung der Verteilungsfunktionen für die einflussstärksten Parameter abgebaut werden.

5 Näherungsverfahren zur Ermittlung des Linerversagens

Die Voraussetzung für das Auftreten von Leckagen in einem Stahlbetoncontainment mit Liner ist, dass der Liner undicht wird, da Risse im Beton schon bei geringen Druckbelastungen auftreten. Besonders hohe Dehnungen treten im Liner erfahrungsgemäß an Unstetigkeitsstellen des Containments auf, z. B. Wanddickenänderungen, Durchführungen und Schleusen.

Ende der 80iger Jahre wurde in den USA eine Methode entwickelt /DAM 89/, mit der sich aus den Ergebnissen von Finite-Element-Analysen mit relativ einfachen Modellen (ohne Durchführungen) Rückschlüsse auf das Linerverhalten im Bereich von Unstetigkeitsstellen ziehen lassen. Dabei wurden die bis dahin gewonnenen Erfahrungen aus experimentellen Untersuchungen an Modellcontainments und Analysen aufgearbeitet und in ein zunächst auf amerikanische Kernkraftwerke ausgerichtetes Näherungsverfahren eingebunden.

Dieses auch mit Einschränkungen auf andere Anlagen anwendbare Verfahren wird im Folgenden erläutert sowie eine Anwendung der Methode beschrieben.

5.1 Beschreibung der Methode

Grundgedanke des Verfahrens ist es, die mit einem Modell des Containments ohne Durchführungen an den Positionen der zu betrachtenden Durchführungen bzw. Unstetigkeitsstellen ermittelten Dehnungen ε_{global} mit durch die Methode bereitgestellte Faktoren zu multiplizieren, so dass sich Schätzwerte für die maximalen Dehnungen ε_{local} im Bereich der Störungsstellen ergeben. Diese werden dann mit der einachsigen Bruchdehnung des Linerwerkstoffs verglichen.

Gemäß /DAM 89/ gilt die Beziehung:

$$\varepsilon_{local} = K \cdot \beta \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{global} \quad (5-1)$$

Mit K als Dehnungsüberhöhungsfaktor, β als Spannungsmehrachsigenfaktor und α als Faktor zur Berücksichtigung lokaler Dehnungsüberhöhungen. Auf die Ermittlung der Faktoren wird im Folgenden näher eingegangen.

Zunächst soll anhand Abb. 5.1-1 und Abb. 5.1-2 gezeigt werden, wie ein FE-Modell für ein typisches vorgespanntes Containment aussehen kann.

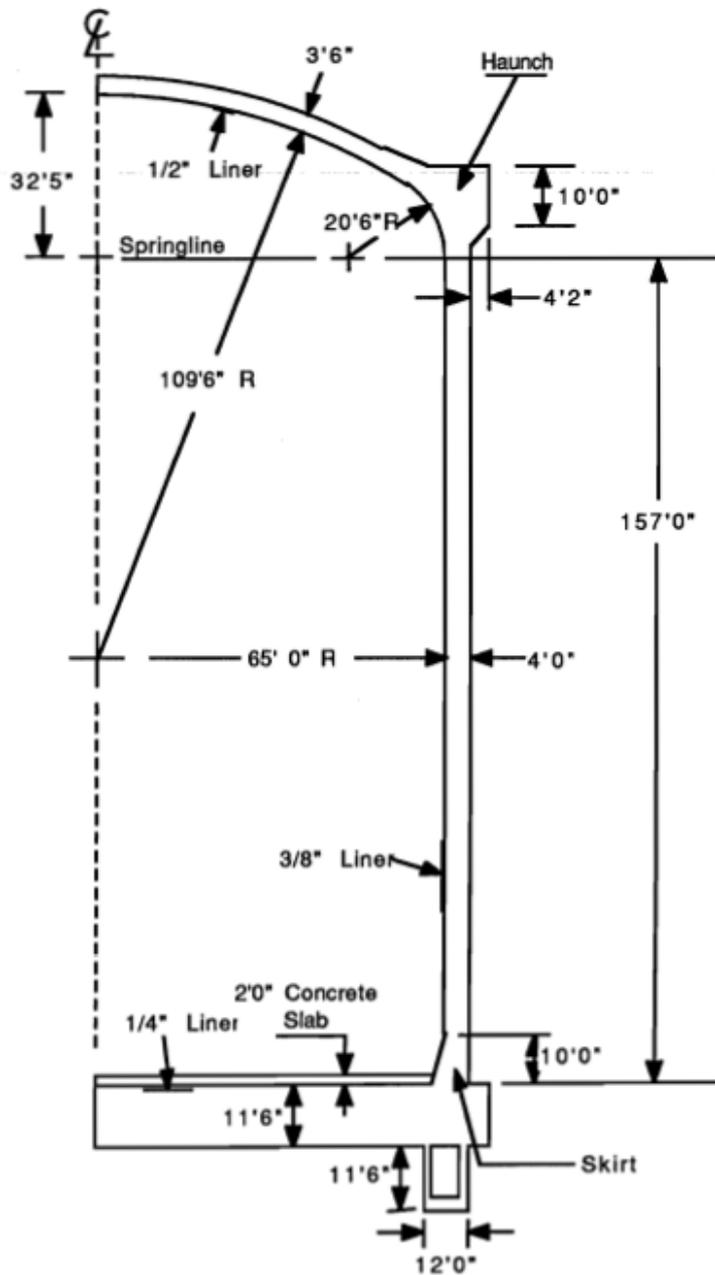


Abb. 5.1-1 Geometrie eines typischen vorgespannten Betoncontainments amerikanischer Bauart (Abmessungen in Fuß und Zoll $1' = 0,3048$ m, $1'' = 25,4$ mm, aus /DAM 89/)

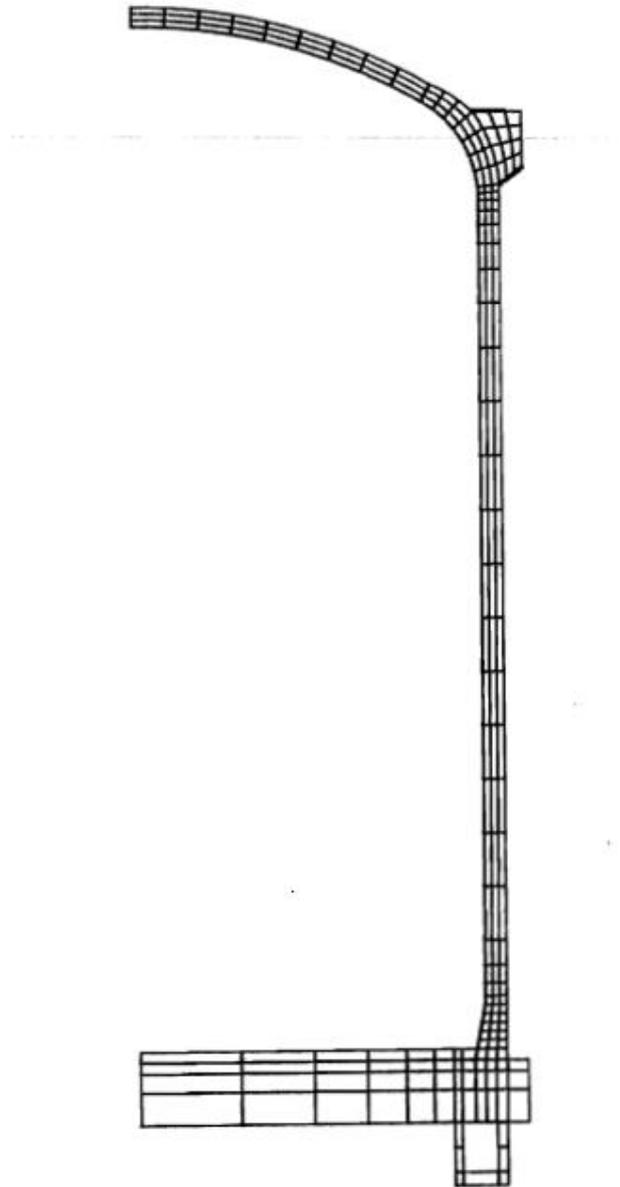


Abb. 5.1-2 Rotationssymmetrisches FE-Modell für das Containment aus Abb. 5.1-1
(aus /DAM 89/)

Das FE-Modell hat keine Durchführungen, muss aber alle Komponenten wie Liner, Beton, Bewehrungsstahl und Spannkabel enthalten.

Ähnliche Modelle (auch in dreidimensionaler Ausführung) wurden in den GRS-Untersuchungen /BAC 88/, /GRE 06/, /GRE 09/ eingesetzt.

Ermittlung der Faktoren K , β , α

Die Ermittlung der Faktoren K , β , α in Formel 5-1 wird in /DAM 89/ ausführlich beschrieben und soll hier nur kurz erläutert werden. Die Faktoren K und β werden für die betrachteten Unstetigkeitsstellen in Form von Diagrammen in Abhängigkeit vom Innendruck angegeben. Das Verhältnis Innendruck zu Auslegungsdruck wird dabei für vorgespannte Containments zwischen 1,5 und 3 variiert. Als Unstetigkeitsstellen werden dabei die Wanddickenänderung oberhalb der Fundamentplatte siehe Abb. 5.1-3 (wall-skirt juncture), die Wanddurchführung der Frischdampfleitung und ähnlicher mittelgroßer Leitungen siehe Abb. 5.1-4 (main steam and other medium-sized penetrations), die Material- und Personalschleusen siehe Abb. 5.1-5 (equipment and personal hatches) und der Übergang vom Zylinder zum Dom siehe Abb. 5.1-6 (springline) betrachtet.

In Abb. 5.1-7 bis Abb. 5.1-8 werden exemplarisch für die Wanddickenänderung oberhalb der Fundamentplatte die Diagramme für die Faktoren K und β dargestellt. Für den Faktor α wird in /DAM 89/ für alle Fälle der Wert 4 angegeben.

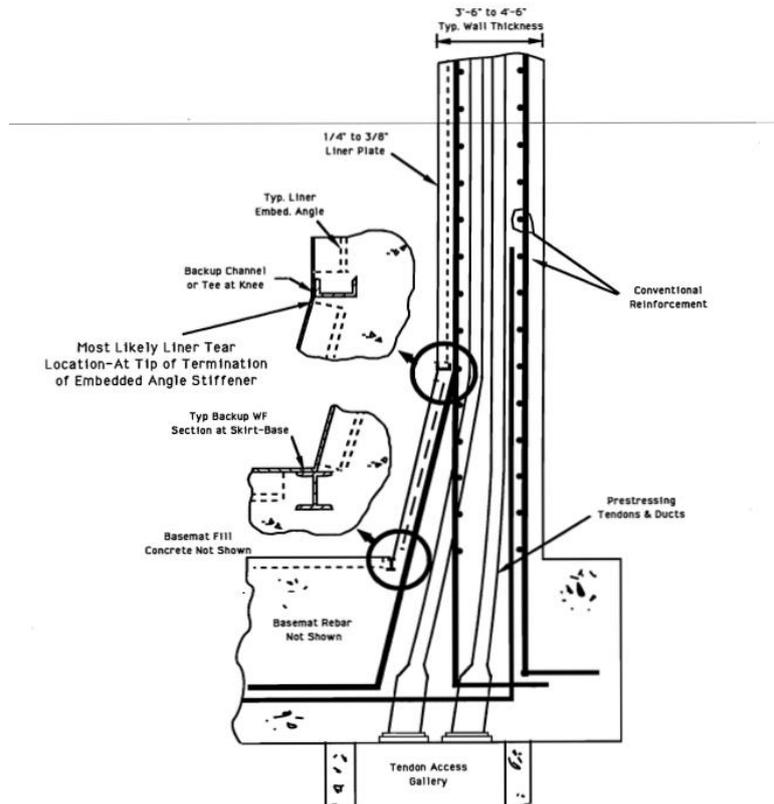


Abb. 5.1-3 Typische Konstruktion der Wanddickenänderung (aus /DAM 89/)

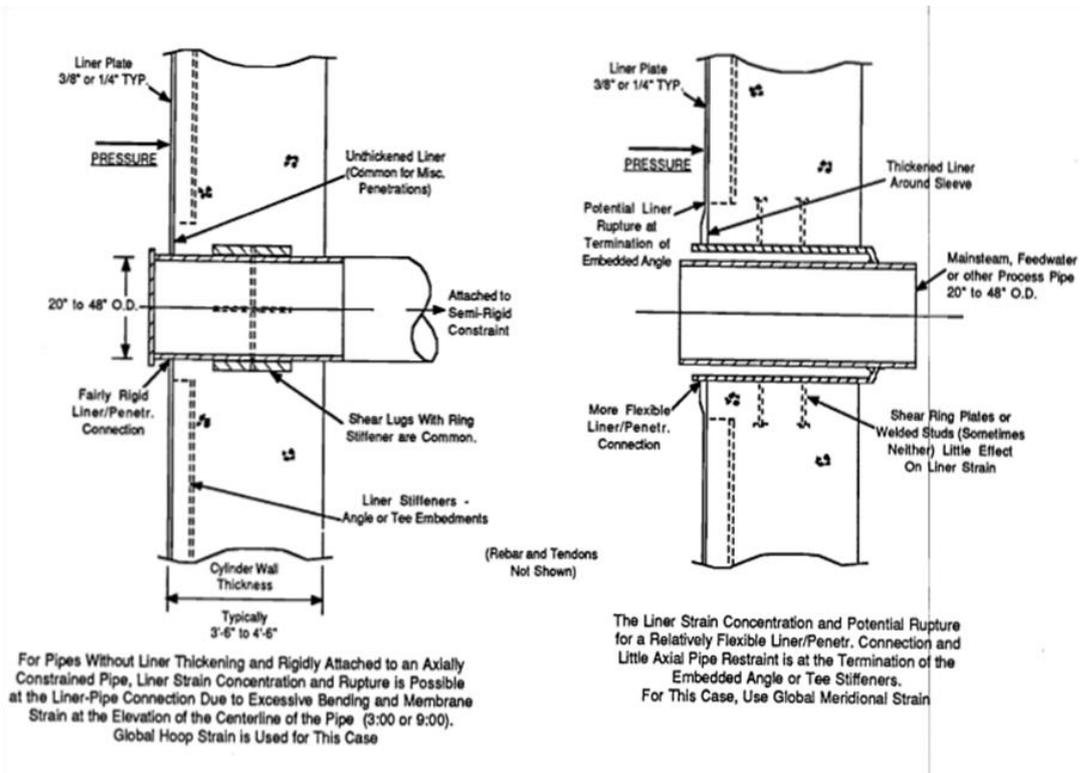


Abb. 5.1-4 Typische Konstruktionen von Rohrleitungsdurchführungen (/DAM 89/)

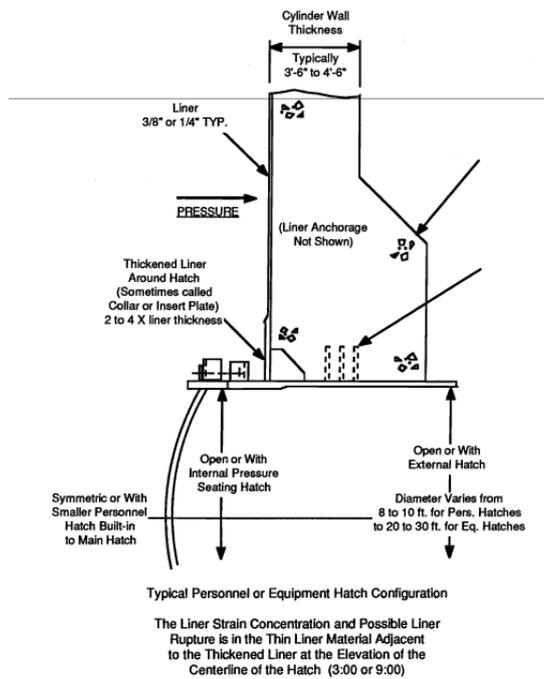


Abb. 5.1-5 Typische Konstruktion einer Personalschleuse (aus /DAM 89/)

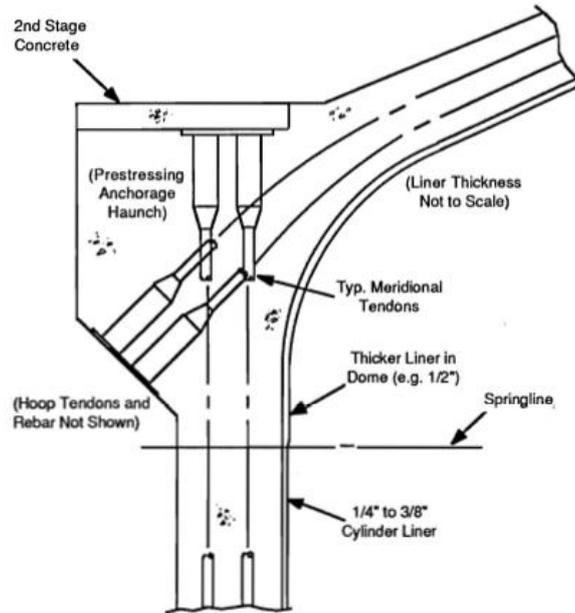


Abb. 5.1-6 Typische Konstruktion des Übergangsbereichs zwischen Zylinder und Dom (aus /DAM 89/)

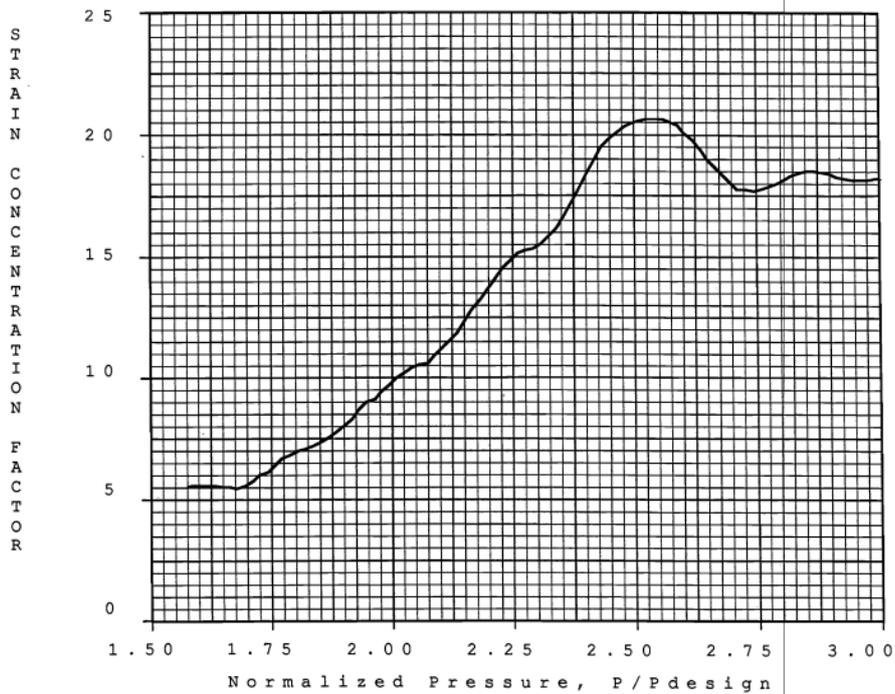


Abb. 5.1-7 Verlauf des K-Faktors für die Wanddickenänderung (aus /DAM 89/)

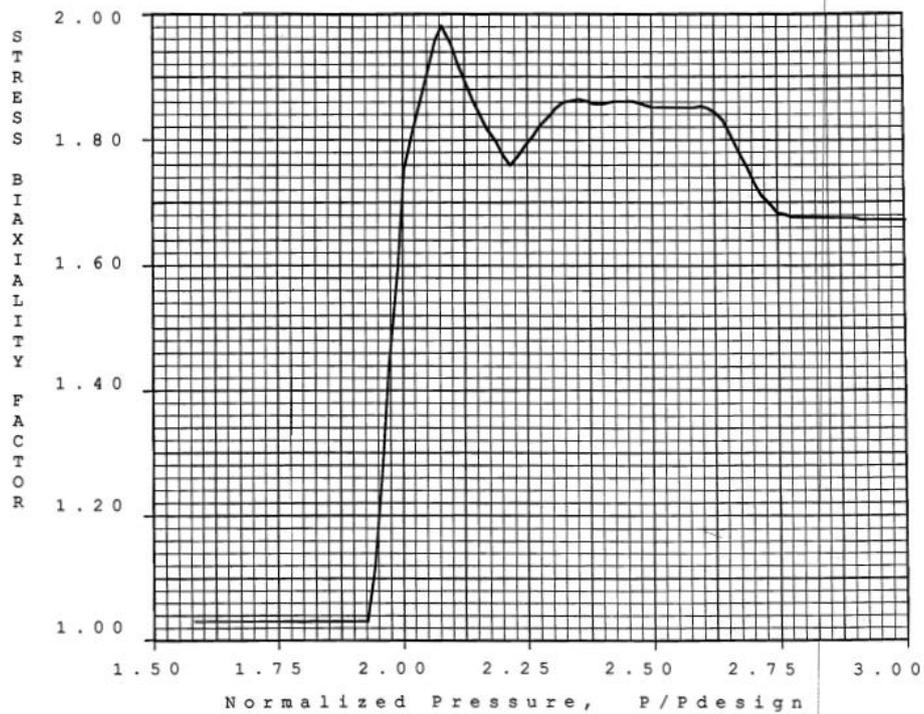


Abb. 5.1-8 Verlauf des β -Faktors für die Wanddickenänderung (aus /DAM 89/)

Anwendungsbereich der Methode

Da die Methode für amerikanische Kraftwerke abgeleitet wurde, sind die dort gegebenen Dimensionen und Auslegungsdrücke als Anwendungsbereich vorgegeben. Im Einzelnen gelten folgende Werte:

Durchmesser des Zylinders	36,6 m (120') – 48,8 m (160')
Wanddicke	0,93 m (3'-6") – 1,37 m (4'-6")
Dicke des Liners	5,1 mm (0.2") – 10,2 mm (0.4")
Auslegungsüberdruck	0,2 MPa (30 psig) – 0,4 MPa (60 psig)

Die Abmessungen resultieren von amerikanischen DWR- und SWR-Anlagen.

Vergleich mit Materialkennwerten

Für eine Beurteilung des Liner-Versagens werden schließlich die berechneten lokalen Dehnungen $\varepsilon_{\text{local}}$ mit der Versagensdehnung, die aus einachsigen Spannungs-Dehnungs-Kurven abgeleitet wird, verglichen. Dabei sei betont, dass der Einfluss der Spannungsmehrachsigkeit bei der Bestimmung der lokalen Dehnung über den Faktor β berücksichtigt wird. Abhängig von den für das Linerematerial zur Verfügung stehenden Zugversuchsdaten wird in Anbetracht des Streubereichs für die Gleichmaßdehnung empfohlen, als Versagensdehnung für eine „best estimate“ - Abschätzung den Mittelwert des Streubereichs und für eine konservative Abschätzung einen Wert im Bereich der unteren Grenze des Streubereichs zu wählen.

5.2 Anwendungsbeispiel: SANDIA Modellcontainment (Maßstab 1:4)

Als Anwendungsbeispiel für die Methodik zur Bestimmung des Linerversagens werden im Folgenden Auswertungen von Berechnungen zu einem skalierten Modellcontainment erläutert. In den Jahren 1997 bis 2002 wurde bei SANDIA National Laboratories in Albuquerque die Konstruktion, Errichtung und experimentelle Untersuchung eines vorgespannten Stahlbetoncontainments im Maßstab 1:4 durchgeführt /HES 03/. Die Versuche an diesem Modellcontainment dienten auch als Grundlage für den internationalen Berechnungs-Benchmark ISP 48 /NEA 05/, an dem die GRS im Rahmen des Vorhabens RS 1154 teilnahm /GRE 06/.

Die Dimensionen des Modellcontainments sind aus Abb. 5.2-1 ersichtlich. Die hier präsentierte Auswertung beruht auf Analysen mit einem rotationssymmetrischen Analysemodell, das in Abb. 5.2-2 gezeigt wird. Mit diesem Modell wurde ein Versuch nachgerechnet, bei dem der Innendruck bis auf das 3,3-fache des Auslegungsdrucks (0,39 MPa) erhöht wurde. Das skalierte Modellcontainment hat den Auslegungsdruck eines realen Containments, passt jedoch bezüglich der Abmessungen wegen der 1:4 Skalierung nicht in den oben geschilderten Anwendungsbereich der in Kapitel 5.1 beschriebenen Methode. Trotzdem ist es sinnvoll, die vereinfachte Methode zur Bestimmung des Linerversagens anzuwenden, da insbesondere das reale Containment, welches Grundlage für das skalierte Modellcontainment ist, bezüglich der Abmessungen in den Anwendungsbereich der Methode passt und der experimentell bestimmte Versagensdruck auf die reale Anlage übertragbar ist.

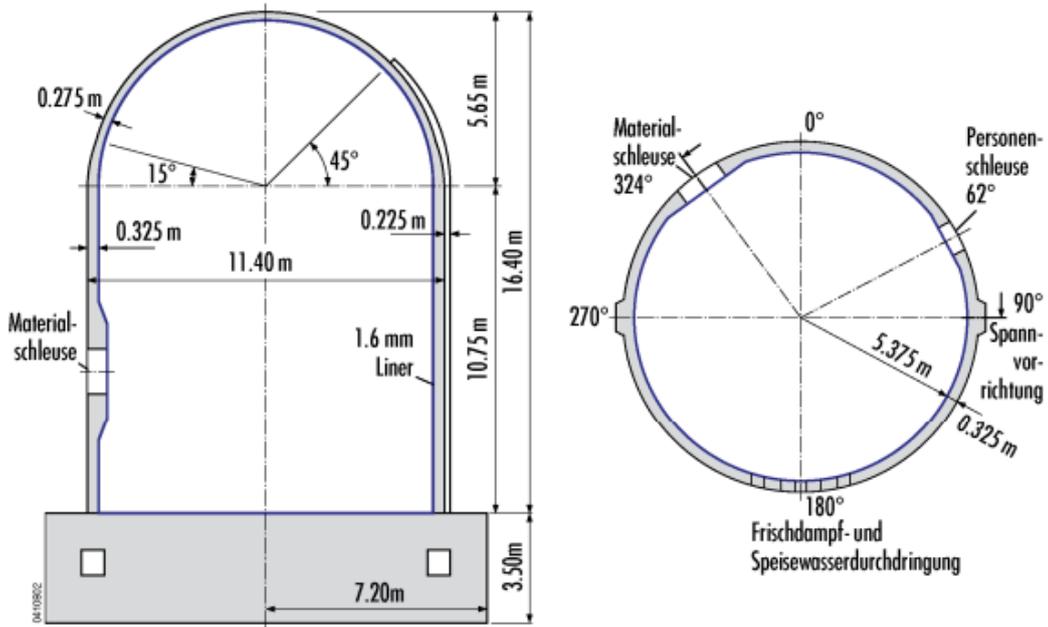


Abb. 5.2-1 Schnitte durch das SANDIA-Modellcontainment mit Hauptabmessungen

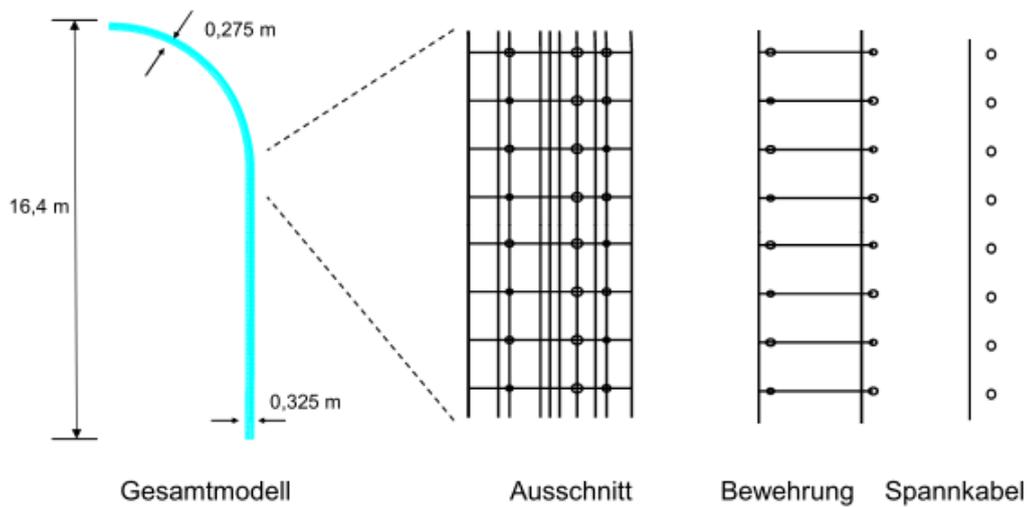


Abb. 5.2-2 Rotationssymmetrisches Gesamtmodell für den ungestörten Wandbereich des SANDIA-Containments

Beim Modellcontainment fehlt jedoch die Wanddickenvergrößerung am unteren Containmentrand (wall-skirt juncture), so dass die entsprechende Auswertung wegfällt. In Abb. 5.2-3 sind die Ergebnisse der Linerbewertung für das SANDIA-Modell dargestellt. Neben den berechneten Dehnungen ist hier ein Wert für die Versagensdehnung des Linerwerkstoffs im Sinne einer „best estimate“ -Abschätzung eingetragen (Mittelwert der Gleichmaßdehnung). Legt man diesen Wert (14 %) zugrunde, so ergibt sich bei Anwendung der in Kapitel 5.1 beschriebenen Methode eine Linerundichtigkeit im Bereich der Frischdampfleitungsdurchführung bei etwa dem 2,6-fachen des Auslegungsdrucks (1,0 MPa). Das Experiment zeigt bei etwa dem 2,5-fachen des Auslegungsdrucks einen signifikanten Anstieg der Leckrate, d. h. das Auftreten von Rissen im Liner beginnt bei etwa 0,98 MPa Innendruck.

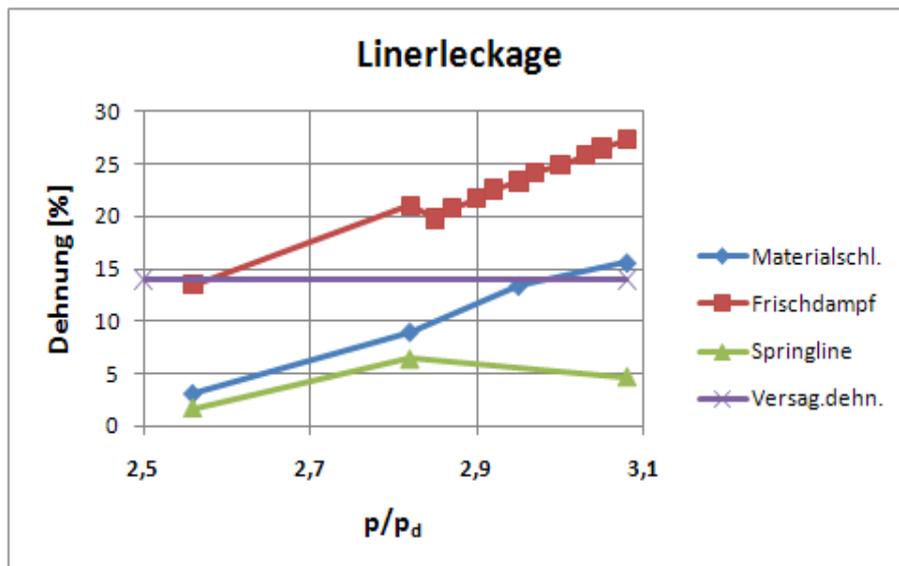


Abb. 5.2-3 Ergebnisse der Abschätzung zur Linerleckage für das SANDIA-Modell

Die Auswertung der Linerrisse nach dem LST-Versuch des SANDIA-Modellcontainments zeigt, dass die Positionen der Risse mit der Lage der Durchführungen korreliert sind. An welcher Durchführung Risse im Experiment zuerst auftreten, kann nicht abgeleitet werden. Die Risse treten nicht direkt an den Durchführungen auf, sondern in einem gewissen Abstand in Regionen mit Richtungsablenkungen der Spannkabel bzw. an Übergängen der Dichte der Bewehrungsstäbe.

6 Näherungsverfahren zur Abschätzung des Versagens eines Containments aus Spannbeton

Ähnlich wie im Kapitel 5 über das Versagen des Liners beschrieben, sind auch dann zusätzliche Überlegungen erforderlich, wenn mit Hilfe eines Finite-Element-Modells ohne Schleusen oder Durchführungen das Versagen eines realen Containments aus Spannbeton bewertet werden soll. Im Rahmen des Vorhabens RS1171 wurde hierzu eine Methodik entwickelt, die es mit Hilfe der experimentellen Ergebnisse am SANDIA-Modellcontainment gestattet, aus den Resultaten eines relativ einfachen Finite-Element-Modells das Versagen eines Containments mit Unstetigkeitsstellen herzuleiten.

Im Folgenden wird die Methodik beschrieben.

6.1 Beschreibung der Methodik

Grundlage ist hier der Versuch SFMT (Structure Failure Mode Test) am 1:4-SANDIA-Modellcontainment /HES 03/, der zu einem katastrophalen Versagen des Modellcontainments geführt hat. Abb. 6.1-1 zeigt das fertiggestellte Modellcontainment und Abb. 6.1-2 den Zustand nach dem Versuch.

Das Containmentmodell war mit einer Vielzahl von Messaufnehmern ausgerüstet, mit denen unter anderem Dehnungsmessungen an verschiedenen Positionen der Spannkabel durchgeführt wurden. Abb. 6.1-3 bis Abb. 6.1-5 zeigen gemessene Längsdehnungen an verschiedenen Positionen für 3 ausgewählte Spannkabel.

Bei den beiden Umfangsspannkabeln wurden im ungestörten Bereich (bei 135° Umfangserstreckung; die beiden Wandverdickungen, an denen die Umfangskabel enden, liegen bei 90° bzw. 270°) maximale Dehnungen von bis zu 0,81 % gemessen. Hierzu kommt noch die Anfangsdehnung infolge der Vorspannung in Höhe von 0,41 % /HES 03/, so dass sich maximal der Wert von 1,22 % ergibt. Abb. 6.1-5 zeigt, dass die Dehnungen in den vertikalen Spannkabeln deutlich geringer sind als in den Umfangsspannkabeln.

Aus /HES 03/ ergibt sich als Mittelwert der Bruchdehnung für die Spannkabel aus den durchgeführten Experimenten zur Materialcharakterisierung etwa 4,6 %, d. h. gegen-

über den im Rahmen einer Finite Elemente Berechnung ermittelten Dehnungen im ungestörten Bereich ergibt sich ein Faktor von $4,6 / 1,22 \approx 4$. Um mögliche Unsicherheiten in der Bewertung einzuschließen, wird der Faktor auf 5 erhöht.

Für ein zu untersuchendes Spannbeton-Containment wird die aus der entsprechenden Bruchdehnung für die Spannkabel durch Division mit dem Faktor 5 die maximal zulässige Dehnung für die Spannkabel in ungestörten Bereichen bzw. für berechnete Dehnungen in Analysemodellen ohne Schleusen und Durchführungen ermittelt.

Zur Kontrolle der Anwendbarkeit der Methodik ist es erforderlich die konstruktive Ausführung der wesentlichen Durchführungen des zu untersuchenden Containments mit denen des SANDIA-Modellcontainments zu vergleichen. Ergeben sich größere Abweichungen, ist zu klären, ob diese vereinfachte Methodik zumindest konservative Aussagen ermöglicht.

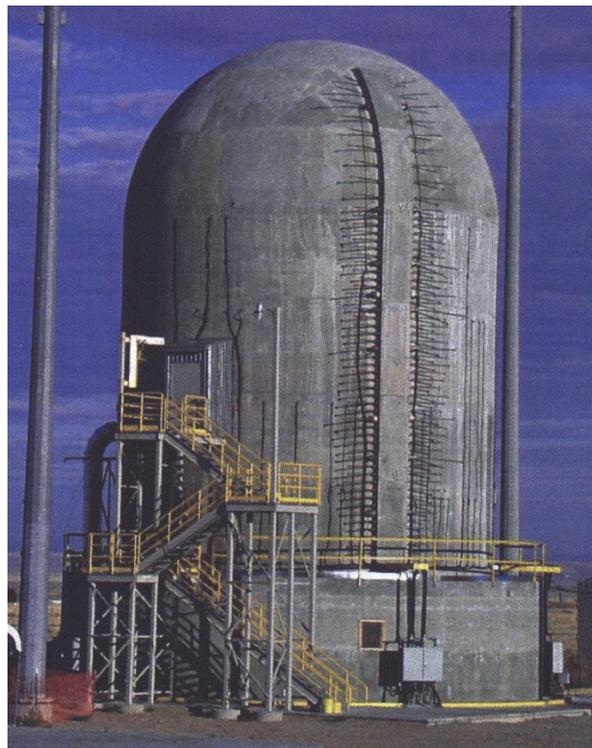


Abb. 6.1-1 Ansicht des fertiggestellten SANDIA-Modellcontainments vor den Versuchen (aus /HES 03/)



Abb. 6.1-2 Schadensbild nach Versagen des SANDIA-Modellcontainments (aus /HES 03/)

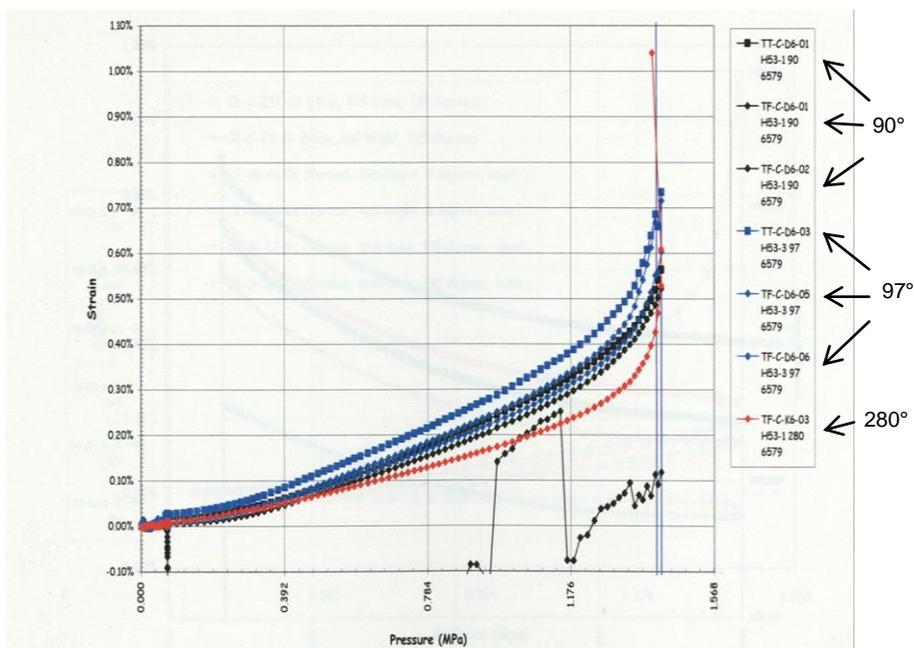


Abb. 6.1-3 Dehnungen im Spannkabel H53 (Umfangsspannkabel in 6,2 m Höhe) an verschiedenen Positionen in Umfangsrichtung (aus /HES 03/)

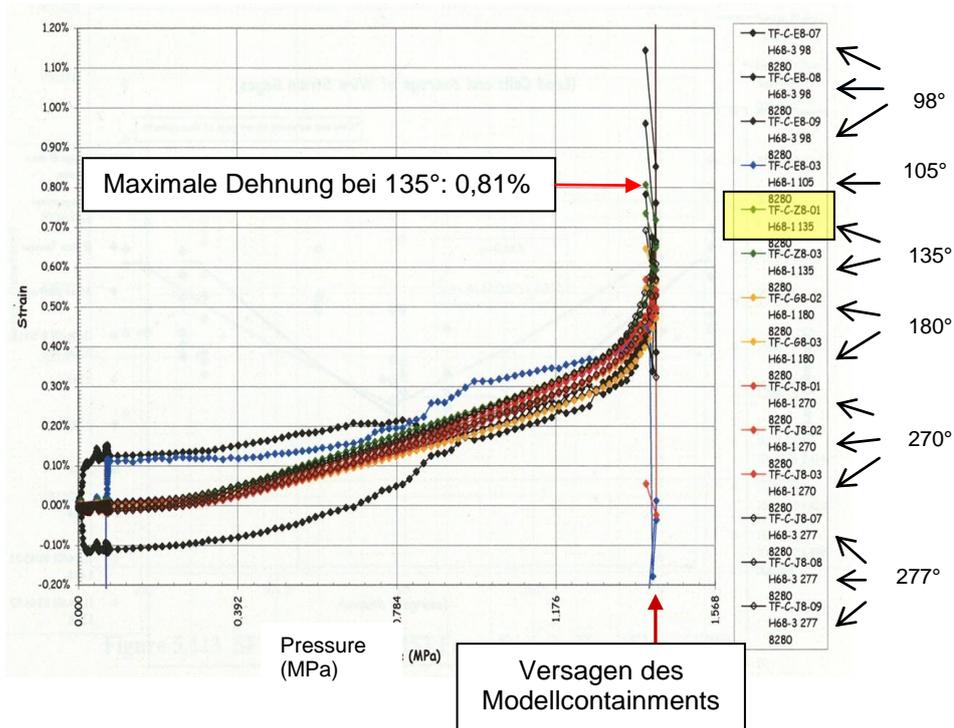


Abb. 6.1-4 Dehnungen im Spannkabel H68 (Umfangsspannkabel in 7,5 m Höhe) an verschiedenen Positionen in Umfangsrichtung (aus /HES 03/)

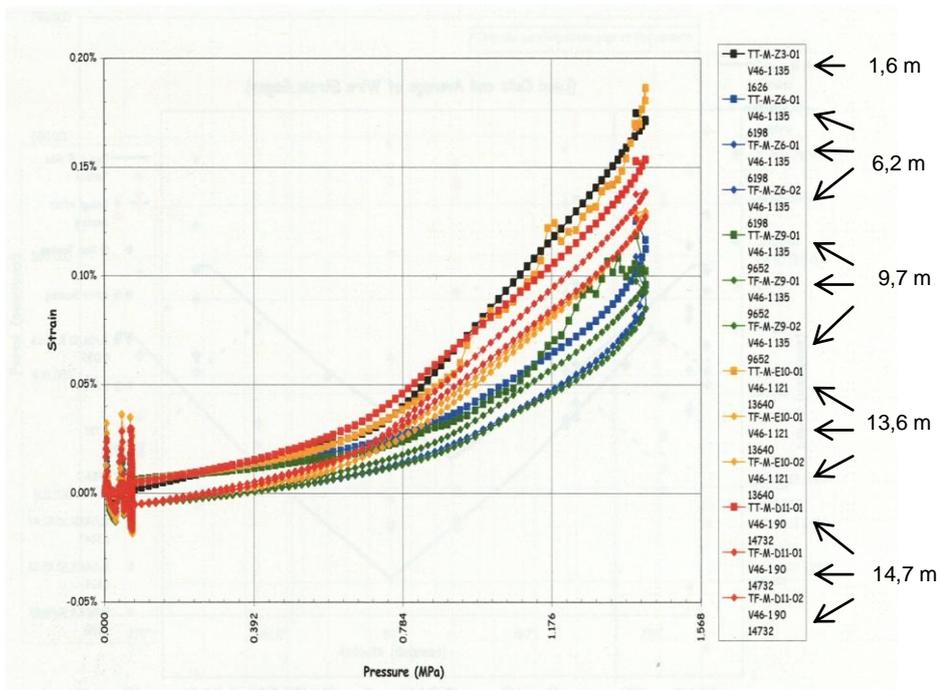


Abb. 6.1-5 Dehnungen im Spannkabel V46 (vertikales Spannkabel bei 90° in Umfangsrichtung) an verschiedenen Höhenpositionen (aus /HES 03/)

7 Untersuchungen an einem Modell des SANDIA-Containments mit Schleuse

Im Folgenden werden die Untersuchungen beschrieben, die zur Thematik „Weiterentwicklung einer Methodik zur Abschätzung der Grenztragfähigkeit des Sicherheitsbehälters aus Spannbeton im Bereich einer Schleuse“ durchgeführt wurden. Neben der Entwicklung eines 3D-Finite-Element-Modells des SANDIA-Modellcontainments im Maßstab 1:4 mit Schleuse und den damit durchgeführten Analysen unter ansteigender Innendruckbelastung sind insbesondere auch eine Reihe von Vergleichen mit den experimentellen Ergebnissen /HES 03/ durchgeführt worden.

7.1 Einführung

Auf die experimentellen Untersuchungen eines Modellcontainments im Maßstab 1:4 bei den SANDIA National Laboratories /HES 03/ wurde in diesem Bericht bereits in den Kapiteln 5.2 und 0 Bezug genommen. Abmessungen, Aussehen und Schadensbild sind in Abb. 5.2-1, Abb. 6.1-1 und Abb. 6.1-2 dargestellt. Weitere Einzelheiten sind im Abschlussbericht zum Vorhaben RS 1154 /GRE 06/ enthalten. Bei den dort dargestellten Analysen wurden durchgängig Finite-Element-Modelle ohne Durchführungen verwendet.

In Kapitel 0 wurde eine vereinfachte Methodik zur Berücksichtigung von Schleusen und Durchführungen bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen beschrieben. In Ergänzung dazu wurden Untersuchungen an einem Analysemodell mit einer Schleuse durchgeführt, die im Folgenden beschrieben sind.

7.2 Finite-Element-Modell

In Anlehnung an ein 3D-Modell ohne Schleuse wurde ebenfalls ein Ausschnittsmodell mit 90°-Erstreckung in Umfangsrichtung entwickelt, das die Materialschleuse enthält, die den größten Öffnungsdurchmesser aller Durchführungen hat und von der die größten Änderungen in den Analyseergebnissen gegenüber denen des Analysemodells ohne Schleuse erwartet werden. Abb. 7.2-1 zeigt eine Ansicht des Gesamtmodells.

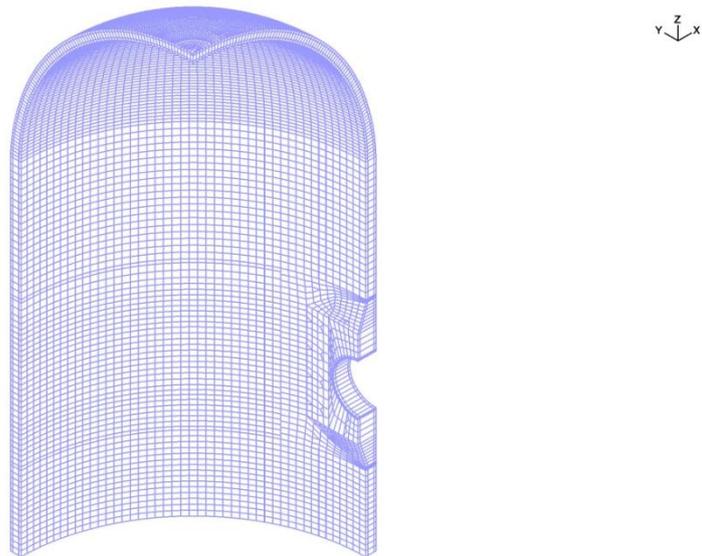


Abb. 7.2-1 Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse

Zur Nachbildung der Symmetriebedingungen werden – wie Abb. 7.2-2 zeigt – auf den vertikalen Endquerschnitten entsprechende Randbedingungen, die eine radiale Verformung zulassen, vorgeschrieben. Außerdem wird der untere Endquerschnitt des Modells gefesselt.

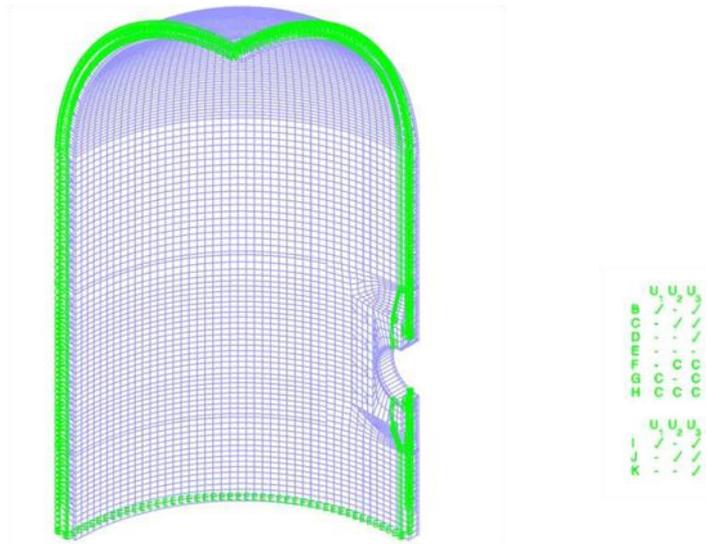


Abb. 7.2-2 Verschiebungsrandbedingungen im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse

Wie Abb. 7.2-3 bis Abb. 7.2-5 zeigen, werden die Spannkabel entsprechend der reellen Verlegung auch im Modell um die Schleuse herumgeführt.

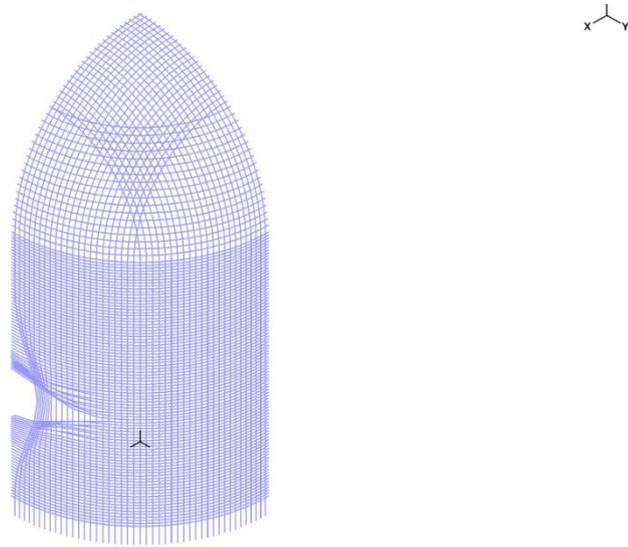


Abb. 7.2-3 Verläufe der Spannkabel (Ansicht von außen) im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse

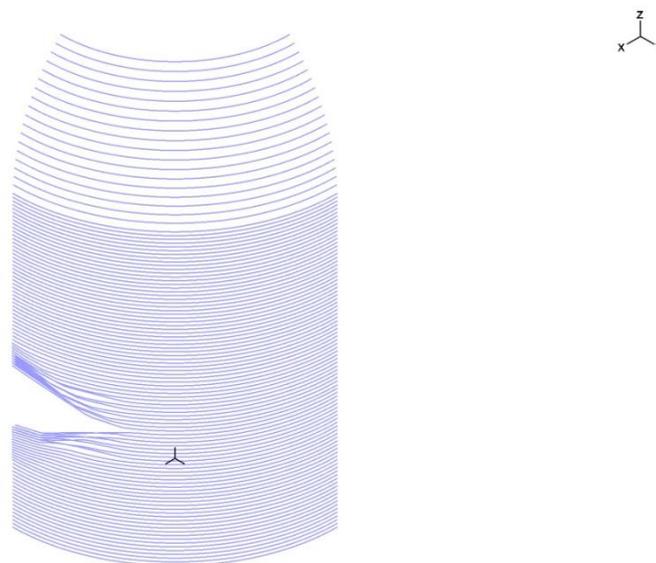


Abb. 7.2-4 Verläufe der horizontalen Spannkabel (Ansicht von außen) im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse

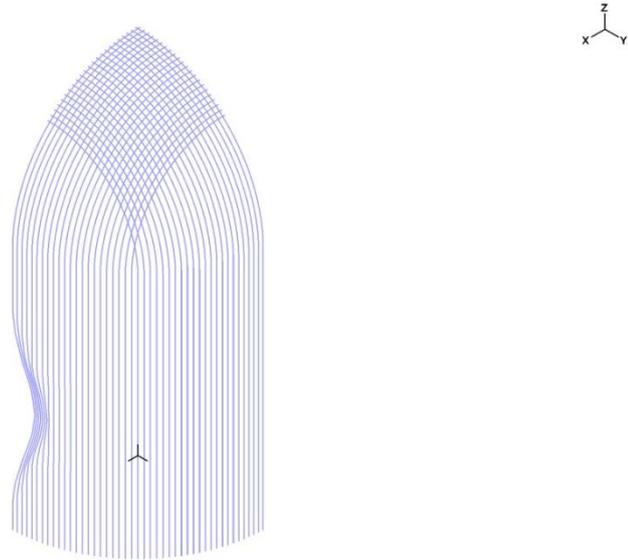


Abb. 7.2-5 Verläufe der vertikalen Spannkabel (Ansicht von außen) im Analysemodell des SANDIA-Modellcontainments mit Materialschleuse

Die Spannkabel werden in üblicher Weise durch Stabelemente simuliert, deren Knoten durch sogenannte „Constraint-Equations“ an die Knoten der umgebenden Betonelemente gekoppelt werden.

Der Liner wird durch Schalenelemente modelliert, die eine Dicke von 1,6 mm aufweisen. Lediglich im unmittelbaren Umgebungsbereich der Schleuse wird die Linerdicke zur Approximation der Anbindung an ein Stahlrohr stark erhöht, wie Abb. 7.2-6 zeigt.

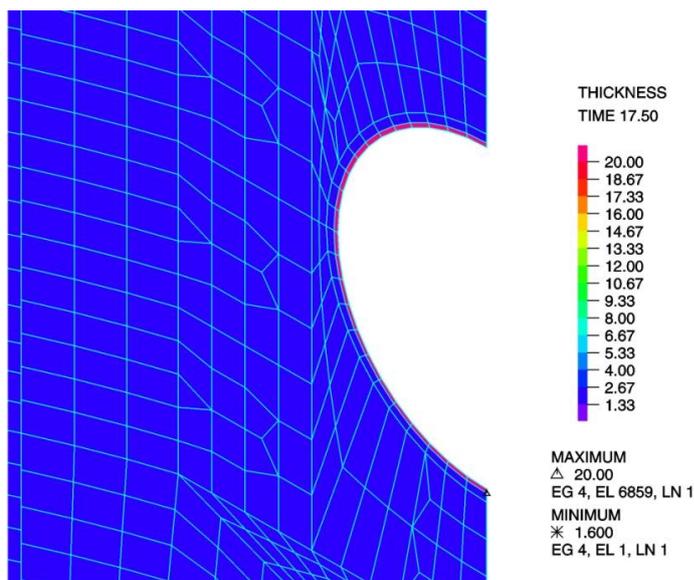


Abb. 7.2-6 Liner mit Angabe der Elementdicke, Ausschnitt im Schleusenbereich

Testweise wurden zur Vereinfachung der Generierung die Bewehrungsstäbe der Biegebewehrung in vertikaler bzw. horizontaler Richtung der jeweils inneren bzw. äußeren Bewehrung zu Schalenelementen zusammengefasst (Entwicklungsstufe 1 des Schleusenmodells). Die Dicke der Schalenelemente wurde aus der Anordnung und dem jeweiligen Durchmesser der Bewehrungsstäbe ermittelt. Abb. 7.2-7 bis Abb. 7.2-9 zeigen die Bewehrungsschalenelemente mit ihrer jeweiligen Dicke.

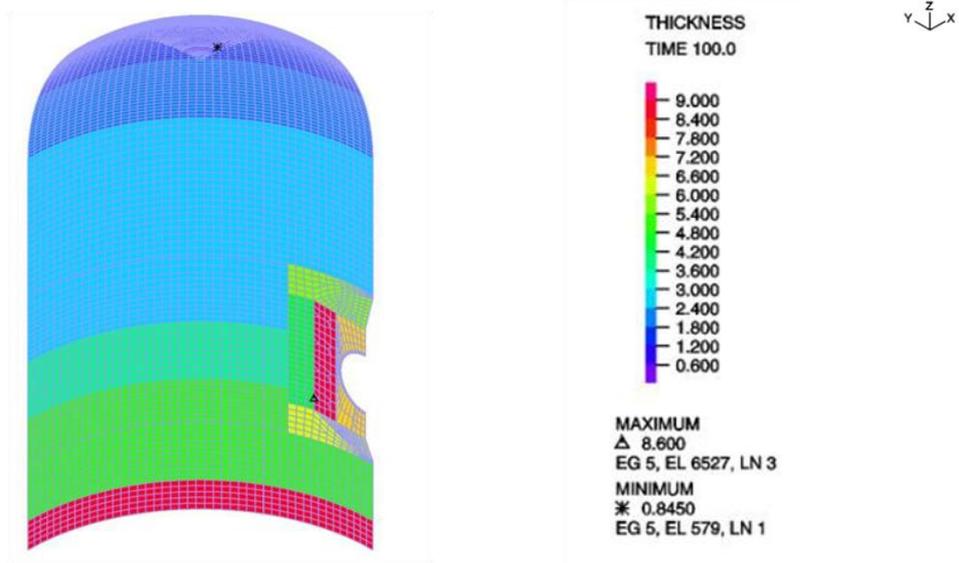


Abb. 7.2-7 Innere Bewehrung mit Angabe der Elementdicke

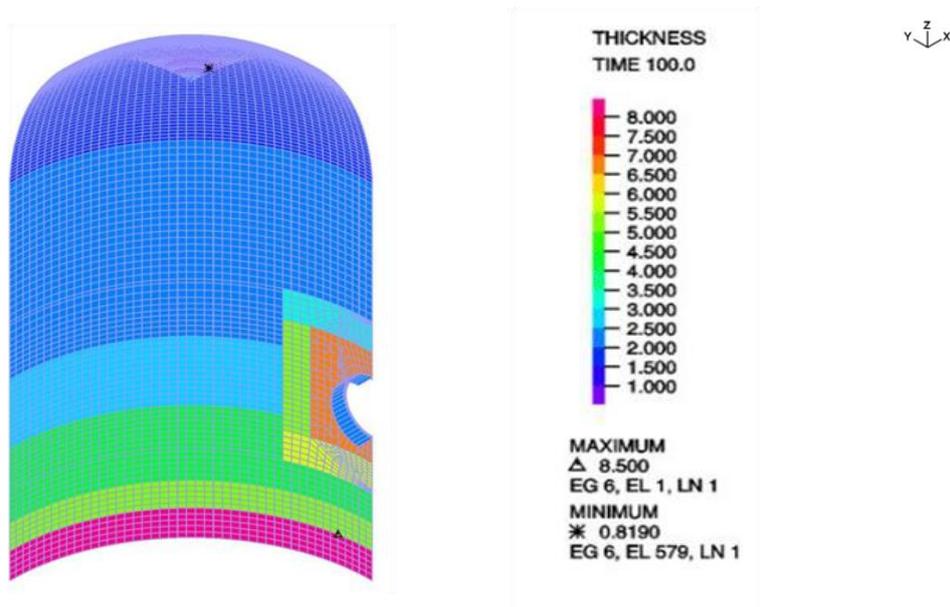


Abb. 7.2-8 Äußere Bewehrung und Bügel um Schleuse mit Angabe der Elementdicke

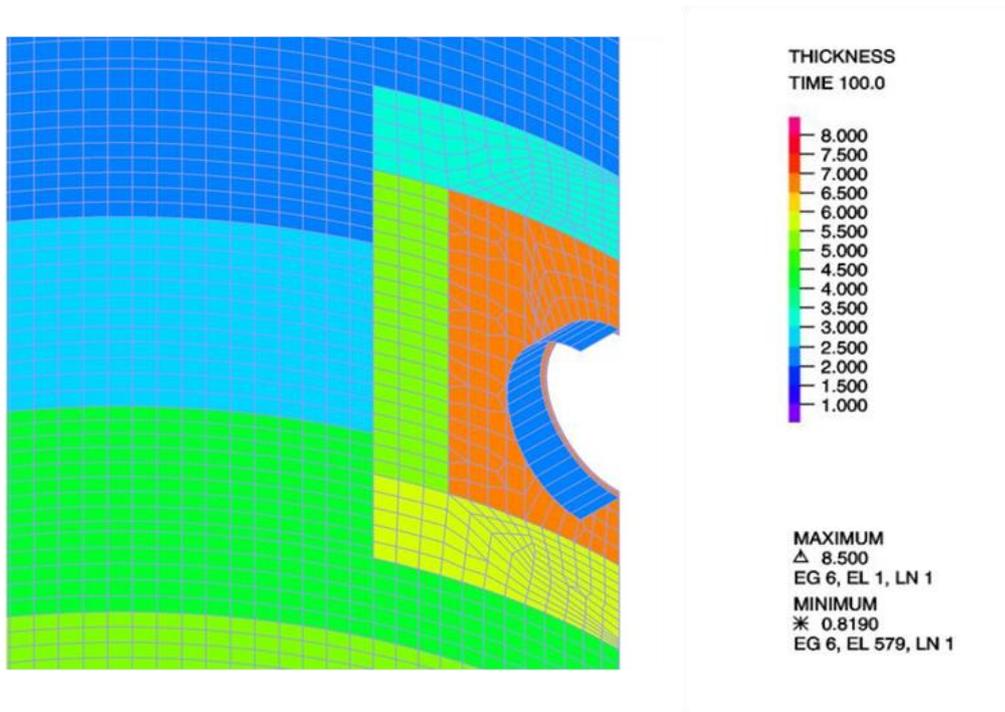


Abb. 7.2-9 Äußere Bewehrung und Bügel um Schleuse mit Angabe der Elementdicke, Detail

Die radialen Bewehrungsstäbe (Bügel), die die innere und äußere Biegebewehrung verbinden, wurden jeweils mit Stabelementen simuliert. Abb. 7.2-10 zeigt deren Anordnung.



Abb. 7.2-10 Bewehrungsbügel des gesamten Modells

Das Gesamtmodell besteht aus etwa 20600 3D-Betonelementen, 6900 Schalenelementen für den Liner, 13800 Schalenelementen für die Oberflächenbewehrung, 13200 Stabelementen für die Spannkabel und 1750 Stabelementen für die Bügelbewehrung. Insgesamt hat das Modell circa 45000 Knoten und etwa 85000 Freiheitsgrade.

Unter Beachtung der im Anhang Kapitel 13.1 erläuterten Vorgehensweise wurden Berechnungen mit dem Modell „Stufe 1“ durchgeführt. Dabei stellte sich heraus, dass es mit der Approximation der Bewehrung mit Schalenelementen nicht möglich war, die im Experiment gefundenen Verformungen zufriedenstellend nachzubilden (siehe Kapitel 7.4). Daher wurde das Analysemodell weiterentwickelt, indem die Bewehrungsstäbe der Oberflächenbewehrung durch Stabelemente approximiert wurden (Modell „Stufe 2“). Die Berechnungsergebnisse mit dem Modell „Stufe 2“ sind in Kapitel 7.5 zusammengefasst.

7.3 Verwendete Materialdaten

Die Materialdaten für Beton und die Stahlkomponenten wurden von den in /GRE 06/ beschriebenen Berechnungen übernommen. Das einachsige nichtlineare Betonverhalten bei Raumtemperatur ist in Abb. 7.3-1 dargestellt.

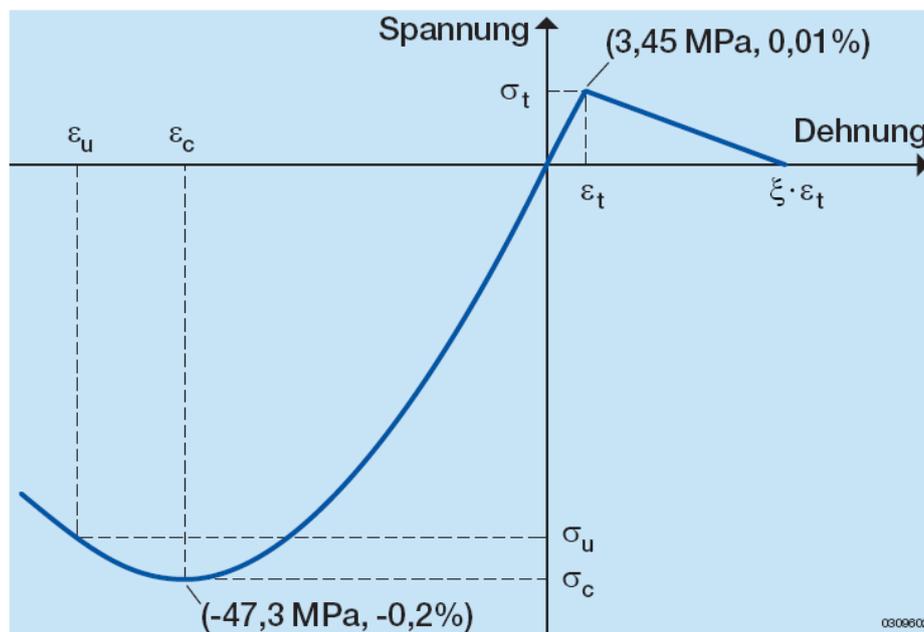


Abb. 7.3-1 Einachsiges Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton mit Zahlenwerten für das SANDIA-Modellcontainment

Für die Stahlkomponenten werden elastisch-plastische Materialmodelle verwendet, insbesondere mit einer multilinearen Approximation der Spannungs-Dehnungs-Kurve für den Liner bzw. bilinearen Approximationen für die Bewehrungsstäbe und die Spannkabel. Die wesentlichen Daten sind in Tab. 7.3-1 und Tab. 7.3-2 zusammengestellt.

Tab. 7.3-1 Materialdaten der Stahlkomponenten

Komponente	E [MPa]	ν	σ_0	E_T [MPa]
Liner	219 000	0,3	380	-
Bewehrung	210 000	0,3	420	5 000
Spannkabel	217 670	0,3	1 730	8 500

Tab. 7.3-2 Weitere Materialdaten für den Liner

ϵ	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,28
σ [MPa]	403	430	452	470	480	670

7.4 Ergebnisse zum Einfluss der Bewehrungsapproximation

Um den Einfluss der Bewehrungsapproximation zu untersuchen, wurde zunächst eine Studie mit dem 3D-SANDIA-Modell ohne Schleuse durchgeführt. Bei diesem im Rahmen des Vorhabens RS 1154 entwickelten Analysemodells (/GRE 06/) waren die Biegebewehrungslagen mit Stabelementen simuliert. Dies wurde bei der Studie auf die Verwendung von Schalenelementen mit korrespondierender Dicke (siehe Beschreibung in Kapitel 7.2) umgestellt. Außerdem wurde eine Modellvariante mit jeweils der halben Dicke der Schalenelemente generiert. Am Beispiel der radialen Verschiebung in 6,2 m Höhe sind die Ergebnisse der verschiedenen Analysemodelle den entsprechenden Messdaten gegenübergestellt, Abb. 7.4-1.

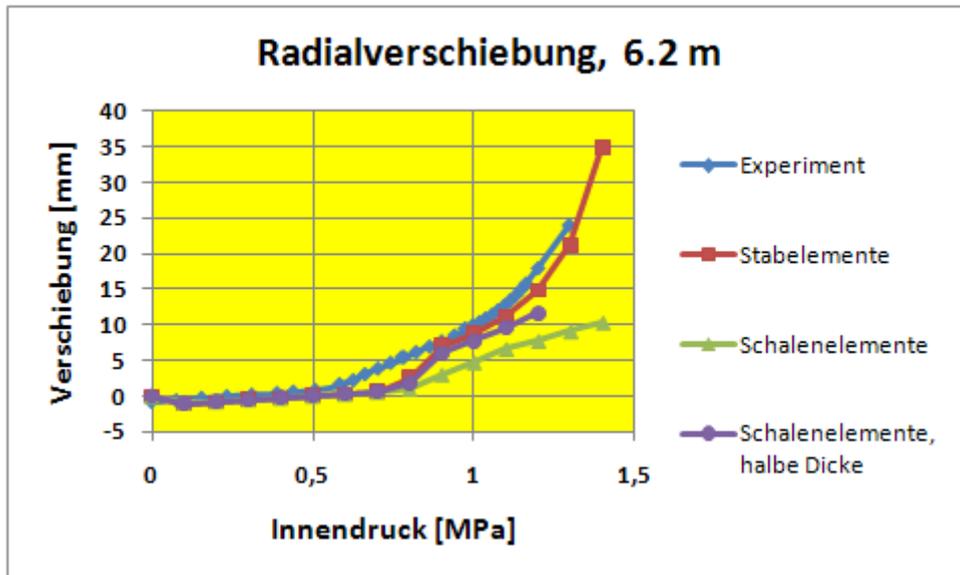


Abb. 7.4-1 Vergleich der Rechenergebnisse mit verschiedenen Bewehrungsapproximationen und dem experimentellen Resultat

Bis auf den Druckbereich von etwa 0,6 bis 0,8 MPa Innendruck, in dem die Rissbildung einsetzte, stimmt das Ergebnis der Analyse mit Stabelementen für die Biegebewehrung recht gut mit dem Experiment überein. Die beiden Analysemodelle mit Schalenelementen für die Bewehrung unterschätzen das experimentelle Resultat.

Weiterhin wurde eine Parameterstudie mit dem Schleusenmodell „Stufe 1“ durchgeführt. Neben der Analyse mit den Bewehrungsschalenelementen regulärer Dicke (Analyse „schleuse9-l-3“) wurden folgende Varianten untersucht:

- In der Analyse „schleuse9-l-4“ wurde die innere Bewehrungsschale weggelassen.
- In der Analyse „schleuse9-l-5“ wurden beide Bewehrungsschalen weggelassen.
- In der Analyse „schleuse9-l-6“ wurde die Dicke der Bewehrungsschalen innen und außen halbiert.
- In der Analyse „schleuse9-l-7“ wurde ebenfalls die Dicke der Bewehrungsschalen innen und außen halbiert sowie zusätzlich die Querkontraktionszahl der Bewehrungsschalen auf 0 gesetzt.

In Abb. 7.4-2 sind die berechneten Radialverschiebungen in 6,2 m Höhe im ungestörten Bereich des Schleusenmodells für verschiedene Rechenvarianten sowie das Experiment verglichen.

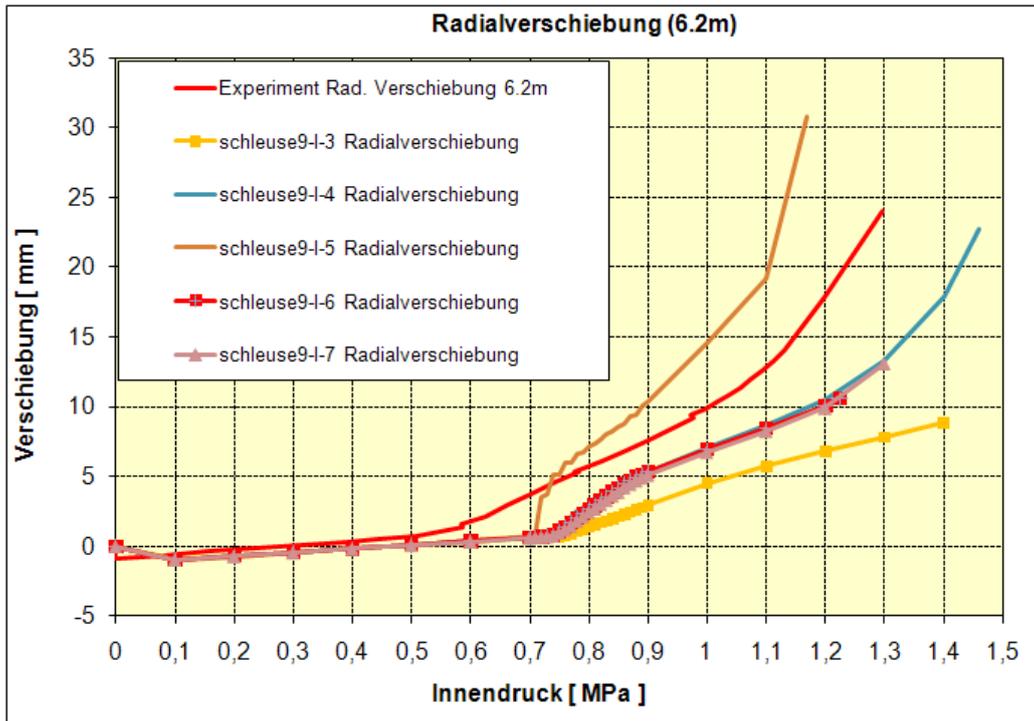


Abb. 7.4-2 Vergleich der Rechenergebnisse des Schleusenmodells Stufe 1 mit verschiedenen Bewehrungsapproximationen und dem experimentellen Resultat

Die Ergebnisse der Analysen stimmen bis etwa 0,7 MPa Innendruck (Beginn der Rissbildung) überein und zeigen für größere Innendrucke deutliche Unterschiede abhängig von den Annahmen zur Bewehrungsapproximation. Während die Berechnung ohne Bewehrung (Analyse „schleuse9-I-5“) dann oberhalb der experimentellen Werte liegt, bleiben alle Varianten mit Schalenelementbewehrung deutlich unterhalb des Versuchs.

Insgesamt ergibt sich daraus, dass Analysemodelle mit Schalenelementen für die Bewehrungsapproximation zu steif sind, d. h. die Verformungen werden unterschätzt. Daher ist es in „best estimate“-Analysen erforderlich, die Bewehrung mit Stabelementen zu approximieren.

7.5 Resultate der Analysen mit dem Schleusenmodell Stufe 2

Im Folgenden sind Berechnungsergebnisse des Schleusenmodells Stufe 2, bei dem alle Bewehrungsstäbe durch Stabelemente simuliert werden, zusammengefasst. Je nach lokaler Modellfeinheit werden dabei jedoch meist mehrere Bewehrungsstäbe zu einem

Stabelement mit entsprechend angepasster Querschnittsfläche zusammengefasst. In Abb. 7.5-1 und Abb. 7.5-2 sind plastische Dehnungen im Liner gezeigt, in Abb. 7.5-3 bis Abb. 7.5-6 die Entwicklung der Mikrorisse im Beton und schließlich in Abb. 7.5-7 bis Abb. 7.5-14 axiale Dehnungen in den Spannkabeln und Bewehrungsstäben.

Die Ergebnisse beim Innendruck von 1,5 MPa zeigen eine starke Schädigung des Containments, in Form von einer großen Anzahl an Mikrorissen im Beton als auch in Form ausgedehnter plastischer Bereiche in den Stahlkomponenten. Betrachtet man die maximalen Dehnungen in den Spannkabeln (horizontale Kabel, etwa 4,4 %, siehe Abb. 7.5-8), so liegt man damit im Bereich der mittleren in /HES 03/ ausgewiesenen Bruchdehnung der Spannkabel.

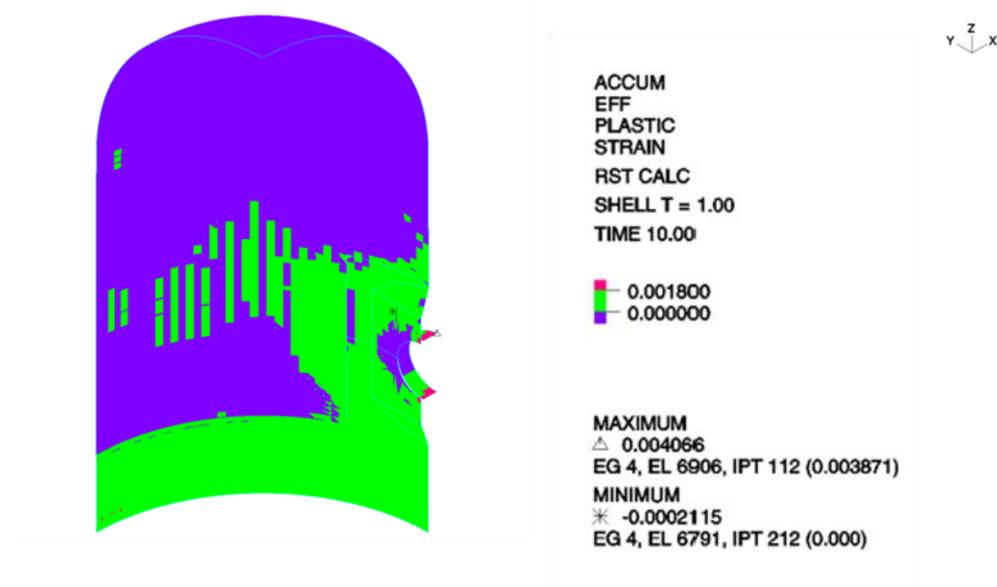


Abb. 7.5-1 Akkumulierte plastische Dehnung im Liner bei 1 MPa Innendruck

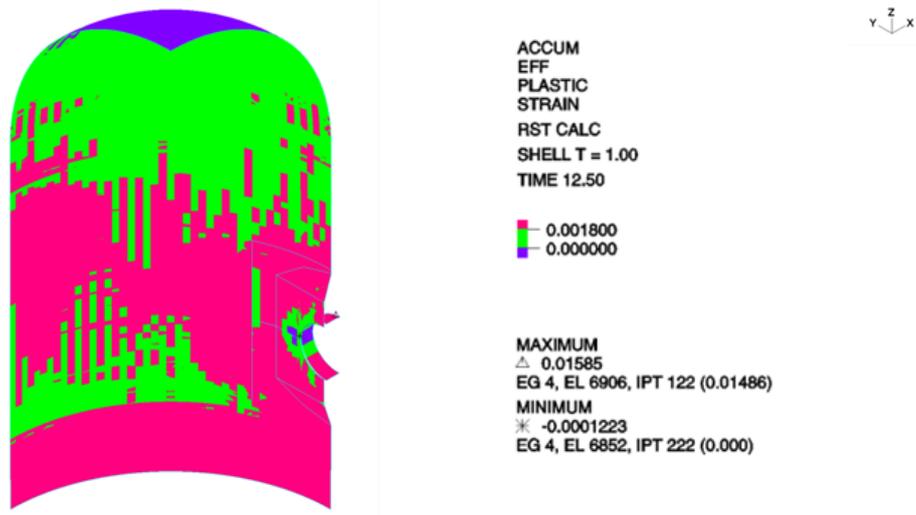


Abb. 7.5-2 Akkumulierte plastische Dehnung im Liner bei 1,25 MPa Innendruck

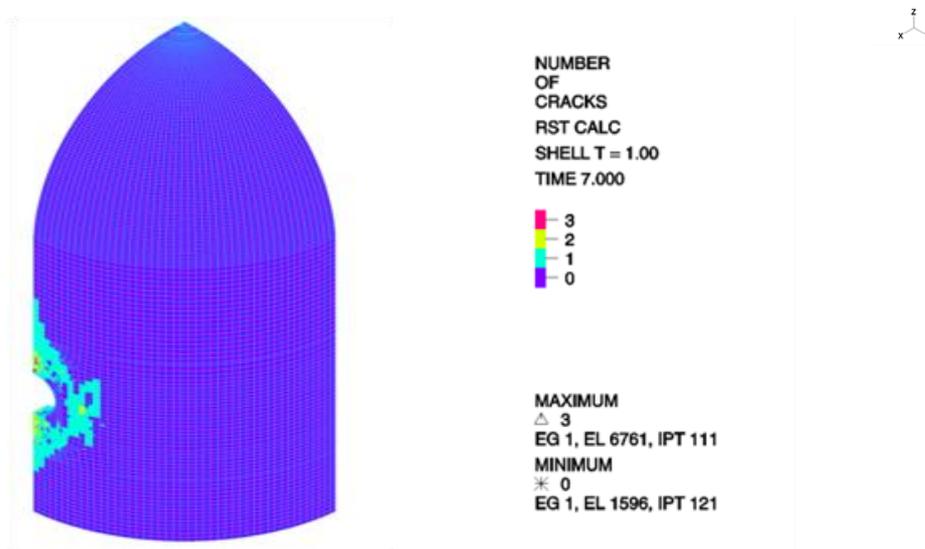


Abb. 7.5-3 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 0,7 MPa Innendruck, Ansicht von außen

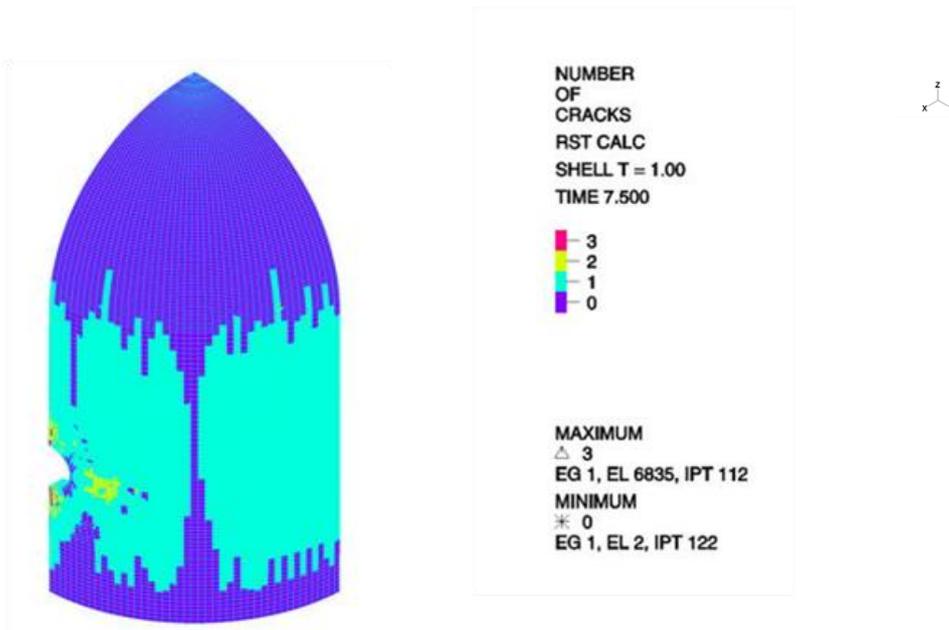


Abb. 7.5-4 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 0,75 MPa Innendruck, Ansicht von außen

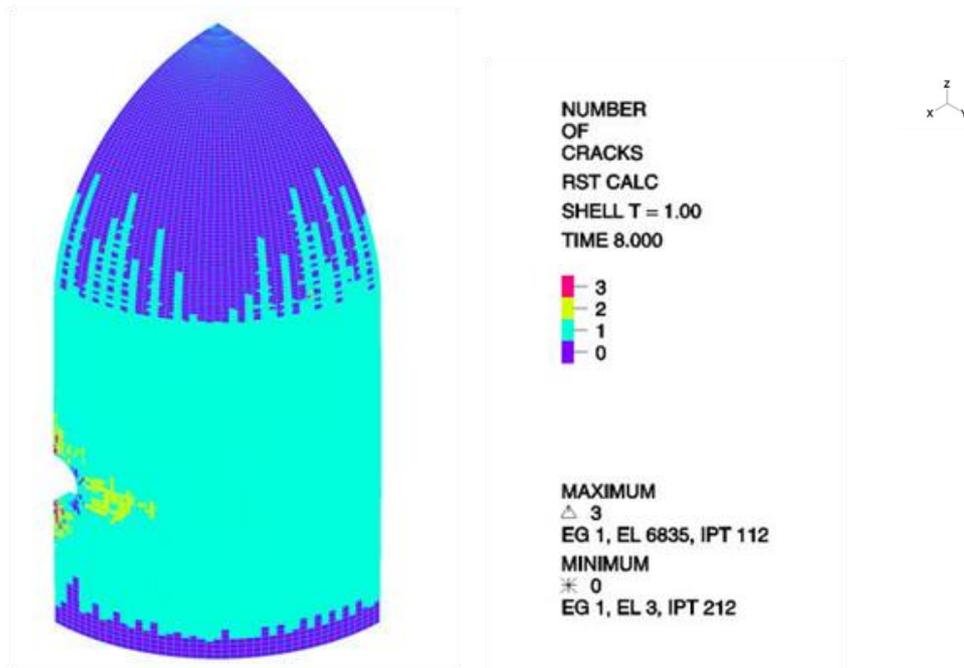


Abb. 7.5-5 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 0,8 MPa Innendruck, Ansicht von außen

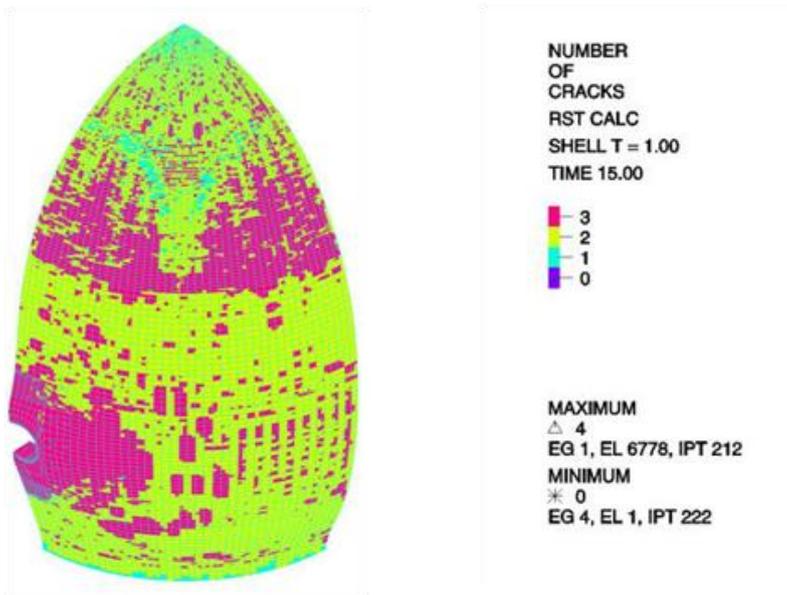


Abb. 7.5-6 Anzahl der Mikrorisse im Beton bei 1,5 MPa Innendruck, Ansicht von außen, mit Verformung (Faktor 10)

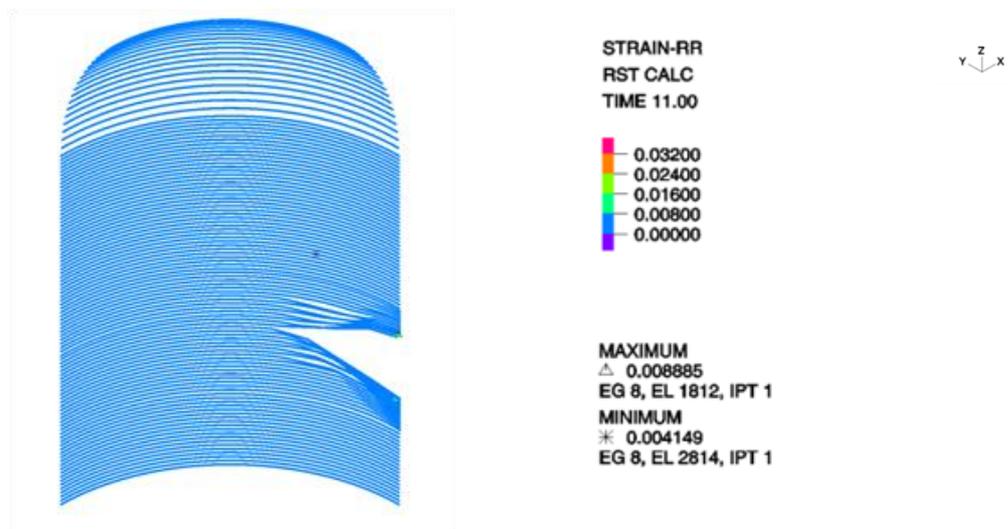


Abb. 7.5-7 Axiale Dehnungen in den horizontalen Spannkabeln bei 1,1 MPa Innendruck

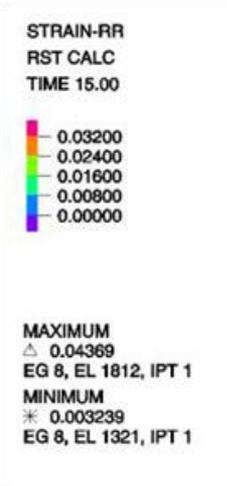
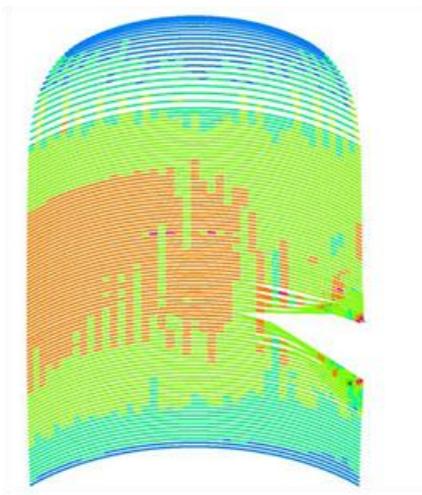


Abb. 7.5-8 Axiale Dehnungen in den horizontalen Spannkabeln bei 1,5 MPa Innendruck

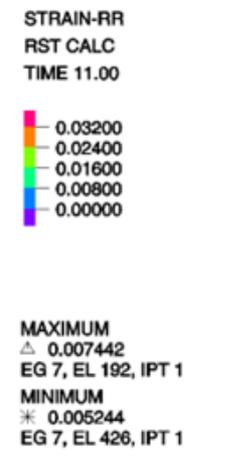
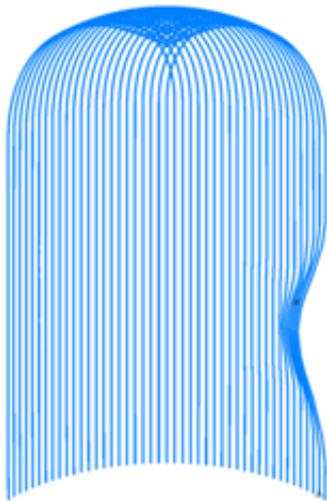


Abb. 7.5-9 Axiale Dehnungen in den vertikalen Spannkabeln bei 1,1 MPa Innendruck

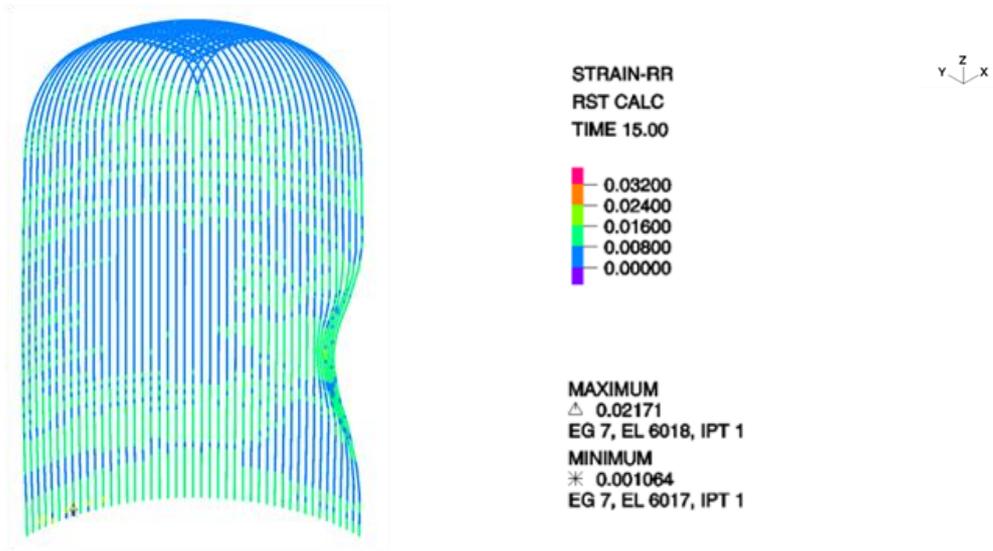


Abb. 7.5-10 Axiale Dehnungen in den vertikalen Spannkabeln bei 1,5 MPa Innendruck

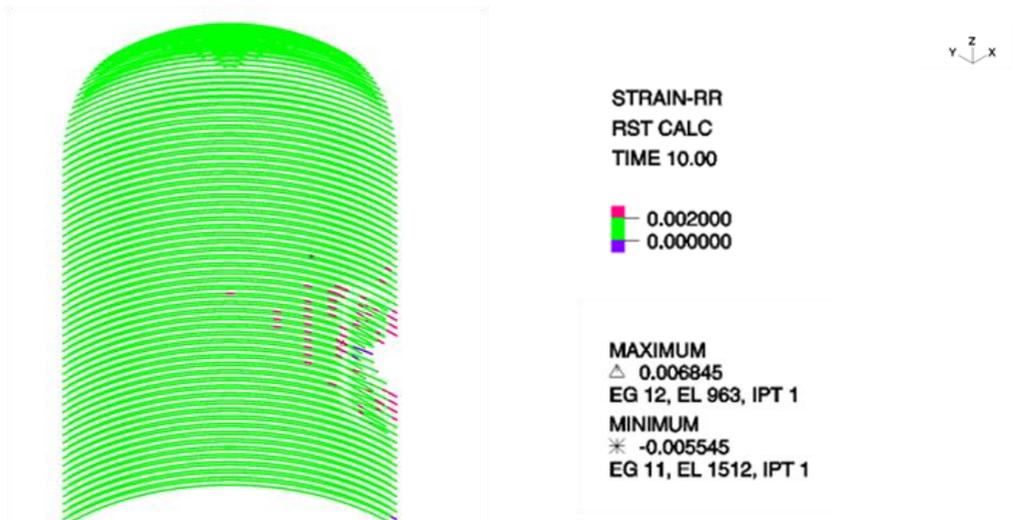


Abb. 7.5-11 Axiale Dehnungen in den horizontalen Bewehrungsstäben 1 MPa Innendruck

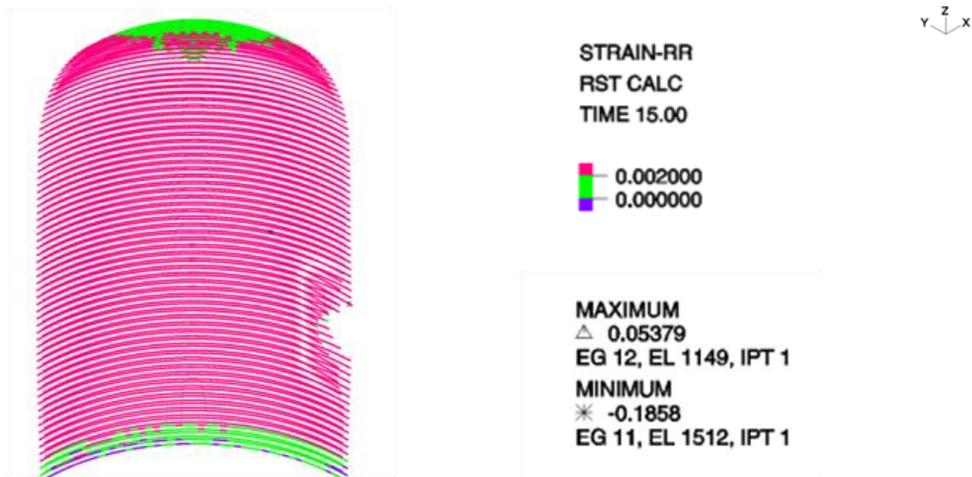


Abb. 7.5-12 Axiale Dehnungen in den horizontalen Bewehrungsstäben bei 1,5 MPa Innendruck

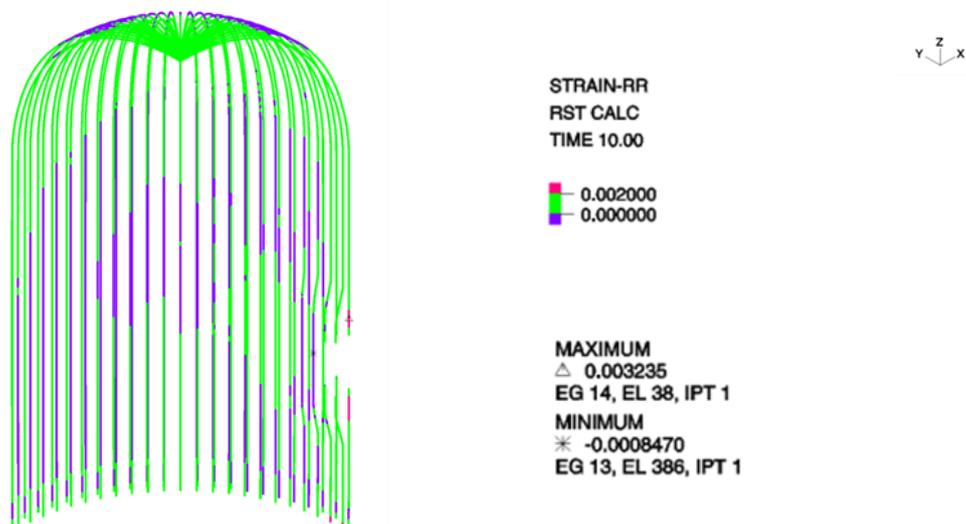


Abb. 7.5-13 Axiale Dehnungen in den vertikalen Bewehrungsstäben bei 1 MPa Innendruck

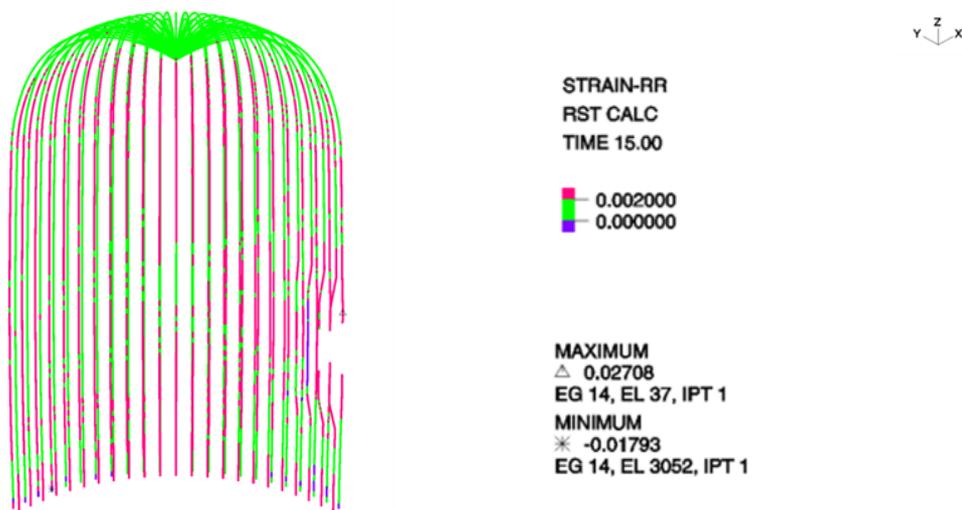


Abb. 7.5-14 Axiale Dehnungen in den vertikalen Bewehrungsstäben bei 1,5 MPa Innendruck

Vergleiche zwischen berechneten und experimentell bestimmten Werten werden in Abb. 7.5-15 bis Abb. 7.5-21 gezeigt. Der Vergleich der Rechenergebnisse mit dem Experiment zeigt generell gute Übereinstimmung. Lediglich bei der Vertikalverschiebung der Kuppel gibt es im Bereich zwischen 1 und 1,3 MPa Innendruck eine etwas größere Abweichung, die das Versagensverhalten des Containments aber nicht beeinflusst.

In Abb. 7.5-22 wird anhand der Radialverschiebungen im ungestörten Bereich in 6,2 m Höhe nochmals ein Vergleich der verschiedenen Rechenmodelle (siehe Kapitel 7.4) mit dem Experiment gezeigt. Daraus ergibt sich, dass die Modellierung der Biegebewehrung mit Stabelementen (Analyse „schleuse10-f“) die beste Annäherung an das experimentelle Ergebnis bringt.

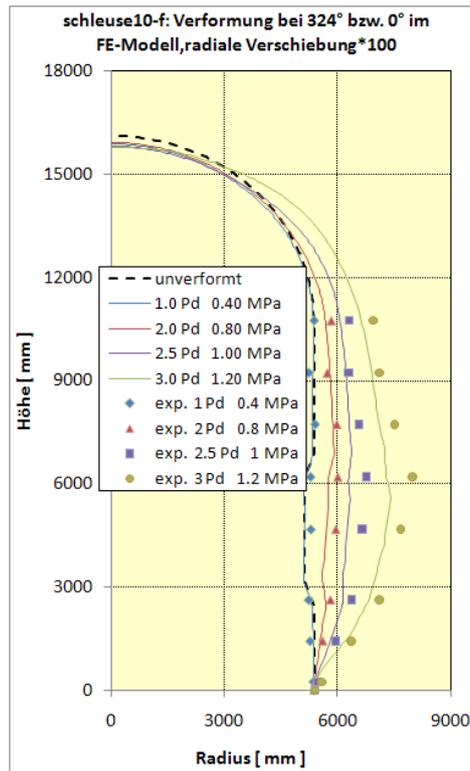


Abb. 7.5-15 Verformungen in einem vertikalen Schnitt im Bereich der Schleusenmitte (radiale Verschiebung mit 100 multipliziert)

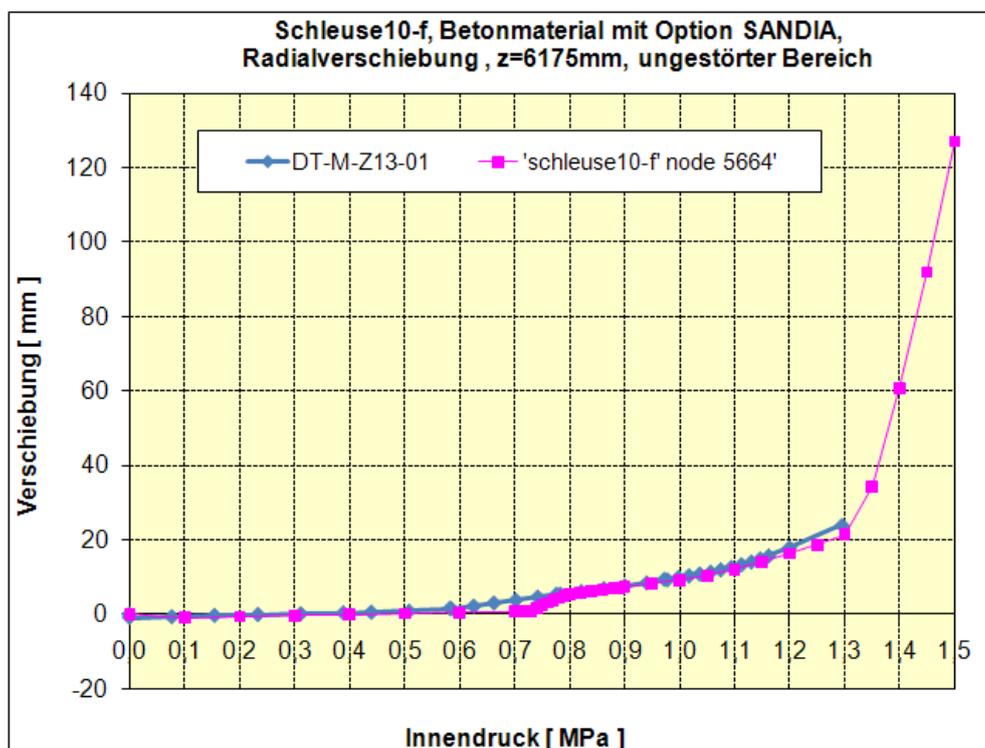


Abb. 7.5-16 Radialverschiebungen im ungestörten Bereich, Höhe 6,2 m

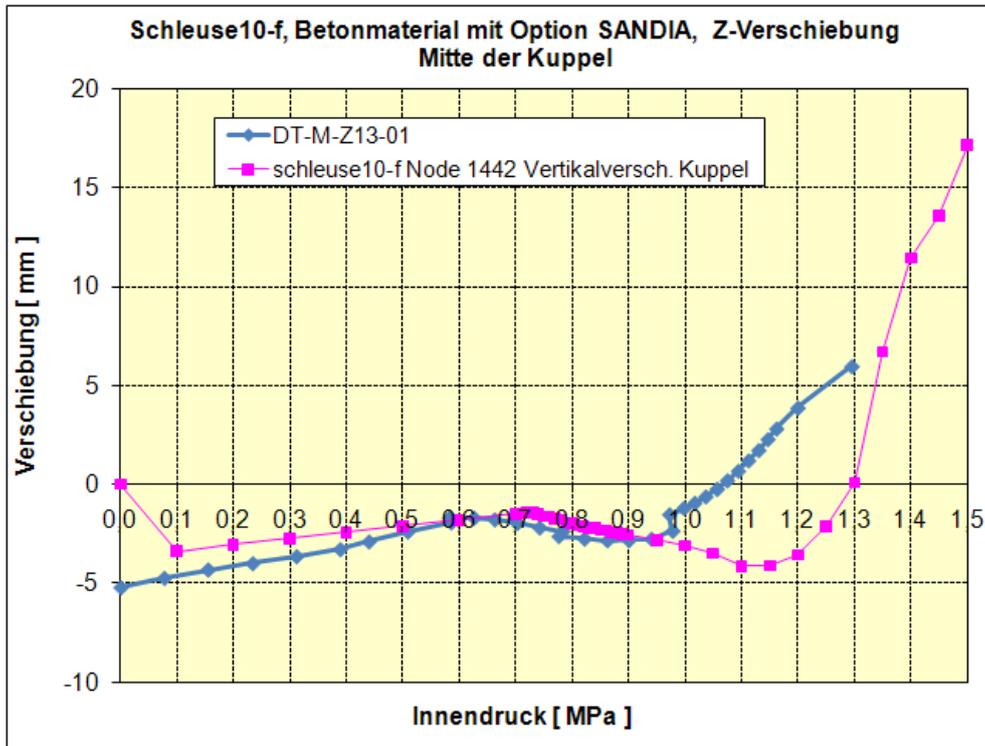


Abb. 7.5-17 Vertikalverschiebungen in der Kuppel, Höhe 16,4 m

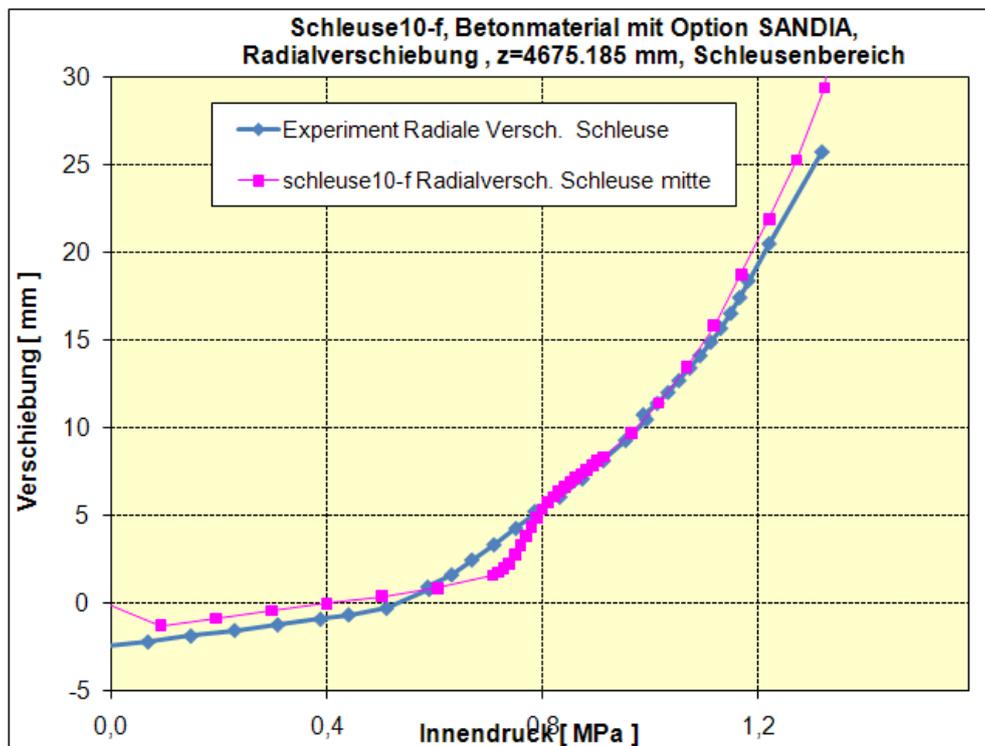


Abb. 7.5-18 Radialverschiebungen in der Schleuse, Höhe 4,7 m

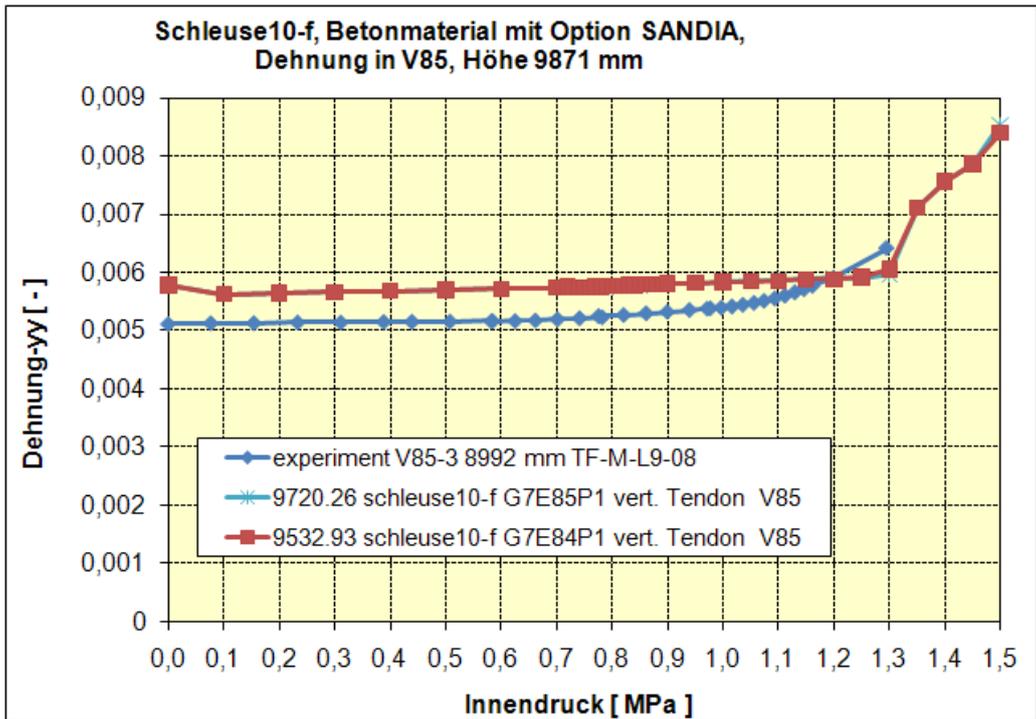


Abb. 7.5-19 Dehnungen im vertikalen Spannkabel V85 (ungestörter Bereich), Höhe 9,0 m

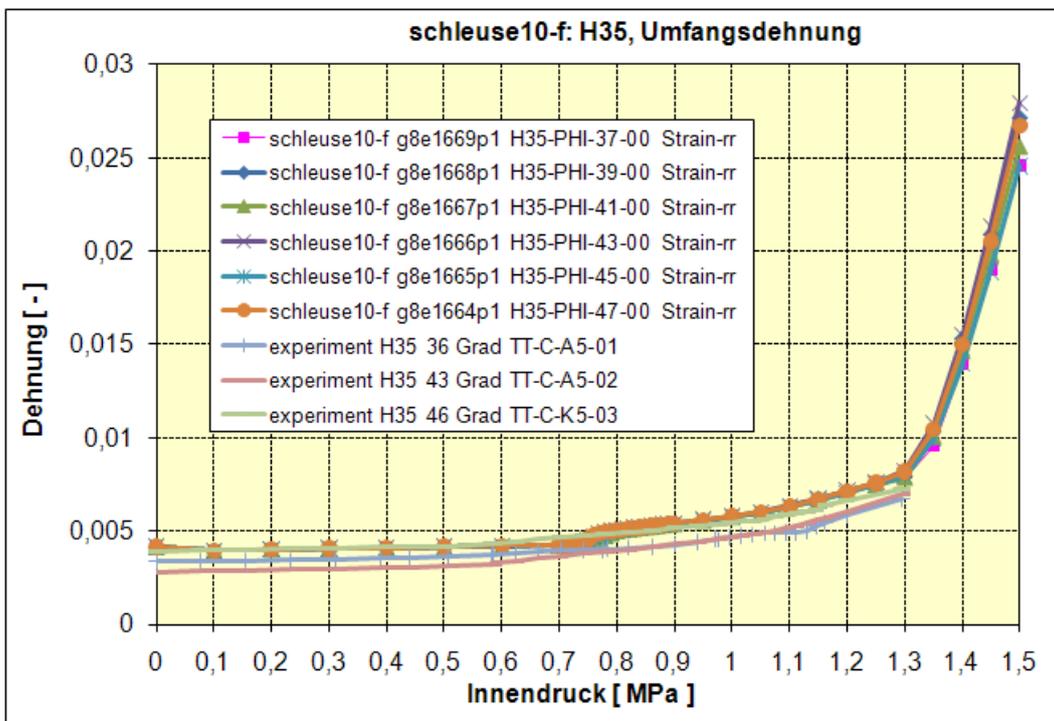


Abb. 7.5-20 Dehnungen im horizontalen Spannkabel H35 (ungestörter Bereich), Höhe 4,6 m

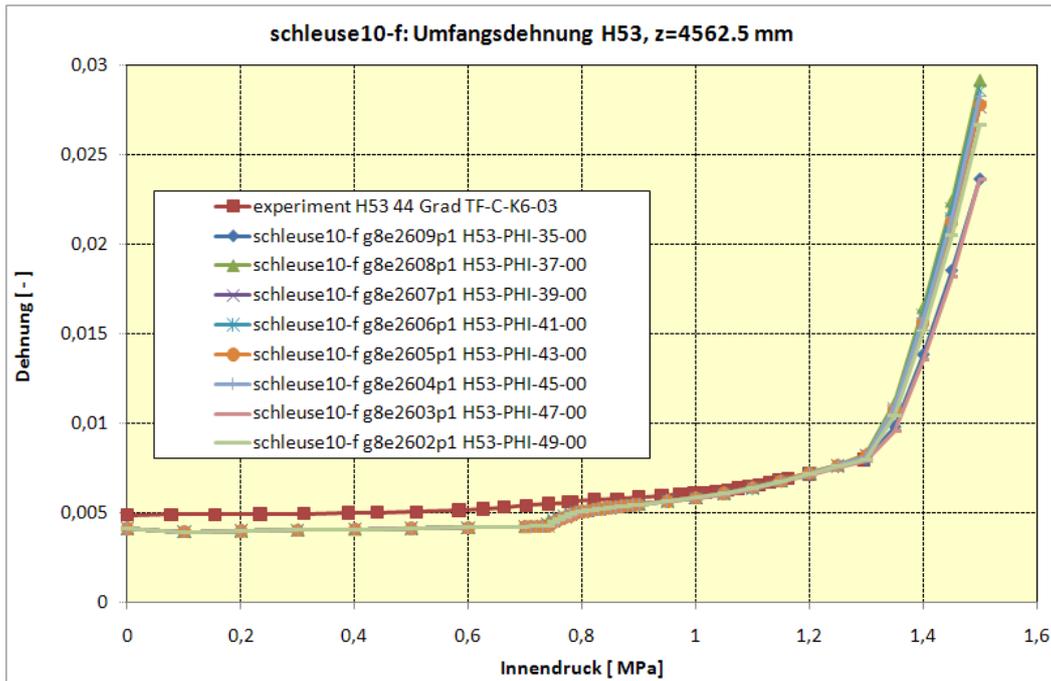


Abb. 7.5-21 Dehnungen im horizontalen Spannkabel H53 (ungestörter Bereich), Höhe 6,3 m

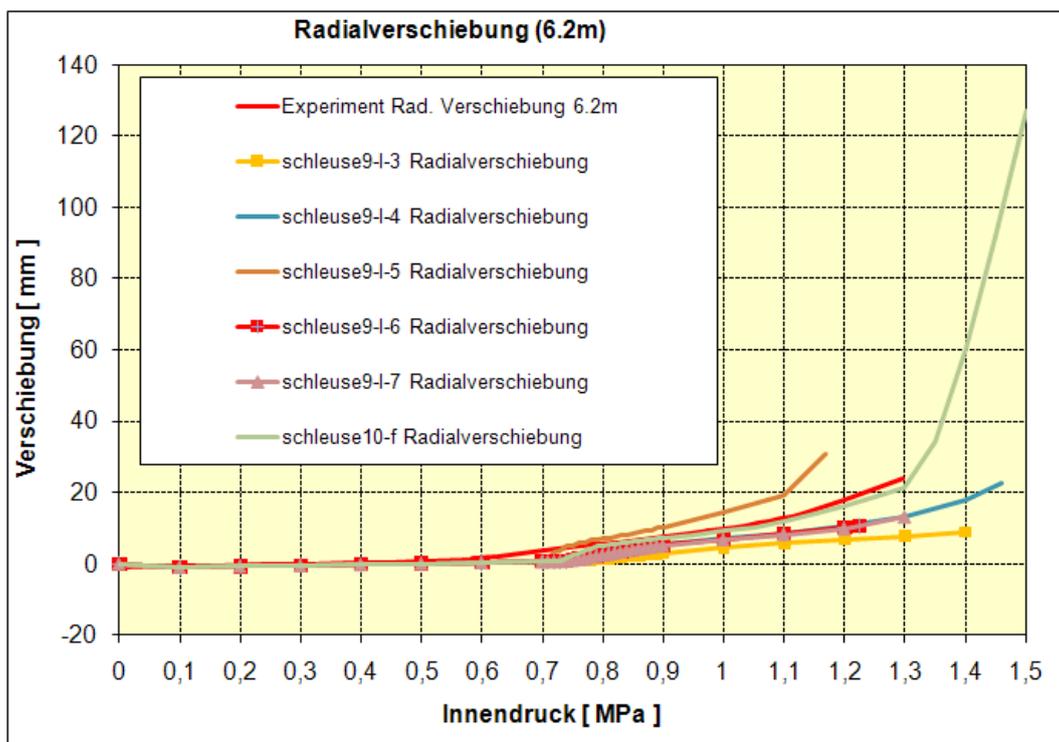


Abb. 7.5-22 Radialverschiebungen im ungestörten Bereich, Höhe 6,2 m, verschiedene Rechenmodelle und Experiment

Eine Aussage zur Grenztragfähigkeit des Modellcontainments kann z. B. mit einem dehnungsbasierten Versagenskriterium erfolgen. Legt man basierend auf den Werkstoffuntersuchungen für die mittlere Bruchdehnung der Spannkabel den Wert 4,6 % (siehe auch Kapitel 0) zugrunde, so wird diese bei etwa 1,5 MPa Innendruck im Bereich des oberen Randes der Schleuse erreicht (siehe Abb. 7.5-8). Wählt man jedoch als Versagensdehnung der Spannkabel einen Wert von 2 %, der im Bereich der unteren Grenze des Streubereichs der Bruchdehnungen liegt (siehe /HES 03/, /DAM 02/), so wird diese Grenzdehnung beim Übergang vom Innendruckwert 1,45 MPa auf 1,5 MPa in großen Bereichen der horizontalen Spannkabel überschritten. Demnach ergibt sich gemäß der durchgeführten Berechnungen, dass der Versagensdruck im Bereich 1,45 - 1,5 MPa liegt. Im Experiment (Versuch SFMT, siehe /HES 03/) ergab sich ein katastrophales Versagen des Modellcontainments (siehe Abb. 6.1-2) bei einem Innendruck von 1,42 MPa, was dem 3,63-fachen des Auslegungsdruckes entspricht. Insgesamt ergibt sich also in den Berechnungen eine Überschätzung des Versagensdrucks um etwa 2 - 6 %. Dabei ist zu beachten, dass insbesondere bezüglich der Approximation des Verbundes zwischen Spannkabeln und Beton sowie der Bewehrungsstäbe und dem Beton das Analysemodell vereinfachte Ansätze enthält.

8 Untersuchungen zur Modellierung des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstahl

Bei den meisten in den letzten Jahren bei der GRS durchgeführten Finite-Element-Berechnungen mit Verwendung des ADINA-Betonmodells wurde eine feste Kopplung zwischen den Beton- und Stahlteilen (Spannkabel und Bewehrung) simuliert. Dies wird in der Simulation entweder dadurch bewirkt, dass Stahl und Beton gemeinsame Knoten haben, oder dadurch, dass Stahl- und Betonknoten mittels Constraint-Equations aneinander gekoppelt werden.

Zur Beschreibung des Versagens z. B. von Stahlbetoncontainments ist diese Vorgehensweise durchaus gerechtfertigt, da bei derartigen Belastungen der Beton ohnehin großflächig Risse hat und die Tragwirkung der Struktur nur noch durch die Stahlkomponenten bestimmt wird.

Ein Nachteil dieses Verfahrens liegt darin, dass die Phase der Rissbildung nicht realistisch nachgebildet wird. Um diesen Nachteil zu umgehen sind vor allem auf der Basis von Ausziehversuchen eine Reihe von Verbundmodellen entwickelt worden (siehe auch /GRE 06/), die in unterschiedlicher Form in Finite-Element-Berechnungen eingefügt werden.

Eine Möglichkeit besteht darin, eine Relativverschiebung, auch als Schlupf bezeichnet, zwischen korrespondierenden Stahl- und Betonabschnitten durch eine Kontaktfläche mit Reibung zu ermöglichen. Zur Steuerung der Reibung können Truss-Elemente eingesetzt werden, die entsprechende Knoten von Beton und Stahl verbinden. Dies kann insbesondere angewendet werden, um das Verhalten von nicht verpressten Spannkabeln zu simulieren. Mit dieser Methode wurden von Yonezawa et al. /YON 99/ und Dameron et al. /DAM 04/ Analysen zum vorgespannten SANDIA-Modellcontainment durchgeführt.

Eine weitere Möglichkeit ist die Verwendung spezieller zwischen Beton und Stahl angeordneter Verbundelemente, mit den ebenfalls Schlupf berücksichtigt werden kann. Eine Zusammenstellung solcher Elementformulierungen ist in /KEU 85/, /MAI 93/ gegeben. Anwendungen von Verbundmodellen in zweidimensionalen Berechnungen finden sich unter anderem in /KEU 83/, /AKK 00/, /NIK 07/.

Des Weiteren besteht die Möglichkeit den Verbund von Stahl zu Beton durch verallgemeinerte Constraint-Equations herzustellen. Der Beton wird wieder durch Volumenelemente und der Bewehrungsstahl durch Stabelemente modelliert. Durch spezialisierte Modellansätze kann Schlupf berücksichtigt werden /JEN 06/, /JEN 09/.

In /GRE 06/ wurde ein Versuch unternommen, mittels einer Zwischenschicht zwischen Stahl und Beton mit orthotropem Materialverhalten Verbundverhalten zu simulieren. Der Versuch führte jedoch nicht zum Ziel. Im Folgenden werden alternative Vorgehensweisen beschrieben.

8.1 Experimente der Universität Dresden

Als Basis dienen Experimente, die an der Universität Dresden durchgeführt wurden /LEM 09/. Die Experimente hatten das Ziel, die erforderliche Kraft zu messen, um einen Bewehrungsstab mit Durchmesser d_s (16, 20, 25 mm) aus einem Betonquader herauszuziehen. Dabei hatte der Bewehrungsstab nur über die kurze Verbundlänge $l_b = 2 \cdot d_s$ Kontakt mit dem Beton-Probekörper. Die restliche Mantelfläche des Bewehrungsstabes war durch Plastikhülsen vom Beton isoliert. In Anlehnung an die mehrachsigen Spannungszustände in Stahlbetoncontainmentstrukturen wird zusätzlich senkrecht zum Bewehrungsstab im Beton eine unterschiedlich große Zugspannung aufgebracht und deren Auswirkung auf die Ausziehungskraft untersucht.

Abb. 8.1-1 und Abb. 8.1-2 zeigen schematisch den Aufbau der Versuchskörper und der Kraftaufbringung.

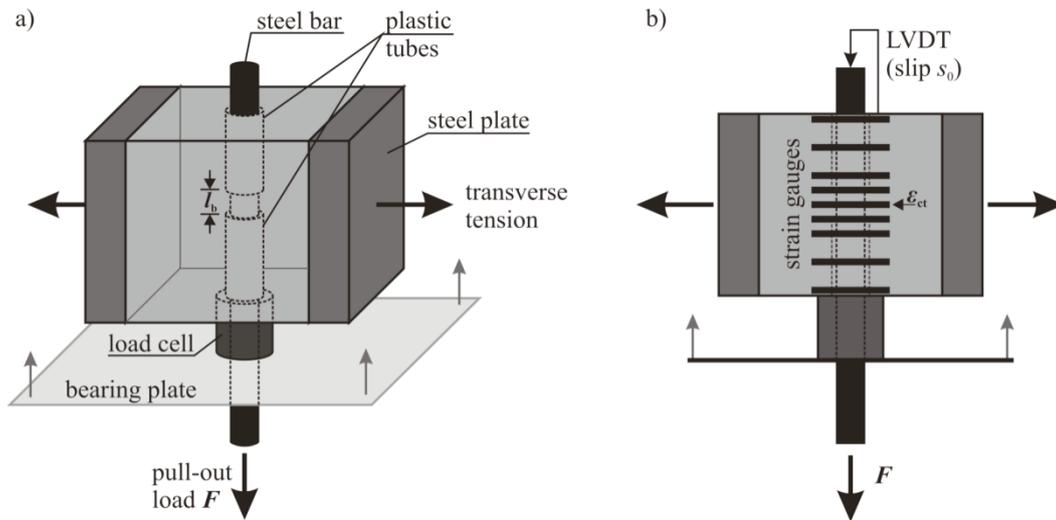


Abb. 8.1-1 Schemazeichnung des Versuchskörpers (aus /LEM 09/)

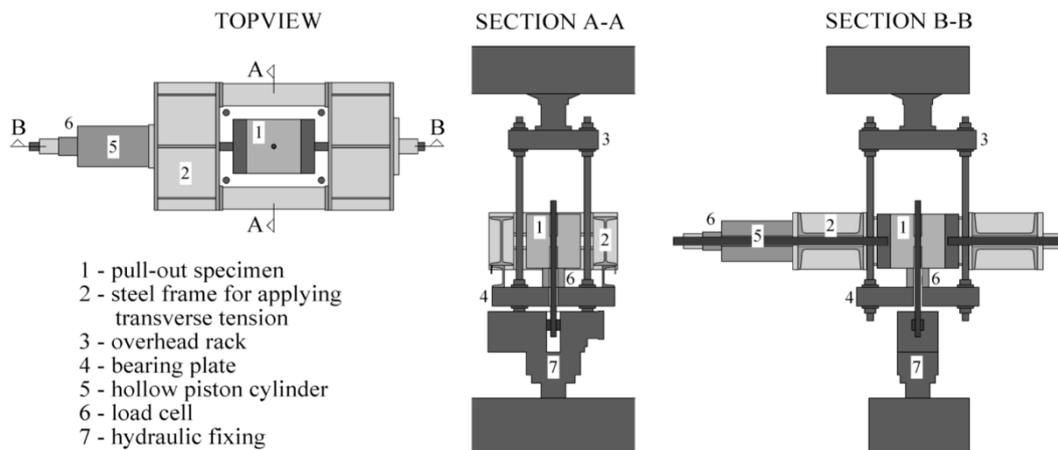


Abb. 8.1-2 Konstruktion der Kraftaufbringung (aus /LEM 09/)

In der Versuchsdurchführung wurde die Ausziehkraft F mit Hilfe einer zwischen Probekörper und Auflager befindlichen Kraftmessdose (KMD) aufgenommen. Der Schlupf s_0 wurde am unbelasteten Ende des Stabes (in der Grafik oben) mittels induktivem Wegaufnehmer gemessen. Aus der Ausziehkraft F und der Mantelfläche des Bewehrungsstabes, die Kontakt mit Beton hat, kann die Verbundspannung zu

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_b}$$

berechnet werden.

8.2 Berechnung mit einem 3D Finite-Element-Modellansatz

Unter Ausnutzung der Symmetrie wurde ein 3D-Viertelmodell des Probekörpers (siehe Abb. 8.1-1) generiert. Abb. 8.2-1 zeigt das gesamte Analysemodell. Es besteht aus 3D-Elementen mit 8 Knoten für den Betonbereich, den Stahlplatten zur Aufbringung der Querkraft und den Kunststoffführungsrohren. Der Ausziehstab (Durchmesser 16 mm) wird durch Stabelemente abgebildet und ist mit dem Rest des Modells über weitere Stabelemente verbunden. Abb. 8.2-2 zeigt die horizontalen Verbindungselemente zwischen Beton und Stahl.

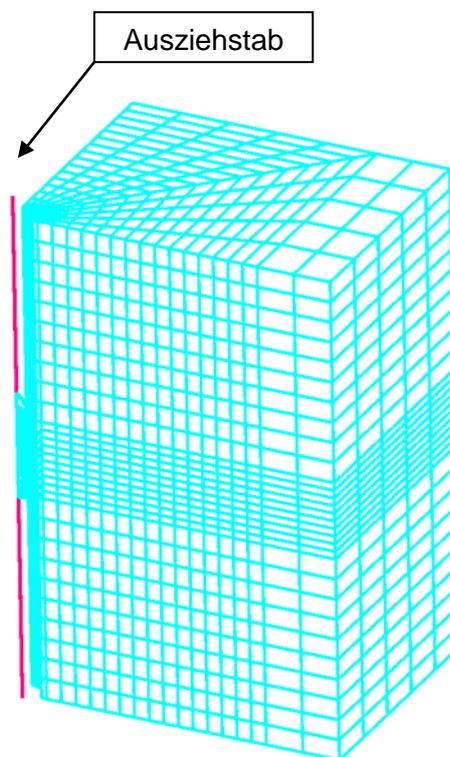


Abb. 8.2-1 Finite-Element-Modell (Viertel des Probekörpers)

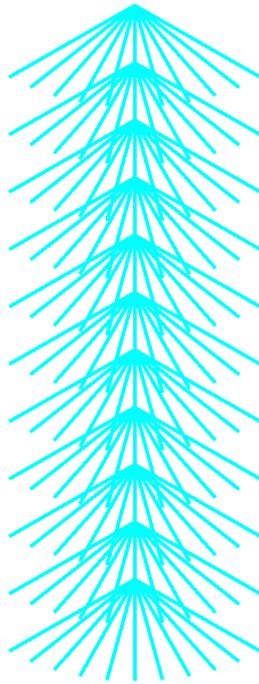


Abb. 8.2-2 Stabelemente zur Verbindung der Stahl- und Betonknoten in horizontaler Richtung

In vertikaler Richtung werden die Stahlknoten im Verbundbereich ebenfalls mit Stabelementen verbunden. Diese enden jeweils 10 mm über den entsprechenden Stahlknoten. Das obere Ende dieser Stabelemente wird dann senkrecht zum Ausziehstab (d.h. in x- und y-Richtung) festgehalten und in Richtung des Ausziehstabes (z-Richtung) durch Verformungsrandbedingungen (Constraint-Equations) an die z-Verschiebungen der entsprechenden Beton-Knoten gekoppelt.

Die verwendeten Materialien sind teilweise linear-elastisch und teilweise nichtlinear. Da die Kunststoffrohre und die Stahlplatten keine besonderen Belastungen erfahren, werden sie mit linear-elastischen Materialdaten versehen. Als E-Modul werden für Kunststoff bzw. Stahl 10 bzw. 200 GPa festgelegt, ν ist in beiden Fällen 0,3.

Beton und Verbundstabelemente haben nichtlineare Materialmodelle. Während für den Beton das Standard-ADINA-Betonmodell verwendet wird, werden für die Stabelemente nichtlinear-elastische Materialdaten eingesetzt. Abb. 8.2-3 zeigt die verwendeten Spannungs-Dehnungs-Kurven. Dabei wird als erster Ansatz für die vertikalen Verbundelemente im Zugbereich eine gegenüber dem Beton um etwa den Faktor 2,4 erhöhte

Zugfestigkeit angenommen, während für die horizontalen Verbundelemente der Kurvenverlauf der einachsigen Spannungs-Dehnungs-Kurve des Betons entspricht.

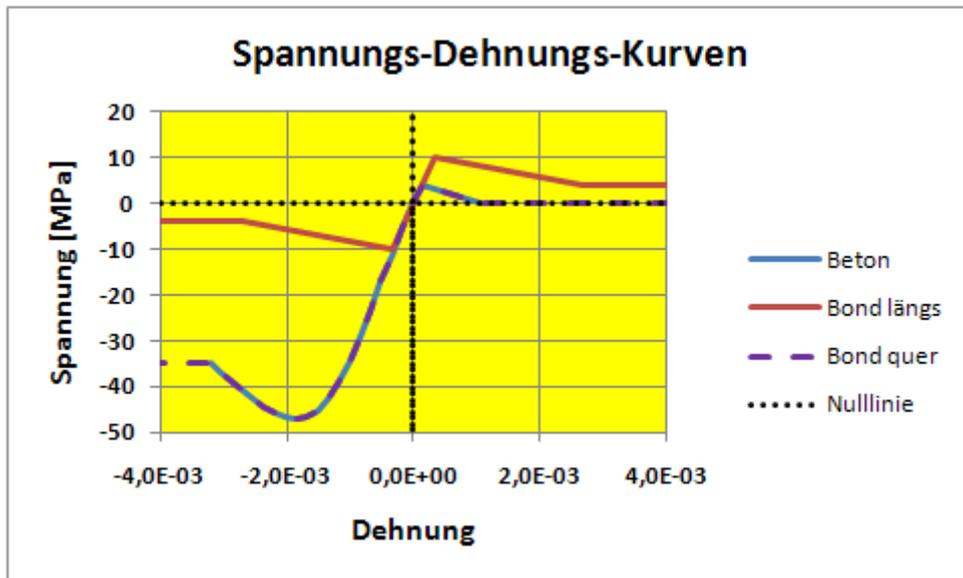


Abb. 8.2-3 Spannung-Dehnungs-Kurven des Betons und der Verbundtrusses

Der Ausziehstab wird mit einem elastisch-plastischen Materialmodell simuliert. Das Spannungs-Dehnungsverhalten wird dabei bilinear angenommen, wie in Abb. 8.2-4 gezeigt.

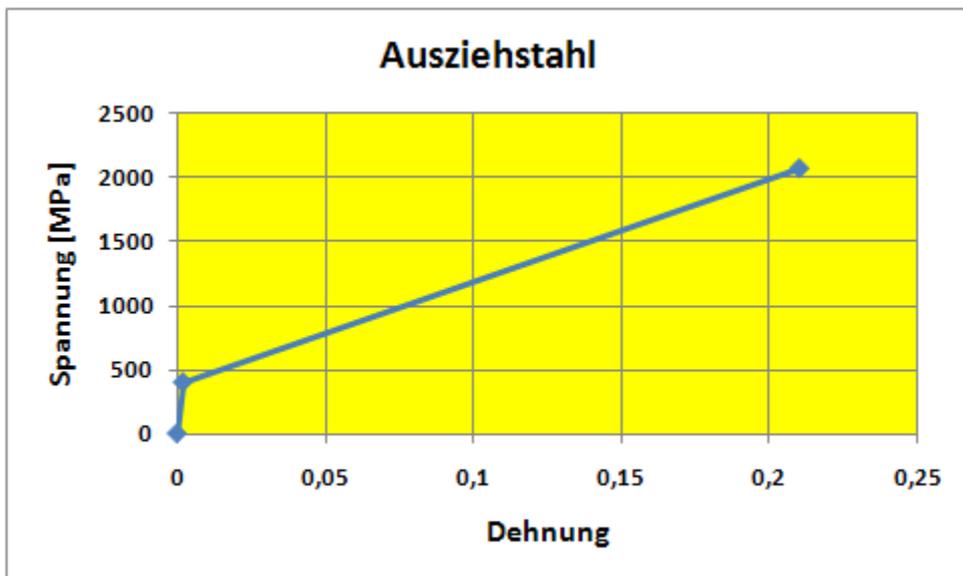


Abb. 8.2-4 Spannungs-Dehnungs-Kurve des Ausziehstabes

Das Modell wird entsprechend seiner Symmetriebedingungen gelagert und durch eine zunehmende, vertikal gerichtete Knotenkraft am unteren Stabende belastet.

Im Folgenden werden ausgewählte Resultate der bisherigen Berechnungen gezeigt. In Abb. 8.2-5 und Abb. 8.2-6 sind die Verläufe der Verschiebung des oberen Endes des Ausziehstabes, die wegen der vernachlässigbaren Betonverschiebung ein Maß für den Schlupf ist, sowie der Dehnung im obersten vertikalen Verbundelement als Funktion der Ausziehkraft am unteren Stabende gezeigt. Weiterhin wird in Abb. 8.2-7 der berechnete Schlupf als Funktion der Ausziehkraft experimentellen Werten aus vier Versuchen ohne Querkraft gegenübergestellt.

Die Berechnungen zeigen, dass für Ausziehkraften kleiner als ca. 4400 N der berechnete Schlupf im Streubereich der experimentellen Werte liegt. Für größere Ausziehkraften müssten die Annahmen bezüglich des Spannungs-Dehnungsverhaltens der Stabelemente modifiziert werden, was ohne zusätzliche experimentelle Untersuchungen nicht zielführend ist. Insgesamt ergibt sich, dass der 3D-Modellansatz mit Stabelementen prinzipiell geeignet ist, die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung zu simulieren.

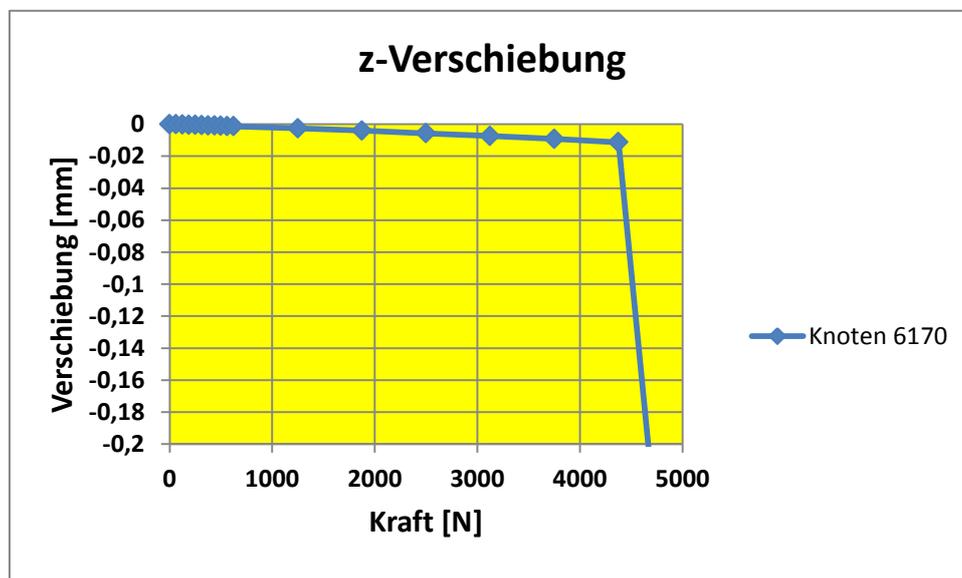


Abb. 8.2-5 Verschiebung des oberen Endes des Ausziehstabes in vertikaler Richtung

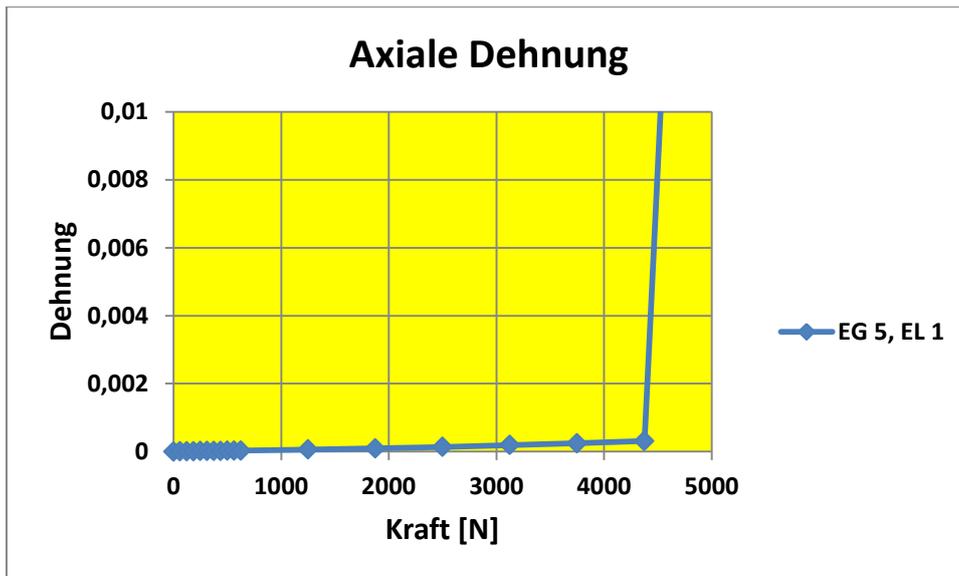


Abb. 8.2-6 Axiale Dehnung im obersten vertikalen Verbundelement

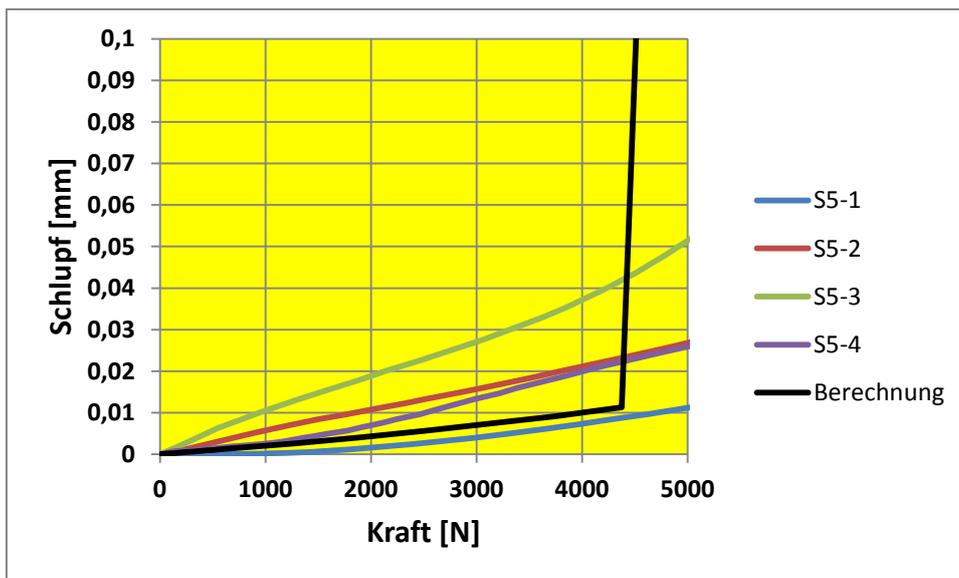


Abb. 8.2-7 Vergleich der Berechnung mit Versuchsergebnissen

8.3 2D Finite-Element-Modell

In den im Folgenden vorgestellten Simulationen wurde der Modellansatz für Beton und Verbundelement von Akkermann /AKK 00/, der von Niklasch /NIK 07/ für Anwendungen mit ADINA bereitgestellt wurde, eingesetzt. Dem Betonstoffgesetz liegt der inkrementelle, nichtlineare, inelastische und orthotrope Modellansatz von Darwin und Pecknold /DAR 77/ zugrunde. Es liegt lediglich eine Realisierung für den ebenen Spannungszustand (plane stress) vor. Bezüglich der Rissbildung wurde ein Ansatz verfolgt, bei dem die Auswirkungen von Rissen durch erhöhte Dehnfähigkeit der entsprechenden finiten Elemente bzw. deren Integrationspunkte approximiert werden („Smeared Crack Concept“). Hierbei wurde von Akkermann eine Kombination von mitrotierenden und fixierten, orthogonalen Rissen gewählt.

Die von Akkermann und Niklasch gewählte Formulierung der Verbundelemente geht zu einem großen Teil auf die Arbeit von den Uijl und Bigaj /DEN 96/ zurück. Sie deckt sowohl Spaltzug- als auch Auszugversagen ab. Eine Querkzugbelastung des Betons wird in der Implementierung nicht berücksichtigt.

In Abb. 8.3-1 ist der prinzipielle Aufbau eines Finite-Elemente-Netzes basierend auf dem vorgestellten Materialmodell dargestellt. Der Beton wird durch 2D Kontinuumselemente und die Bewehrungsstäbe durch Stabelemente vernetzt. Zwischen Knoten der Betonelemente und Knoten der Bewehrungselemente befinden sich die Verbundelemente, die ebenfalls durch 2D Kontinuumselemente vernetzt werden. Die transversale Ausdehnung der Verbundelemente von Knoten i zu k , bzw. von l zu m , ist um Größenordnungen geringer zu wählen als die longitudinale Ausdehnung von Knoten i zu l , bzw. von k zu m . Auf Basis der Größenverhältnisse können berechtigterweise alle Auslenkungen auf die Symmetrielinie a-b projiziert werden.

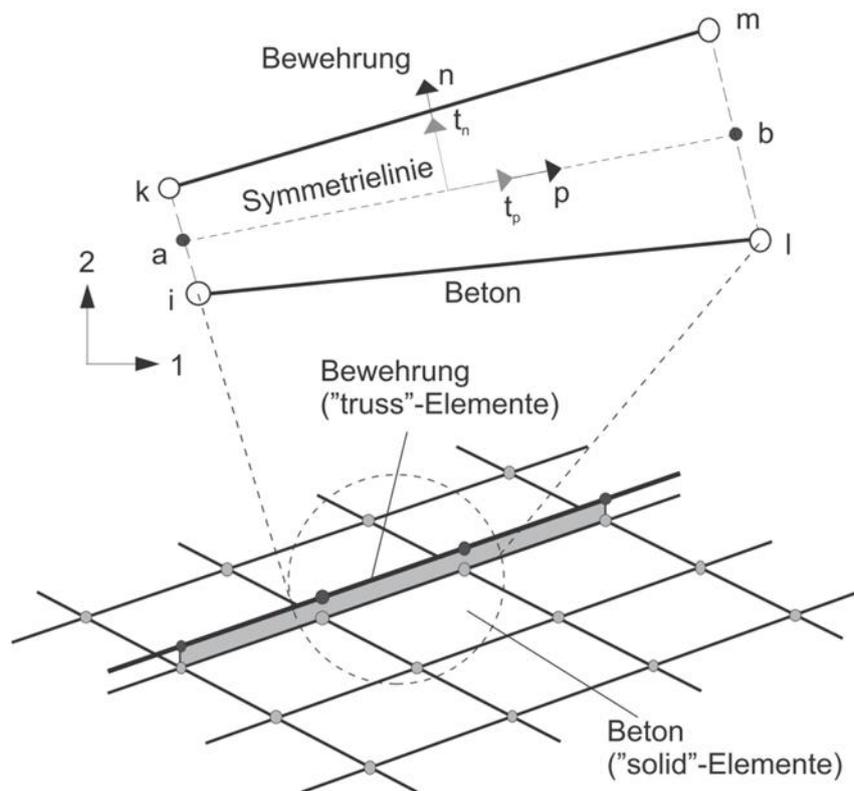


Abb. 8.3-1 Schematische Darstellung von Beton-, Verbund- und Bewehrungselementen nach /NIK 07/

Abb. 8.3-2 stellt das bemaßte Finite-Elemente-Gitter dar. Für den Beton wurden 4-Knoten-Elemente im ebenen Spannungszustand gewählt, der Bewehrungsstab wurde mit Stabelementen vernetzt. Verbundelemente, welche die Betonelemente mit den Bewehrungselementen verbinden, bestehen nur über der Verbundlänge l_b (hier 32 mm) Wegen der geringen lateralen Ausdehnung der Verbundelemente im Vergleich zu den Betonelementen sind diese allerdings in der Darstellung nicht erkennbar. Insgesamt umfasst das Finite-Elemente-Netz 1860 Betonelemente, 62 Bewehrungselemente und 32 Verbundelemente.

Wegen der geringen Änderungsrate der Lastaufbringung im Experiment können Trägheitskräfte in der Simulation vernachlässigt werden. Demzufolge wurden quasi-statische Berechnungen durchgeführt. Der Schlupf wurde als Abstand des obersten Punktes des Bewehrungsstabes zur Oberkante des Betonkörpers berechnet. Es wurden sowohl Simulationen mit Verschiebungs- wie auch mit Kraft-Randbedingung durchgeführt. Bei Kraft-Randbedingung wurde die Verbundspannung direkt aus den aufgetragenen Kraft-Werten berechnet. Bei Verschiebungs-Randbedingung wurde die

Verbundspannung aus der Axialspannung im Bewehrungsstab unterhalb der Verbundzone bestimmt.

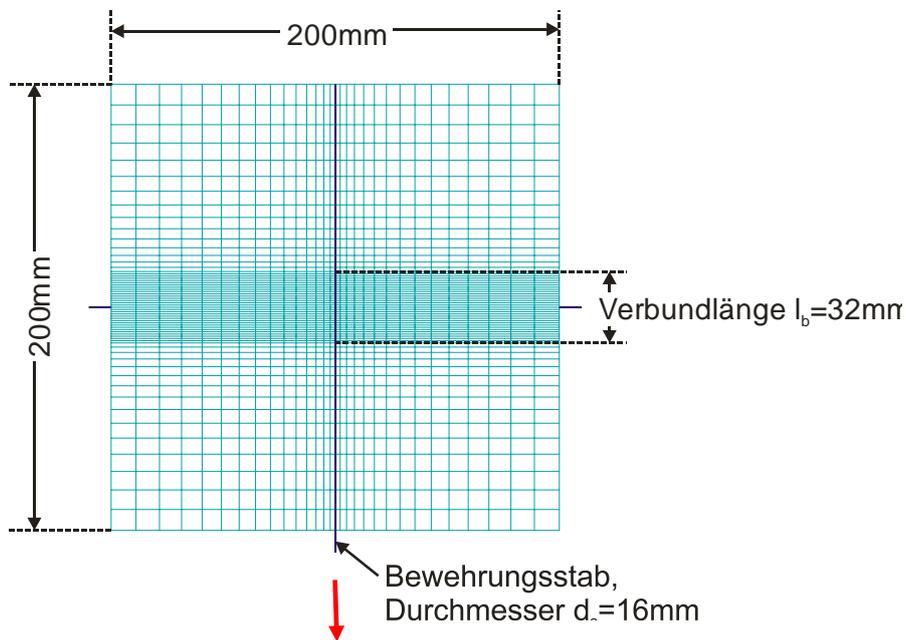


Abb. 8.3-2 Finite Elemente Modell des Versuchsaufbaus bestehend aus einem würfelförmigen Betonkörper und einem Bewehrungsstab

Abb. 8.3-3 bis Abb. 8.3-5 stellen die Verteilung der Vergleichsspannung bei 30 kN Ausziehungskraft dar. Die beiden Simulationen mit Verbundelementen, bei denen einmal das Betonmodell nach Darwin und Pecknold /DAR 77/, kurz DP Beton, und einmal das Betonmodell der Software ADINA /ADI 09/ Anwendung fand, zeigen einen ähnlichen Spannungsverlauf. Die Materialdaten für den Bewehrungsstahl und Beton entsprechen den Werten aus der Simulation mit Verbundelementen (siehe Kapitel 8.2). Eine dritte Berechnung wurde mit starrem Verbund von Beton und Bewehrung (siehe Abb. 8.3-5) durchgeführt. Hier zeigen sich deutlich höhere und stärker lokalisierte Spannungswerte als bei den Simulationen mit Verbundelementen, die sich im Verbundbereich nahe des Bewehrungsstabes auf der Seite der Belastung (d.h. in der Abbildung „unten“) konzentrieren. In Abb. 8.3-4 und Abb. 8.3-5 sind zusätzlich zur Vergleichsspannung die im Beton auftretenden Risse dargestellt. Werden Verbundelemente eingesetzt, tritt zwar wie bei starrem Verbund von Beton und Bewehrung das Maximum der Vergleichsspannung auf Seite der Belastung auf (in Abb. unten), die Rissbildung setzt aber auf der gegenüberliegenden Seite (oben) ein und erstreckt sich über einen kleineren Bereich.

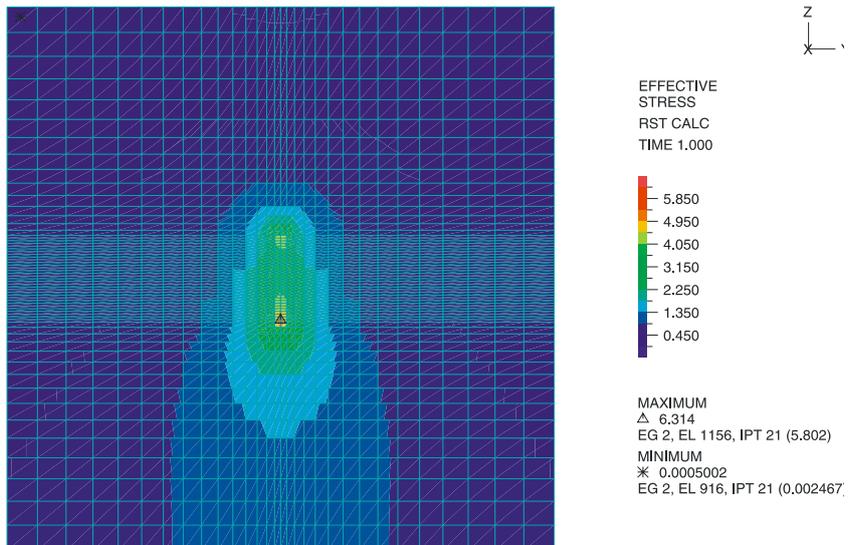


Abb. 8.3-3 Vergleichsspannung in MPa im Beton bei 30 kN Ausziehkraft (Simulation mit Verbundelementen und DP Beton)

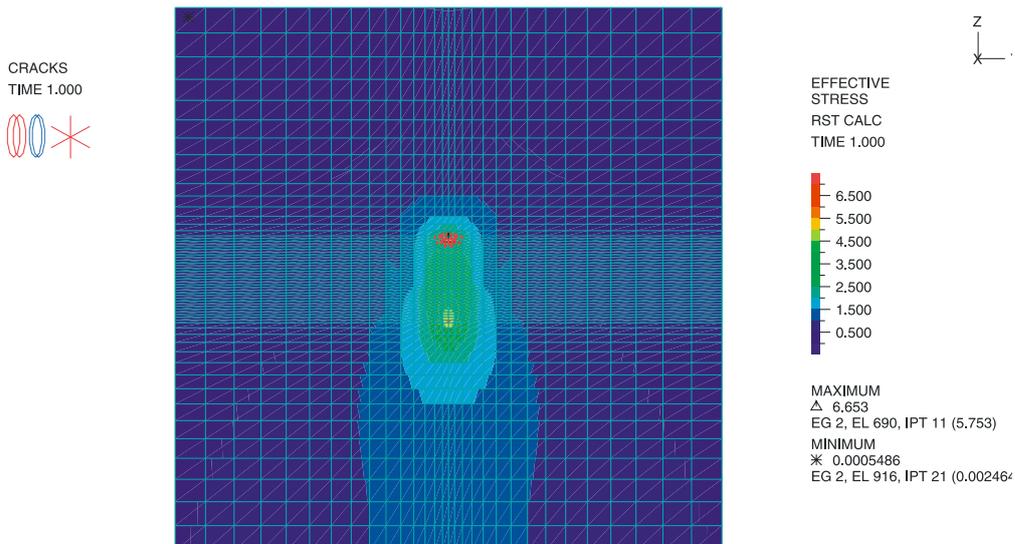


Abb. 8.3-4 Vergleichsspannung in MPa im Beton bei 30 kN Ausziehkraft (Simulation mit Verbundelementen und ADINA Beton); die Risse im Beton (rote Ellipsen) sind überlagert dargestellt

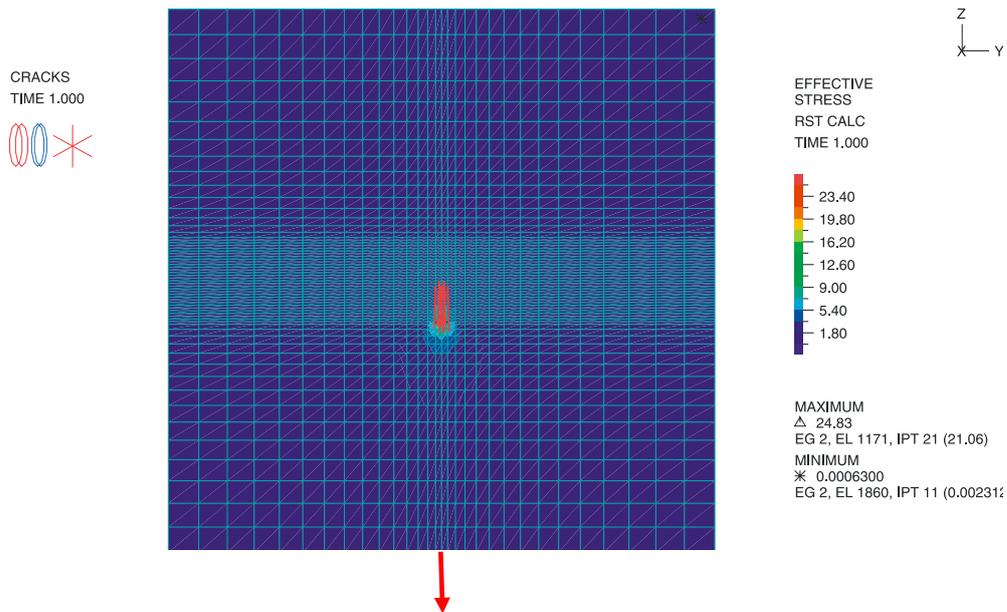


Abb. 8.3-5 Vergleichsspannung in MPa im Beton bei 30 kN Ausziehungskraft (Simulation mit direktem Verbund von Beton und Bewehrung); die Risse im Beton (rote Ellipsen) sind überlagert dargestellt

In Abb. 8.3-6 ist die Verbundspannung als Funktion des Schlupfes von drei Simulationen mit identischer Kraft-Randbedingung dargestellt. Die am untersten Punkt des Bewehrungsstabes angreifende Kraft wurde linear bis zum Maximalwert von 30 kN erhöht und dann für zehn Lastschritte konstant gehalten. Haben die Bewehrungselemente identische Knoten mit den Betonelementen („ohne“ Verbundelemente), fallen die Verschiebungen sowohl von Stab ($< 0,08$ mm) als auch Beton ($< 0,008$ mm) äußerst gering aus und die Kurve erscheint beinahe senkrecht im dargestellten Schlupf-Verbundspannungs-Diagramm. Die beiden Simulationen mit Verbundelementen, bei denen einmal das Betonmodell nach Darwin und Pecknold /DAR 77/, kurz DP Beton, und einmal das Betonmodell der Software ADINA Anwendung fand, zeigen nahezu identische Ergebnisse. Man kann daraus schließen, dass das eingesetzte Betonmodell nur geringen Einfluss auf den sich einstellenden Schlupf hat, wenn eine Last im Bereich des Stabauszuges anliegt.

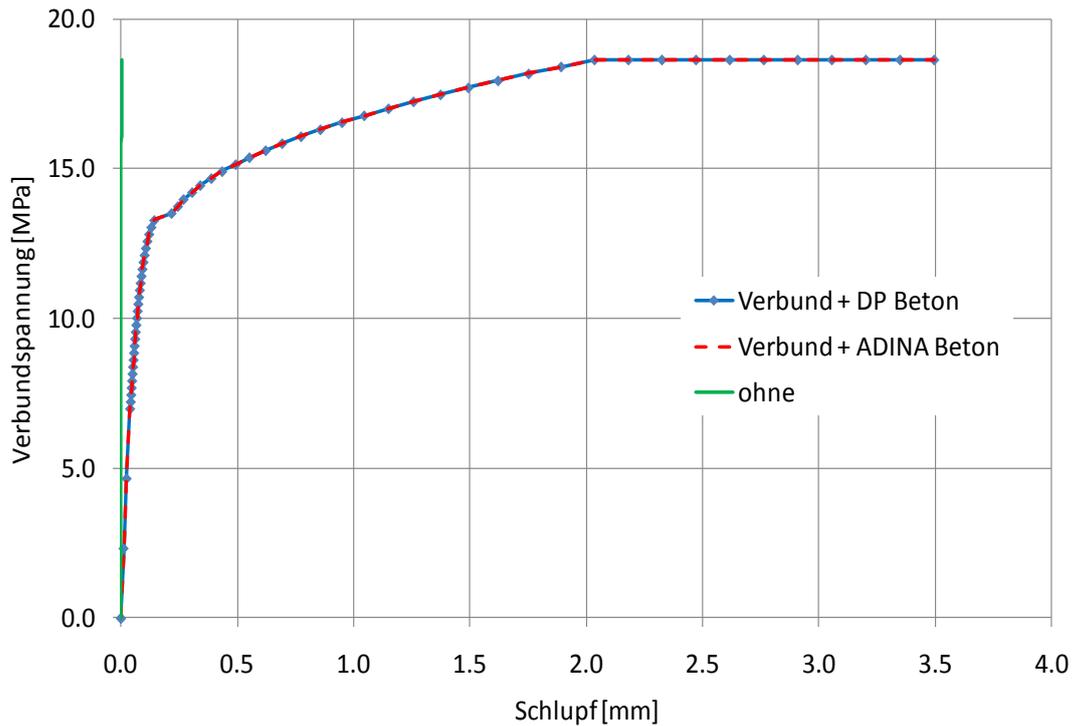


Abb. 8.3-6 Simulation des Stabauszuges mit Kraft-Randbedingung und 30 kN maximaler Ausziehkraft; „ohne“ bedeutet starrer Verbund von Bewehrung und Beton durch identische Knoten

Des Weiteren fällt auf, dass sich das Verbundmodell bei Erreichen des Maximalwerts der Kraft-Randbedingung bereits instabil verhält, d.h. trotz konstant gehaltener Kraft nimmt der Schlupf von Lastschritt zu Lastschritt immer weiter zu (Knickstelle der Kurvenverläufe ab 2 mm Schlupf). Dieser Umstand wird in Abb. 8.3-7 für andere Maximalwerte der Kraft-Randbedingungsrampe verdeutlicht. Man erkennt bei 25, 30 und 35 kN einen Plateaubereich der Verbundspannung, der auf instabiles Verbundverhalten hinweist. Lediglich bei 20 kN wird noch ein stationärer Zustand erreicht.

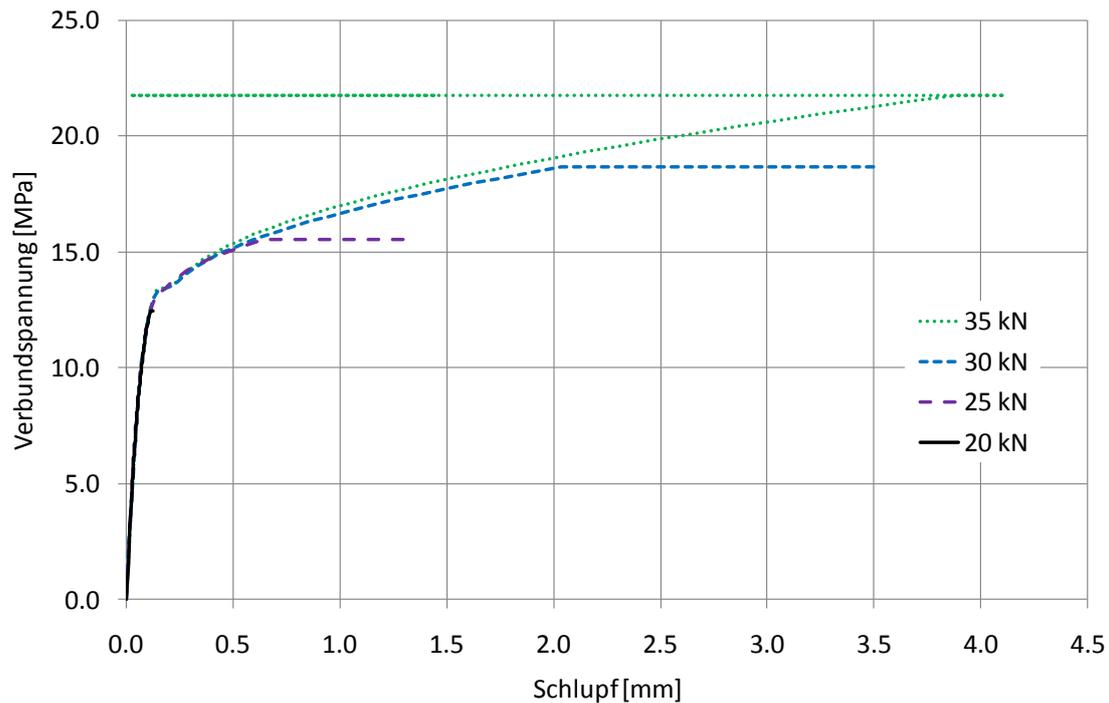


Abb. 8.3-7 Simulation des Stabauszugs mit Kraft-Randbedingung und einem Maximalwert von 20 bis 35 kN mit Verbundelementen und DP Betonmodell

Da eine Querkzugbelastung (siehe Abb. 8.1-1) nicht in die implementierte Formulierung der Verbundelemente eingeht und somit in Berechnungen bisher nicht berücksichtigt werden kann, wurde für die simulationstechnischen Untersuchungen eine Versuchsreihe ohne Querkzug ausgewählt. Die Versuche sind von S5-1 bis S5-4 durchnummeriert.

In Abb. 8.3-8 wird die Simulation mit DP Beton, Verbundelementen und Kraft-Randbedingung vier Messergebnissen der ausgewählten Versuchsreihe gegenübergestellt. Die Ausziehungskraft wurde hier linear bis zum Maximalwert von 30 kN erhöht. Im stabilen Bereich des Verbundelements (Verbundspannung < 13 MPa) verhält sich der simulierte Verbund gegenüber den Messungen steifer, jenseits dieses Wertes (Verbundspannung > 13 MPa) jedoch nachgiebiger. Bedingt durch die stetig ansteigende Rampe der Kraft-Randbedingung kann der abfallende Verbundspannungsverlauf nach Erreichen des Maximums, wie er in der Messung auftritt, nicht nachvollzogen werden. Die über dem Schlupf ansteigende und wieder abfallende Verbundspannung sollte theoretisch mit einer Verschiebungs-Randbedingung nachvollzogen werden können, wie nachfolgend untersucht wird.

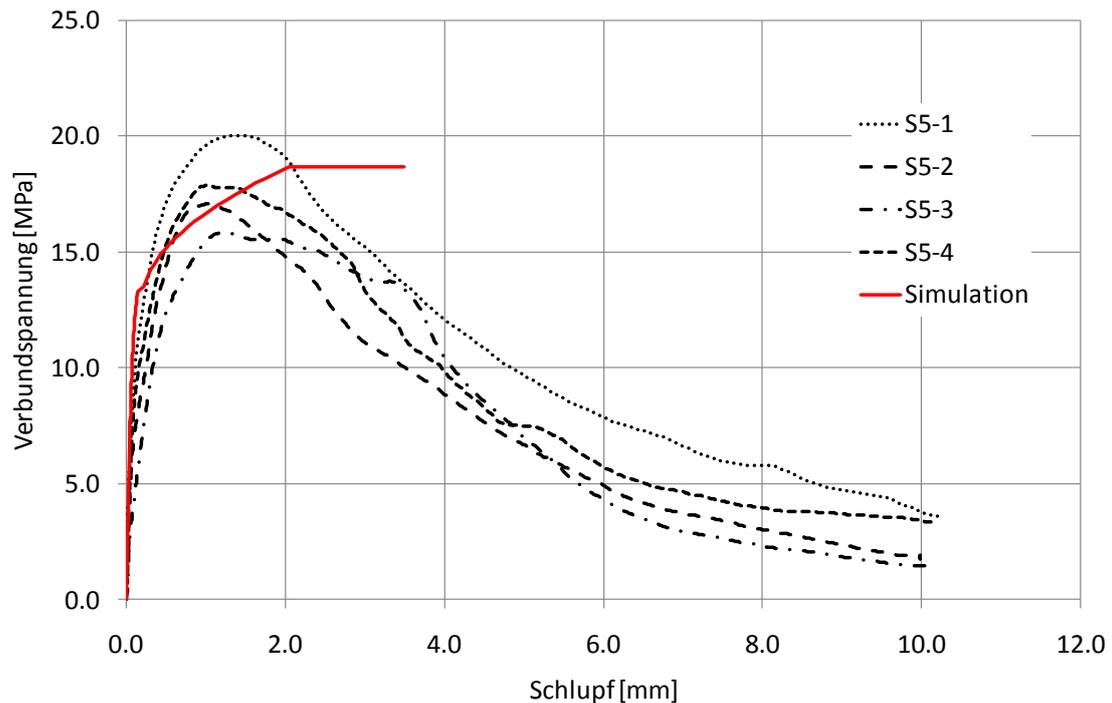


Abb. 8.3-8 Vergleich von vier Messungen S5-1 bis S5-4 und Simulation mit DP Beton, Verbundelementen und Kraft-Randbedingung (Maximalwert 30 kN)

In Abb. 8.3-9 sind Simulationen mit beiden Betonmodellen (DP Beton und ADINA Beton), Verbundelementen und Verschiebungs-Randbedingung den Messergebnissen der ausgewählten Versuchsreihe gegenüber gestellt. Die eingeprägte Verschiebung wurde hierbei auf den untersten Knoten des Bewehrungsstabes aufgebracht und von Lastschritt zu Lastschritt linear erhöht. Bis zu einem Verbundspannungswert von etwa 13 MPa verhält sich die Simulation gegenüber der Messung zu steif. Danach knickt der Kurvenverlauf der berechneten Verbundspannung ab und verharrt auf einem Wert von 13 MPa bis schließlich die Simulation bei einem Schlupf zwischen 2,5 und 3 mm wegen Konvergenzproblemen abbricht. Ein Rückgang der Verbundspannung vor dem Abbruch konnte nicht beobachtet werden.

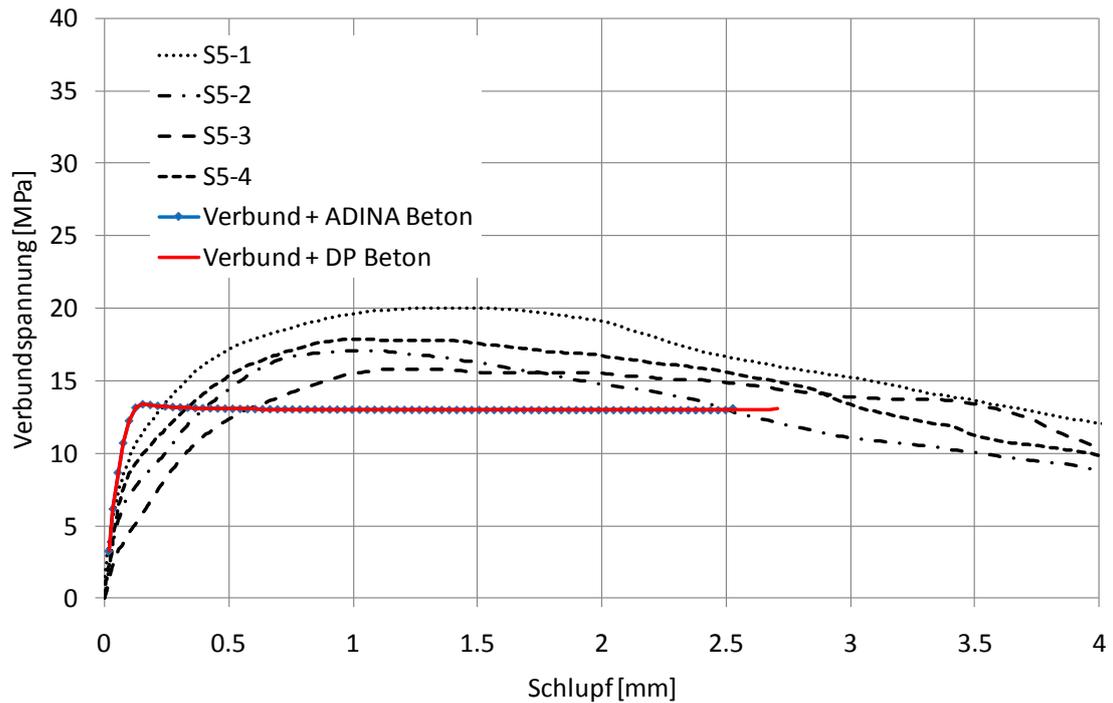


Abb. 8.3-9 Vergleich von vier Messungen S5-1 bis S5-4 und Simulationen mit DP und ADINA Beton, Verbundelementen und Verschiebungs-Randbedingung

Zusammenfassend ergibt sich, dass die Berechnungen mit dem zweidimensionalen Verbundelementansatz die Versuchsergebnisse in Form von Verbundspannung als Funktion des Schlupfes nur für kleine Auszugsbelastungen (Schlupf kleiner etwa 1 mm) zufriedenstellend treffen. Für größere Auszugsbelastungen sowie zur Berücksichtigung von Querkzugbelastungen und von dreidimensionalen Spannungszuständen sind Modellerweiterungen erforderlich bzw. alternative Vorgehensweisen zu entwickeln.

9 Bestimmung von Leckraten in Betonstrukturen (Modellentwicklung und Validierung)

9.1 Literaturstudie

Anhand von Experimenten zu Luftleckagen durch Risse in Betonwänden wurden verschiedene empirische Korrelationen entwickelt: Rizkalla /RIZ 84/, Nagano /NAG 89/, Greiner-Ramm /GRI 91/, /GRI 93/ und /GRI 95/ sowie Suzuki, /SUZ 89/, /SUZ 91/. Die Veröffentlichungen von Rizkalla und Greiner-Ramm enthalten neben der Beschreibung der Formeln auch nachvollziehbare Rechenergebnisse bzw. zugrundeliegende experimentelle Daten. Experimente bei denen Leckagen untersucht wurden, sind unter den oben angegebenen Literaturstellen beschrieben. Des Weiteren wurden bei den Arbeiten im Rahmen des Vorhabens RS1171 neuere Experimente berücksichtigt:

- Riva untersuchte Luft- und Luft-Dampfleckagen an Wandsegmenten. Die in /RIV 99/ veröffentlichten Daten reichen aber nicht zur Validierung von Leckagemodellen aus. Gleiches gilt für Veröffentlichungen von Nagano und Suzuki.
- In der MAEVA Versuchsanlage, einem skalierten Modellcontainment wurden Luft- und Luft-Dampfataosphären mit Drücken bis 10 bar erzeugt, und die Leckage in Kontrollkammern gemessen, die sich an der Außenseite des Modellcontainments befanden. Zu den Versuchen wurden von verschiedenen Organisationen, darunter auch der GRS, Analysen durchgeführt mit denen die Rissgeometrien und die Leckagen berechnet wurden /FIR 00/, /GUI 00/, /TOU 00/. Die messtechnische Erfassung der Rissgeometrien reicht jedoch nicht als Basis für die Validierung von Leckagemodellen aus.
- Gute Daten für die Validierung liegen aus den Einzelrissversuchen der Universität Kaiserslautern und den Mehrfachrissversuchen der Universität Karlsruhe /EIB 01/, /NIK 07/, /STE 04/ vor.

9.2 Korrelationen

Die wichtigsten Abmessungen eines Risses sind Risslänge (L), Rissbreite (B) und Rissweite (W) (siehe Abb. 9.2-1). Dabei entspricht die Risslänge etwa der Wanddicke.

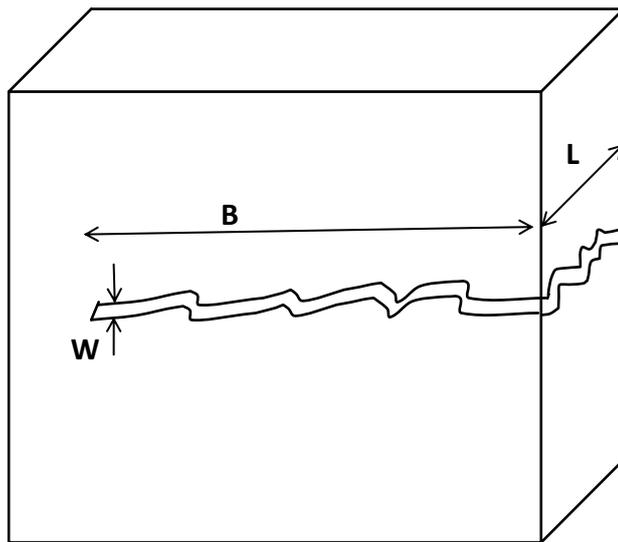


Abb. 9.2-1 Abmessungen eines Risses im Beton

Korrelation von Rizkalla

Rizkalla /RIZ 84/ untersuchte Luftleckagen an bewehrten Betonblöcken. Durch Zug an zwei Armierungsstangen wurden Risse im Beton erzeugt und schrittweise durch die Erhöhung der Zugkraft vergrößert. Die Blöcke wurden auf einer Seite mit einem Luftdruck beaufschlagt, der schrittweise bis 2 bar angehoben wurde. Die Leckraten wurden ermittelt. Mit einem beweglichen Mikroskop wurden die Rissweiten vermessen. Beispielhaft werden in /RIZ 84/ Messergebnisse für den Versuchskörper L4 bei einer Zugkraft von 200 kN gezeigt. Der Versuchskörper hatte sechs Risse, deren Weiten jeweils zwischen 0,03 und 0,1 mm variierten.

Es wurden acht verschiedene Betonblöcke verwendet und dabei das folgende Parameterfeld untersucht:

Risslängen (L) 127, 178, 254 mm,

Rissbreite (B) 300 mm,

Rissweite (W) bis 0,3 mm,

Überdruck bis 1 bar.

Aus den Messwerten entwickelte Rizkalla die Korrelation (9.2.1):

$$\frac{P_1^2 - P_2^2}{L} = \left(\frac{k^n}{2}\right) \left(\frac{\mu}{2}\right)^n (RT)^{n-1} \left|\frac{P_2 q_2}{B}\right|^{2-n} \frac{1}{W^3} \quad (9.2.1)$$

Dabei sind:

P_1 [lbf/ft²] Druck stromaufwärts

P_2 [lbf/ft²] Druck stromabwärts

L [ft] Risslänge

μ [(lbf s)/ft²] dynamische Zähigkeit

R [ft²/(s² °R)] spezielle Gaskonstante

T [°R] absolute Temperatur

B [ft] Rissbreite

W [ft] Rissweite

q_2 [ft³/s] Gasleckage, Volumenstrom stromabwärts

Die Wandrauigkeit k wird mit Gleichung (9.2.2) beschrieben:

$$k = 2.907 \times 10^7 (\sum W_i^3)^{0.428} \quad (9.2.2)$$

Der Exponent n wird gemäß Gleichung (9.2.3) ausgedrückt.

$$n = \frac{0.133}{(\sum W_i^3)^{0.081}} \quad (9.2.3)$$

Der Term „Summe W_i^3 “ in den Gleichungen (9.2.2) und (9.2.3) wird von Rizkalla benutzt um mehrere (i) Risse unterschiedlicher Weiten zu beschreiben. Wird die Leckrate einzelner Risse berechnet, so ist „Summe W_i^3 “ gleich W^3 .

Mit der Korrelation erzielte Rechenergebnisse sind in /RIZ 84/ doppelt logarithmisch dargestellt (siehe Abb. 9.2-2).

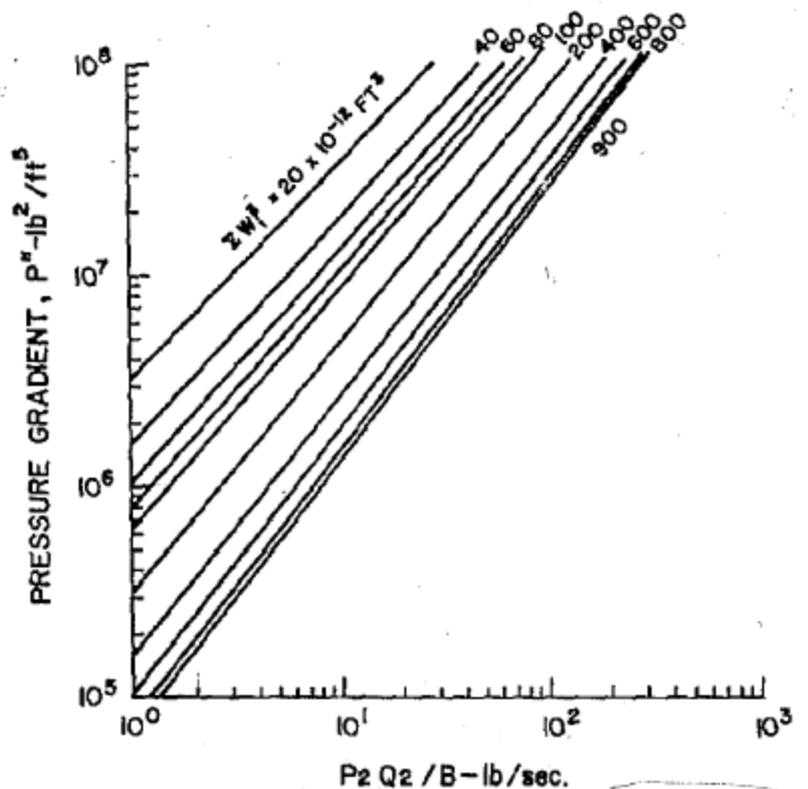


Abb. 9.2-2 Korrelation von Rizkalla, modifizierte Luftströmungsrate für verschiedene Druckgradienten und Rissweiten (aus /RIZ 84/)

Die Korrelation von Rizkalla wurde von der GRS in Excel programmiert und anhand der veröffentlichten Ergebnisse überprüft. Diese wurden durch Ablesung aus Abb. 9.2-2 ermittelt, was mit Ungenauigkeiten verbunden ist und ein Grund für die Abweichungen

von -25 % bis +12 % in Abb. 9.2-3 ist. Somit kann geschlossen werden, dass die Formel korrekt programmiert ist.

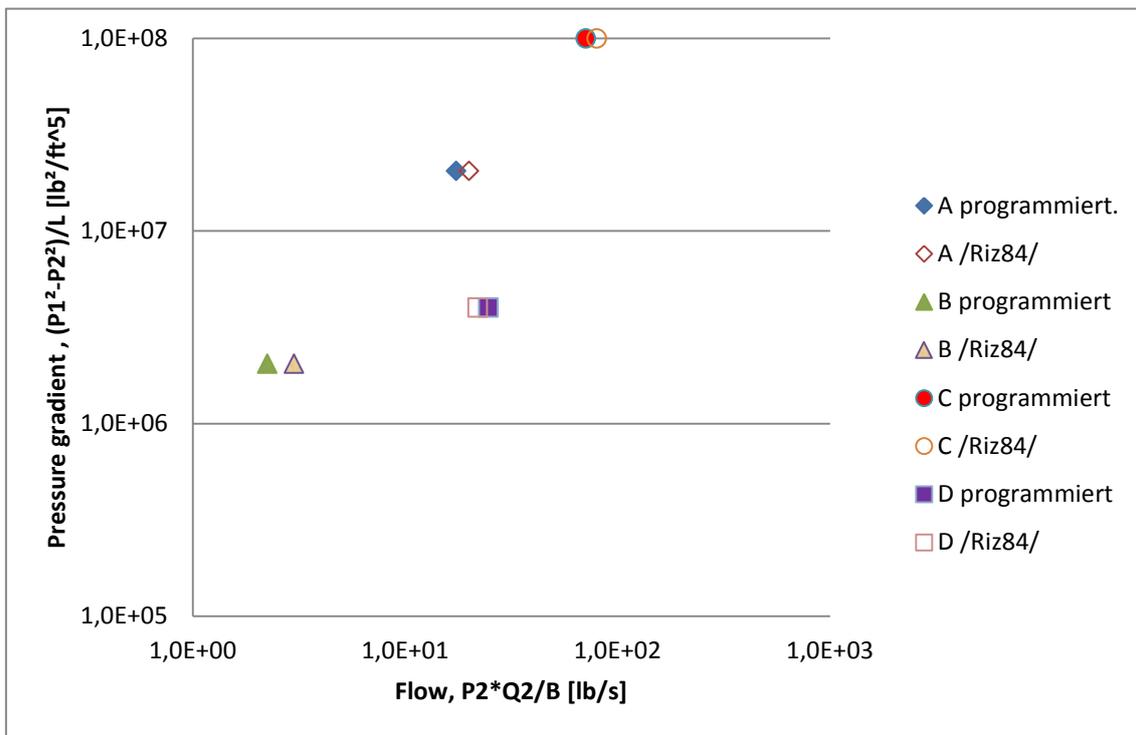


Abb. 9.2-3 Korrelation von Rizkalla, Überprüfung der GRS-Programmierung mit der Veröffentlichung /RIZ 84/

Korrelation von Greiner – Ramm

Auf ähnliche Weise wie Rizkalla untersuchten Greiner und Ramm an der Universität Kaiserslautern Luftleckagen an bewehrten Betonblöcken /GRI 91/, /GRI 93/ und /GRI 95/. In der ersten Testserie wurden ein definierter Einzelriss erzeugt, in einer zweiten Serie sogenannte realistische Mehrfachrisse. Die Rissweiten wurden mit Wegaufnehmern ermittelt. Die erste Serie umfasste 8 Tests und deckte das folgende Parameterfeld ab:

Risslänge (L) 150, 300, 450 mm,

Rissbreite (B) 200 mm,

Rissweite (W) 0,2 bis 1,3 mm,

Überdruck (P_ü) 1 bis 8 bar.

Bei den Versuchen wurde festgestellt, dass die Luftleckage neben den oben angeführten Parametern auch von der Korngröße (k) des bei der Betonherstellung verwendeten Kieses, als Maß für die Rauigkeit der Rissoberfläche, abhängig ist. Dabei wurden Versuchskörper mit Korngrößen von k = 8, 16 und 32 mm untersucht. Für Leckweiten kleiner als 0,5 mm nimmt die Luftleckage mit größer werdenden Korngrößen merklich ab.

Die Ergebnisse des Versuchs 1.2, in dem die Risslänge 300 mm betrug und Beton mit einer Korngröße von 16 mm verwendet wurde, sind in /GRI 91/ veröffentlicht. Sie zeigen den Anstieg der Luftleckage mit zunehmender Leckweite und zunehmendem Überdruck (Abb. 9.2-4).

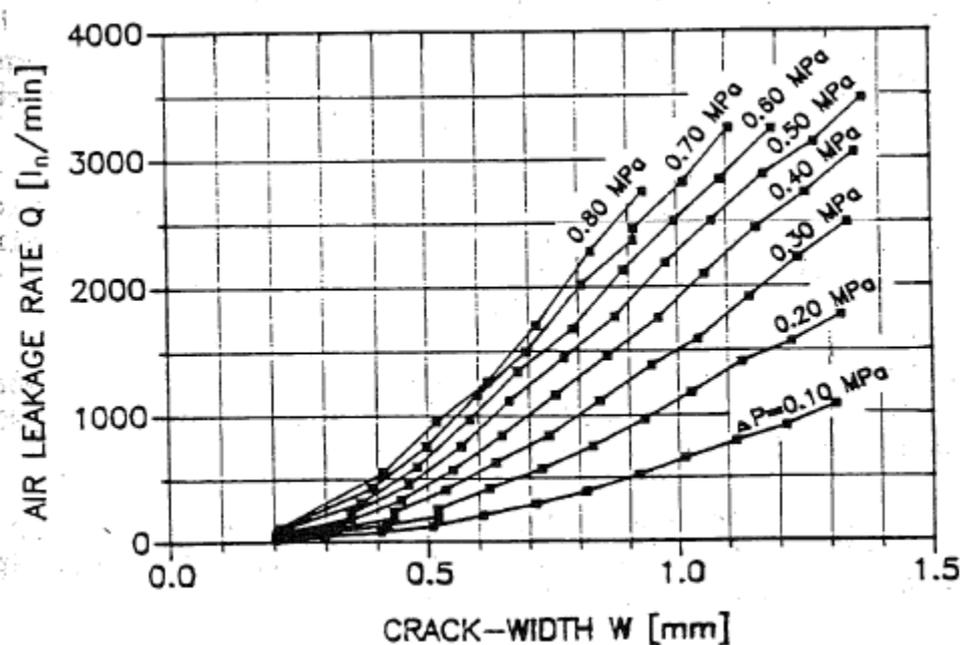


Abb. 9.2-4 Greiner und Ramm, Luftleckage Versuch 1.2 mit definiertem Einzelriss, L=300 mm, k=16 mm (aus /GRI 91/)

Greiner und Ramm entwickelten die Korrelation (9.2.4):

$$q_2 = \sqrt{(p_1^2 - p_2^2) \cdot B^2 \cdot W^2 \cdot \frac{R \cdot T}{p_2^2} \cdot \frac{2 \cdot W}{\lambda \cdot L}} \quad (9.2.4)$$

mit:

q_2 [m³/s] Gasleckage, Volumenstrom stromabwärts

P_1 [N/m²] Druck stromaufwärts

P_2 [N/m²] Druck stromabwärts

B [m] Rissbreite

W [m] Rissweite

L [m] Risslänge

R [Nm/kgK] spezielle Gaskonstante

T [K] absolute Temperatur

Der Reibungskoeffizient λ [-] wird gemäß Gleichung (9.2.5) bestimmt:

$$\lambda = \left(\frac{0,105 \cdot k^{0,409}}{W} \right) \left[\frac{1}{1,739} \cdot \ln \left(\frac{k}{0,414} \right) \right] + 0,20 \cdot k^{0,3043} - 0,024 \quad (9.2.5)$$

Mit: Korngröße k [mm]

Die Korrelation von Greiner und Ramm wurde von der GRS in Excel programmiert und mit Ergebnissen des Versuchs 1.2 verglichen (Abb. 9.2-5). Dabei wurden die Versuchsergebnisse aus Abb. 9.2-4 abgelesen. Da die Darstellung von guter Qualität ist und die Skalen linear sind, ist die Ableseungenauigkeit klein. Die programmierte Korrelation stimmt gut mit den Versuchsergebnissen überein.

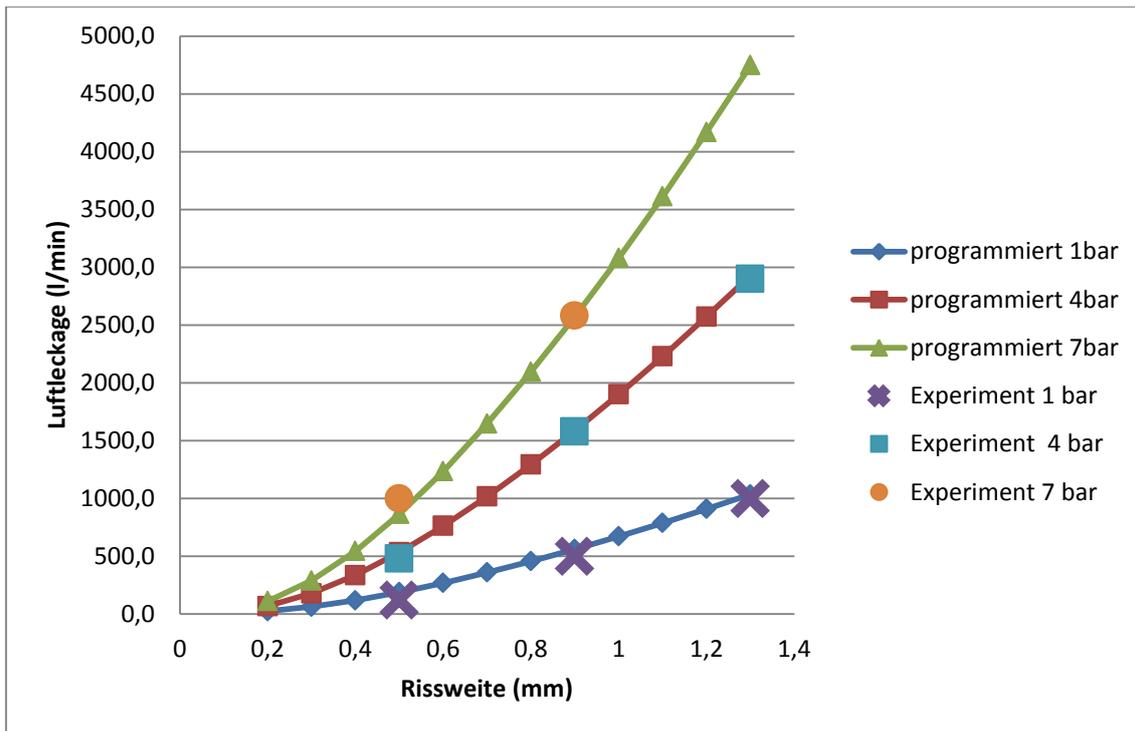


Abb. 9.2-5 Korrelation von Greiner-Ramm, Luftleckage als Funktion der Rissweite und des Überdrucks, Überprüfung der GRS-Programmierung mit den Ergebnissen des Versuchs 1.2 mit $L = 0,3$ m, $B = 0,2$ m und $k = 16$ mm, /GRI 91/

9.3 Validierung der Korrelationen an Experimenten

Da die Korrelationen anhand der Ergebnisse der ihnen zugrundeliegenden Experimente entwickelt wurden, ist es notwendig sie für andere Versuchsanordnungen zu validieren.

9.3.1 Einzelrissversuche der Universität Kaiserslautern

An der Universität Kaiserslautern wurden Versuche durchgeführt, bei denen definierte Einzelrisse mit folgenden Parametern erzeugt wurden /EIB 01/:

Risslänge (L): 1.200 mm

Rissbreite (B): 200 mm

Rissweite (W): 0,3 und 1,0 mm

Vorversuche mit Luft

In sogenannten Vorversuchen mit Luft wurde die Leckage für Überdrücke von 2 bar bis 6 bar gemessen. Die Berechnungen zu den Luftleckageversuchen zeigen, dass die mit der Korrelation nach Greiner und Ramm bestimmten Leckraten die experimentellen Werte, die im Bereich von 50 bis 1.400 liter/min liegen, geringfügig unterschätzen (d. h. < 10 % bei der Rissweite 0,3 mm, < 20 % bei der Rissweite 1 mm). Die mit der Korrelation nach Rizkalla bestimmten Werte unterschätzen die experimentellen Werte wesentlich stärker (Abb. 9.3-1 und Abb. 9.3-2). (Anmerkung: Für Greiner-Ramm wurde eine Korngröße von $k = 16$ mm angenommen. Mit $k = 8$ mm würde eine größere Leckrate berechnet.)

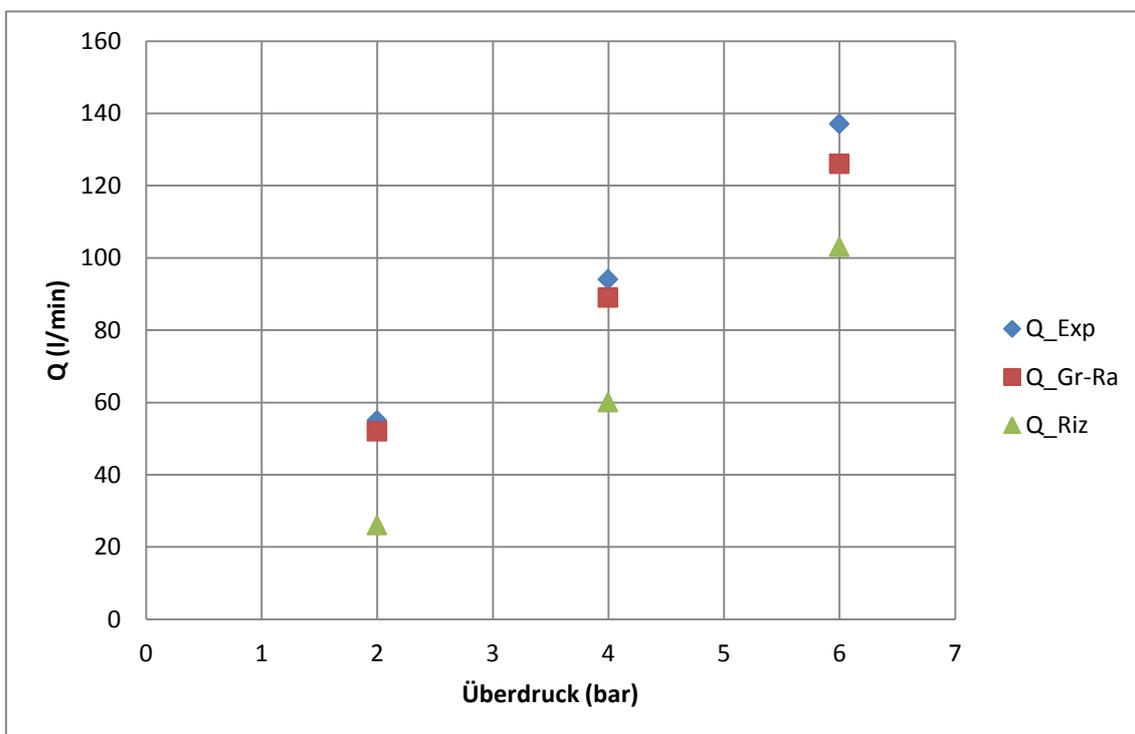


Abb. 9.3-1 Einzelrissversuche Kaiserslautern, $L = 1,2$ m, $B = 0,2$ m, $W = 0,3$ mm, Luftleckage Experiment verglichen mit den Korrelationen von Greiner-Ramm und Rizkalla

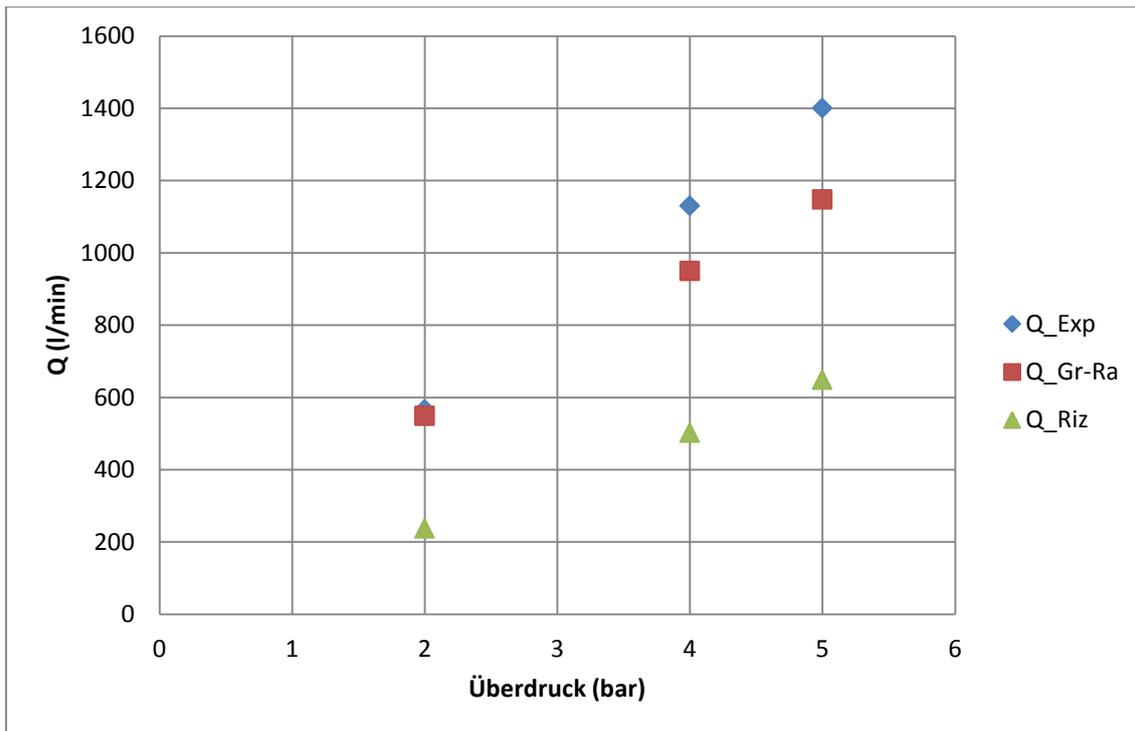


Abb. 9.3-2 Einzelrissversuche Kaiserslautern, $L = 1,2 \text{ m}$, $B = 0,2 \text{ m}$, $W = 1 \text{ mm}$, Luftleckage Experiment verglichen mit den Korrelationen von Greiner-Ramm und Rizkalla.

Dampfversuche

Es wurden auch Einzelrissversuche mit Dampf von 6 bar durchgeführt, deren Dauer jeweils 6 Stunden betrug. Die Leckweiten (W) variierten von 0,1 bis 1,0 mm. Neben den Leckraten wurden Temperaturprofile im Beton und Druckverläufe entlang des Risses gemessen. Eine wesentliche Erkenntnis ist, dass für $W < 0,4 \text{ mm}$ eine vollständige Dampfkondensation im Riss eintritt. Die Leckrate wurde mittels zweier Messungen bestimmt, zum einen wurde der Dampfstrom zum Versuchskörper mit Hilfe einer Blende gemessen, zusätzlich wurde am Rissende der Kondensatmassenstrom gemessen. Daraus wurde ein Volumenstrom bestimmt, wobei für den Dampf ein so genanntes Normvolumen von $1,26 \text{ m}^3/\text{kg}$ verwendet wurde.

Die auf diese Weise ermittelten Leckvolumenströme wurden von der GRS mit der Korrelation nach Rizkalla verglichen. Für die Versuche mit Rissweiten bis 0,3 mm, in denen der Dampf im Rissbereich vollständig kondensiert, liegen die experimentellen Werte im Bereich von 20 bis 100 liter/min; die Berechnungen überschätzen sie um weniger als 50 %. Für die Versuche mit Rissweiten ab 0,4 mm, bei denen der Dampf im Rissbe-

reich nur teilweise kondensiert, sind die Abweichungen wesentlich größer (Überschätzung bis Faktor 2).

Das „Normvolumen“ des Dampfes wurde in /EIB 01/ mit der idealen Gasgleichung und der molaren Masse von H₂O für so genannte Standardbedingungen von 0 °C und 1 bar berechnet. Da aber Wasserdampf kein ideales Gas ist und bei diesen Bedingungen gar nicht existiert, macht diese Berechnung physikalisch keinen Sinn. Tatsächlich tritt der Dampf mit einem spezifischen Volumen von 0,32 m³/kg in den Riss ein und wandelt sich jeweils vollständig bzw. teilweise in Kondensat mit 0,001 m³/kg um. Da die Korrelation von Rizkalla aber für Gasströmungen entwickelt wurde, ist die oben beschriebene Übereinstimmung als Zufallsergebnis zu werten. Aus diesem Grund wurde dieser Lösungsweg nicht weiter verfolgt.

9.3.2 Mehrfachrissversuche an der MPA Karlsruhe

9.3.2.1 Beschreibung der Experimente

An der MPA Karlsruhe wurden Experimente mit komplexen realistischen Rissverläufen durchgeführt /EIB 01/, /STE 04/. Die Versuchskörper repräsentieren einen 1:1 Ausschnitt aus einer Stahlbetoncontainmentwand. Mittels der Hydraulikzylinder wurden durch Ziehen an den Enden einer gleichmäßig über den Versuchskörper verteilten Bewehrung jeweils mehrere Risse erzeugt (Abb. 9.3-3 und Abb. 9.3-4). Aus der auf der Oberseite befindlichen Druckkammer wurde die Atmosphäre in die Risse gepresst und in der Kontrollkammer an der Unterseite aufgefangen.

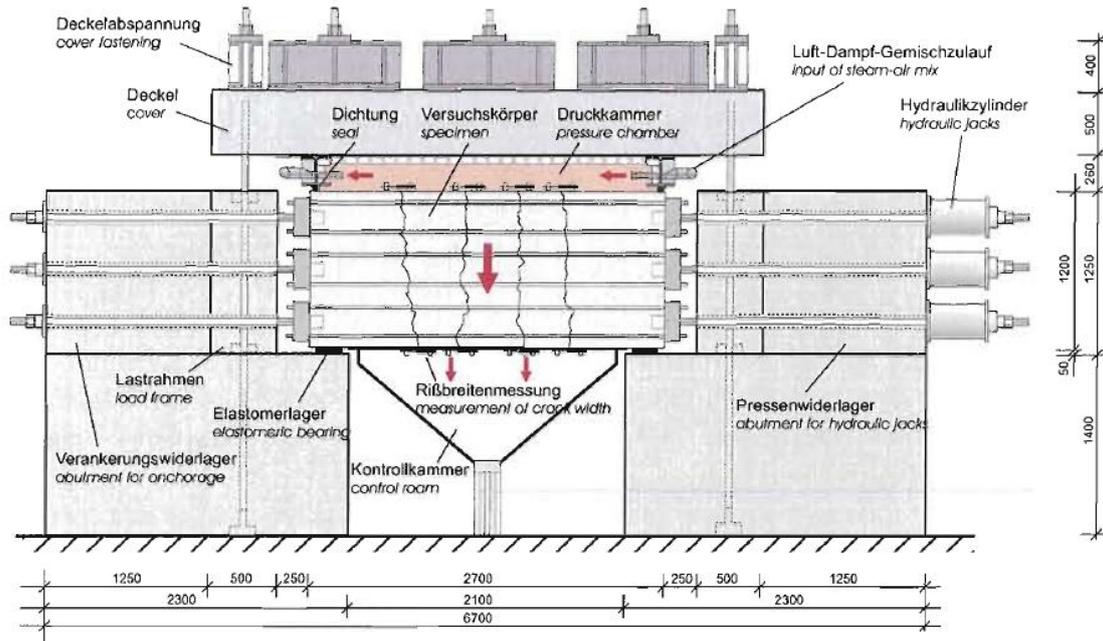


Abb. 9.3-3 Versuchsanlage MPA Karlsruhe, Vertikalschnitt (aus /EIB 01/ bzw. /STE 04/)

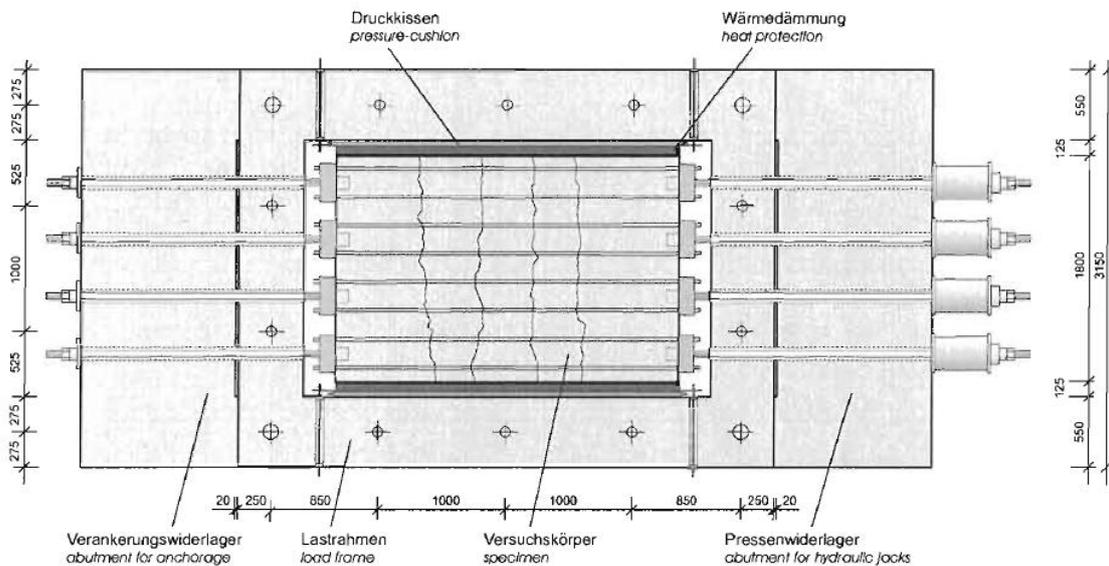


Abb. 9.3-4 Versuchsanlage MPA Karlsruhe, Horizontalschnitt (aus /EIB 01/ bzw. /STE 04/)

Es wurde eine Reihe von Versuchen durchgeführt, bei denen die thermohydraulischen Randbedingungen teilweise an typische Verläufe von Störfällen angelehnt sind. Zur Validierung der Leckratenmodelle eignen sich die an dieser Versuchsanlage durchge-

fürten Versuche, insbesondere die neueren für EDF durchgeführten Versuche /STE 04/. Die von GRS im Rahmen des Vorhabens durchgeführten Arbeiten zur Validierung der Leckratenmodelle sind ausführlich und vollständig in /SCH 10/ dokumentiert. Im Folgenden sind diese Arbeiten auszugswise zusammengefasst, da die experimentellen Ergebnisse von EDF noch nicht zur Veröffentlichung freigegeben wurden.

Risserzeugung

In den Versuchen wurde jeweils zunächst die von den Hydraulikzylindern erzeugte Zugkraft in Form einer Rampe hochfahren, wodurch sich sukzessive die Risse bildeten. Es stellten sich unterschiedliche Rissbreiten an der Ober- und der Unterseite des Versuchskörpers ein. Die Anzahl, sowie die Verläufe der Risse variierten zwischen den Versuchskörpern. Zur Messung der Rissweite wurden an der Oberseite und an der Unterseite der Versuchskörper Wegaufnehmer angebracht.

Leckagetests

Für die Versuchskörper wurden abwechselnd Leckagetests mit Luft und Dampf durchgeführt. Die Tests wurden in Abständen von Tagen bis Monaten durchgeführt.

In jedem Lufttest wurden die mittleren nominalen Leckweiten (W) von 0,0 mm, 0,1 mm und 0,2 mm untersucht und der Druck in der Druckkammer jeweils ausgehend von 1,2 bar stufenweise auf 5,2 bar erhöht. Die Leckrate steigt wie zu erwarten mit zunehmender Rissweite und steigendem Druck.

Die Rissweiten (W) sind nur als Nominalwerte zu verstehen. Tatsächlich war für $W=0,0$ (nominal) die Rissweite größer als 0 mm, sonst wäre keine Leckage aufgetreten. Auch waren die Rissweiten für $W=0,1$ und $W=0,2$ unterschiedlich von Riss zu Riss und an der Oberseite generell kleiner als an der Unterseite.

Die Leckraten differierten stark zwischen den einzelnen Versuchskörpern, was aufgrund der Unterschiede in der Anzahl der Risse und in den Rissgeometrien plausibel erscheint. Bemerkenswert ist jedoch, dass die Leckraten des 2. und 3. Lufttests erheblich kleiner als im 1. Lufttest waren. Die Verringerung der Leckrate ist offensichtlich auf die den Lufttests 2 und 3 vorangegangenen Dampftests zurückzuführen. Der Mechanismus, der diese Verringerung bewirkt, ist derzeit noch nicht bekannt.

Bei den Luft-Dampftests wurde in der Druckkammer bei einer Temperatur von 141°C ein Druck von 5,2 bar und ein Dampf zu Luftverhältnis von 1,7 eingestellt. Die nominalen Rissweiten betragen beim 1. Dampftest jeweils 0,1 mm und beim 2. Dampftest jeweils 0,2 mm. Über eine Zeitdauer von 72 Stunden wurden die Luft- und Dampf- bzw. Kondensatleckage, sowie an mehreren Stellen die Temperaturprofile im Beton gemessen. Aus den Temperaturprofilen geht hervor, dass während der ersten 12 bis 24 Stunden der Dampf an den kühleren Risswandungen annähernd vollständig kondensiert, so dass fast nur Luft und Kondensat am Rissende austritt. Mit der Erwärmung des Versuchskörpers nimmt der Dampfanteil zu und hat am Ende des Versuches einen beträchtlichen Anteil an der Leckage.

9.3.2.2 Validierung der Korrelationen an den Karlsruher Experimenten

Ermittlung der Rissgeometrien

Für jeden Riss wurde aus der jeweiligen Breite an der Ober- und Unterseite des Versuchskörpers (B_{top} und B_{bot}) die mittlere Breite $B_{av.}$ gebildet. Die Rissweiten wurden als mittlere Werte aus den Messdaten der Wegaufnehmer ermittelt, deren zeitliche Verläufe in den Anhängen der Versuchsberichte dokumentiert sind. Aus den Weiten an der Ober- und Unterseite (W_{top} und W_{bot}) wurde die mittlere Weite $W_{av.}$ gebildet. Aufsummiert ergeben die Rissbreiten ($B_{av.}$) eine Gesamtbreite von z. B. 8,68 m. Die dazugehörige mittlere Rissweite beträgt z. B. 0,156 mm, was erheblich kleiner als der Nominalwert von 0,2 mm ist. Entsprechend der obigen Beschreibung wurden die Geometrien der einzelnen Risse ermittelt und anschließend jeweils aufsummiert (Tab. 9.3-1).

Tab. 9.3-1 Geometrien der aufsummierten Risse, Specimen I, 1. und 3. Lufttest, für $W_{nominal} = 0,2 \text{ mm}$

	Specimen I	
	B (m)	W (mm)
1. Lufttest	8,32	0,159
3. Lufttest	8,32	0,113

Bei größeren Unterschieden in den Rissweiten erhält man unterschiedliche Leckraten je nachdem welcher Rechengang (1 oder 2), gewählt wird (Tab. 9.3-2):

Rechengang 1: Die Leckrate wird für jeden Riss einzeln berechnet; dann wird die Summe gebildet.

Rechengang 2: Die Rissbreiten werden addiert und die zugehörige Rissweite wird ermittelt. Daraus wird die Gesamtleckrate berechnet.

Der Rechengang 1 ist genauer. Er ergibt höhere Leckraten, was daran liegt, dass die Rissweite (W) in einer höheren Potenz als die Rissbreite (B) eingeht. In dem Beispiel (siehe Tab. 9.3-2) ergibt sich zwischen den Rechengängen eine maximale Abweichung von 10 %. Dies ist wenig angesichts der Unsicherheiten bei der Ermittlung der Rissweiten und den Abweichungen zu den experimentellen Leckraten.

Tab. 9.3-2 Einfluss des Rechengangs auf die Leckrate (Beispiel : 1. Lufttest, $W_{\text{nominal}} = 0,2 \text{ mm}$)

	q Leckraten (kg/h), Rechengang 1 bzw. 2		Abweichung q_2 von q_1
	q_1 Risse einzeln, dann Summe	q_2 Risse gesamt	
Experiment	86		
Greiner-Ramm k=8mm	95,6	88,2	-8 %
Greiner-Ramm k=16mm	68,3	61,7	-10 %
Rizkalla	59,7	56,3	-6 %

Alternativ könnte die Leckrate mit Rizkalla auch mit dem in /RIZ 84/ beschriebenen „Equivalent Crack Width Concept“ berechnet werden. Hierbei wird gemäß (9.3.1) aus der mittleren Leckweite W_{ave} und der Anzahl der Risse (N) der Term „Summe W_i^3 “ berechnet und anstelle W^3 in Gleichung (9.2.1) eingesetzt. Auch werden andere Konstanten und Exponenten zur Berechnung von k und n in Gleichungen (9.2.2) und (9.2.3) verwendet.

$$\sum_{i=1}^j W_i^3 = 1.42 N W_{\text{ave}}^3$$

(9.3.1)

Diese Methode wurde nicht verfolgt, da sich die Ergebnisse der oben beschriebenen Rechengängen 1 und 2 (q_1 und q_2) nicht stark voneinander unterscheiden.

Berechnung der Leckraten der Lufttests

In Abb. 9.3-5 und Abb.9.3-6 sind die mit dem Rechengang 2 und den Geometrien gemäß Tab. 9.3-1 ermittelten Leckraten mit den experimentellen Ergebnissen verglichen. Für den 1. Lufttest an Specimen I (Abb. 9.3-5) wird die gemessene Leckrate von der Berechnung nach Rizkalla stets unterschätzt, von der Berechnung nach Greiner-Ramm mit einer angenommenen Korngröße von 16 mm bei höheren Drücken schwach unterschätzt, mit einer angenommenen Korngröße von 8 mm aber geringfügig überschätzt.

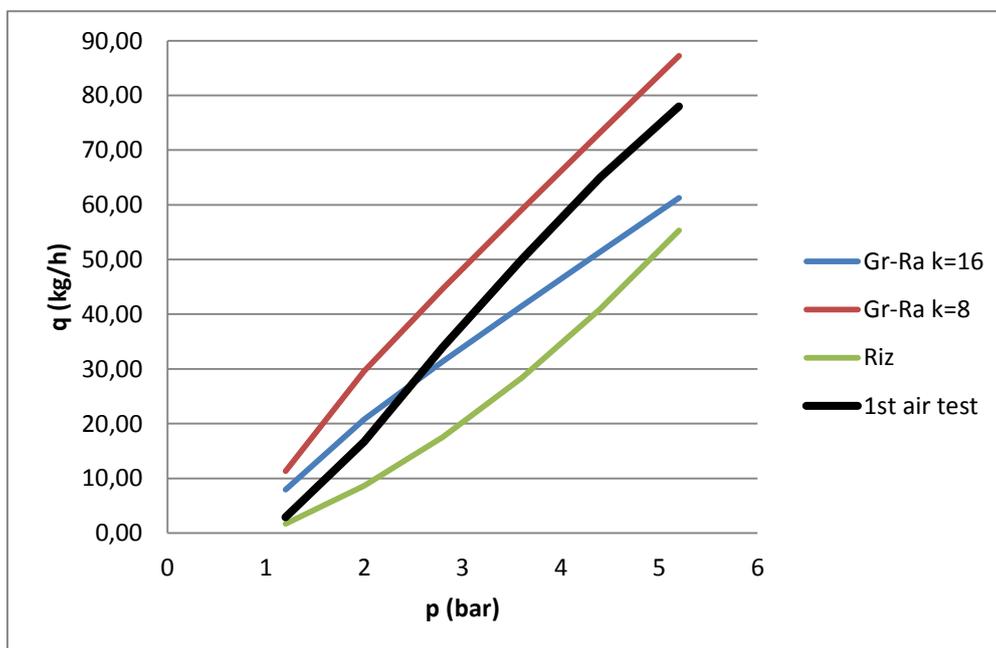


Abb. 9.3-5 Karlsruhe, Specimen I, 1. Lufttest, Leckweite $W_{\text{nominal}} = 0,2 \text{ mm}$,
 $W_{\text{berechnet}} = 0,159 \text{ mm}$, $B = 8,32 \text{ m}$

Für den 3. Lufttest an Specimen I (Abb. 9.3-6) wird die Leckrate von sämtlichen Modellrechnungen stark überschätzt. Eine vergleichbare Überschätzung der Leckrate ergibt sich auch für den 2. Lufttest.

Insgesamt ergibt sich, dass die betrachteten Korrelationen nur zur Abschätzung der Leckraten herangezogen werden können, da sie insbesondere relevante physikalische Phänomene im Leck wie die Dampfkondensation und die Reduzierung des Leckquerschnitts durch Erwärmung nicht erfassen.

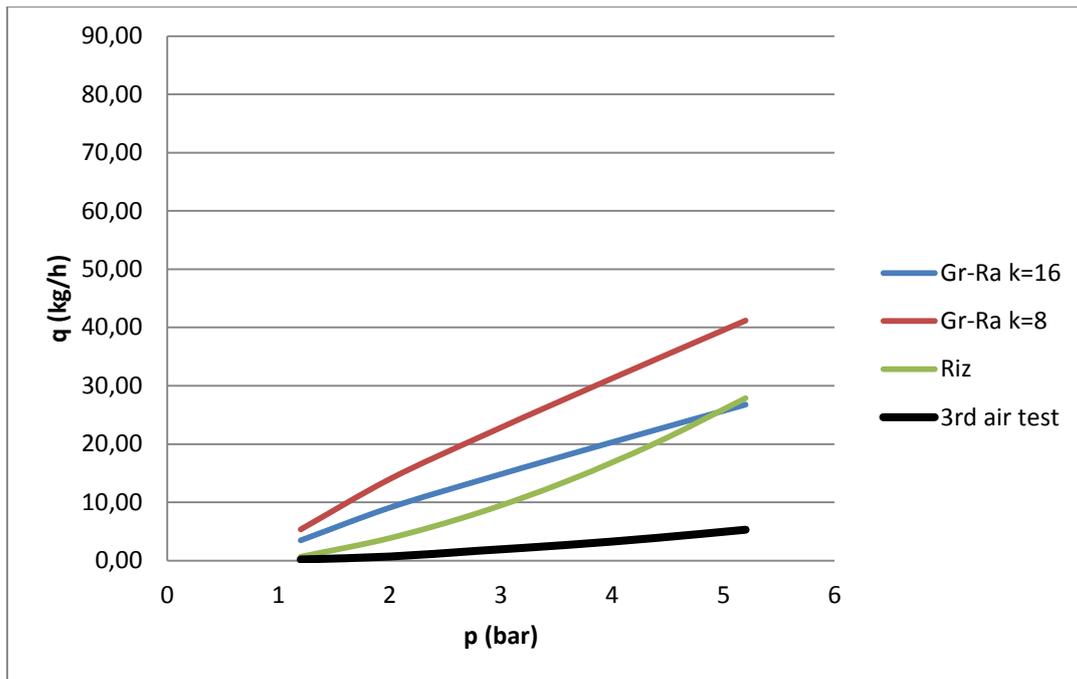


Abb. 9.3-6 Karlsruhe, Specimen I, 3. Lufttest, Leckweite $W_{\text{nominal}} = 0,2 \text{ mm}$,
 $W_{\text{berechnet}} = 0,113 \text{ mm}$, $B = 8,32 \text{ m}$

9.4 Strömungssimulation der Leckage in Stahlbetonwänden mit Rissen

Erste Schritte zur Simulation des Leckagevorgangs durch Risse in Stahlbetonstrukturen wurden mit den Methoden der Computational Fluid Dynamics (CFD) durchgeführt. Dafür wurde das Simulationsprogramm ANSYS CFX der Version 12.0 /ANS 09/ eingesetzt. Als Grundlage der durchgeführten Berechnungen dienten Experimente, welche an der MPA Karlsruhe im Jahr 2004 durchgeführt wurden und in /STE 04/ dokumentiert sind. Eine Kurzbeschreibung der Experimente ist in Kapitel 9.3.2.1 enthalten. Geometrischer Aufbau und Randbedingungen der Simulation sollten soweit möglich dem Experiment entsprechen.

Für die Gegenüberstellung Simulation-Experiment wurden jeweils die Messergebnisse des ersten Luftleckagetests eines der untersuchten Probekörper bei einer mittleren eingestellten Rissweite von 0,2 mm und verschiedenen Druckstufen ausgewählt, da der Massenfluss bei geringeren Rissweiten eine deutlich größere Streuung aufweist.

9.4.1 Gerader Einzelriss

Im Verlauf der Risseinbringung wurden in allen drei Probekörpern vier bis fünf durchgehende Risse erzeugt. Von diesen wurde nur das Strömungsgebiet eines einzelnen Risses modelliert. Da alle Risse den gleichen Druckgradienten erfuhren, kann davon ausgegangen werden, dass sich die Massenflüsse der Einzelrisse zum Gesamtfluss aufaddieren. So kann aus den Berechnungen zu einem Einzelriss mit einem multiplikativen Faktor der Gesamtfluss der Anordnung bestimmt werden.

In Bezug auf eine Strömungssimulation wies das vom Riss eingeschlossene Volumen ungünstige Seitenverhältnisse auf. Die Abmessungen betragen 1,8 m (Breite des Probekörpers, entspricht der Rissbreite) · 1,2 m (Tiefe des Probekörpers, entspricht der Risslänge) · 0,2 mm (Rissweite). Zunächst wurde das Rissvolumen komplett vernetzt. Da Breite und Länge im Meter-Bereich lagen, wurde der in Realität gezackte Rissverlauf, dessen Strukturgröße im Submillimeter-Bereich liegt, im Rechengitter zunächst nicht nachvollzogen. Demzufolge wurde zunächst ein quaderförmiges Rechengitter mit glatten Seitenflächen erzeugt.

Zunächst wurde die Rissweite mit 20 Elementen diskretisiert, die Elementgröße in die beiden anderen Koordinatenrichtungen betrug 0,1 m. Daraus resultierte ein Elementseitenverhältnis von 1000, wodurch Änderungen der Strömung in Strömungsrichtung nur bedingt aufgelöst werden konnten. Das Gitter bestand damit insgesamt aus 432000 Elementen. Um die Strömung an den schmalen Seitenwänden besser auflösen zu können, wurde ein zweites Rechengitter erzeugt, in dem die Rissbreite mit 360 Elementen diskretisiert wurde. Die Diskretisierung der Rissweite wurde auf 15 Elemente reduziert; somit ergab sich eine Gesamtzahl von 648000 Elementen.

Gemäß der Versuchsanordnung wurde am Einlass (inlet) des Risses eine Überdruck-Zeit-Funktion gewählt, die in Abb. 9.4-1 dargestellt wird. Über eine Dauer von jeweils 5 min wird der Überdruck linear auf die sechs Druckstufen 0,2 bar, 1,0 bar, 1,8 bar, 2,6 bar, 3,4 bar und 4,2 bar erhöht, wobei dann jeweils der Druck 10 min lang konstant gehalten wird. Am Auslass (outlet) liegt über die gesamte Simulationsdauer Normaldruck an. Die Seitenflächen sind als glatte Wände spezifiziert (no slip wall, smooth).

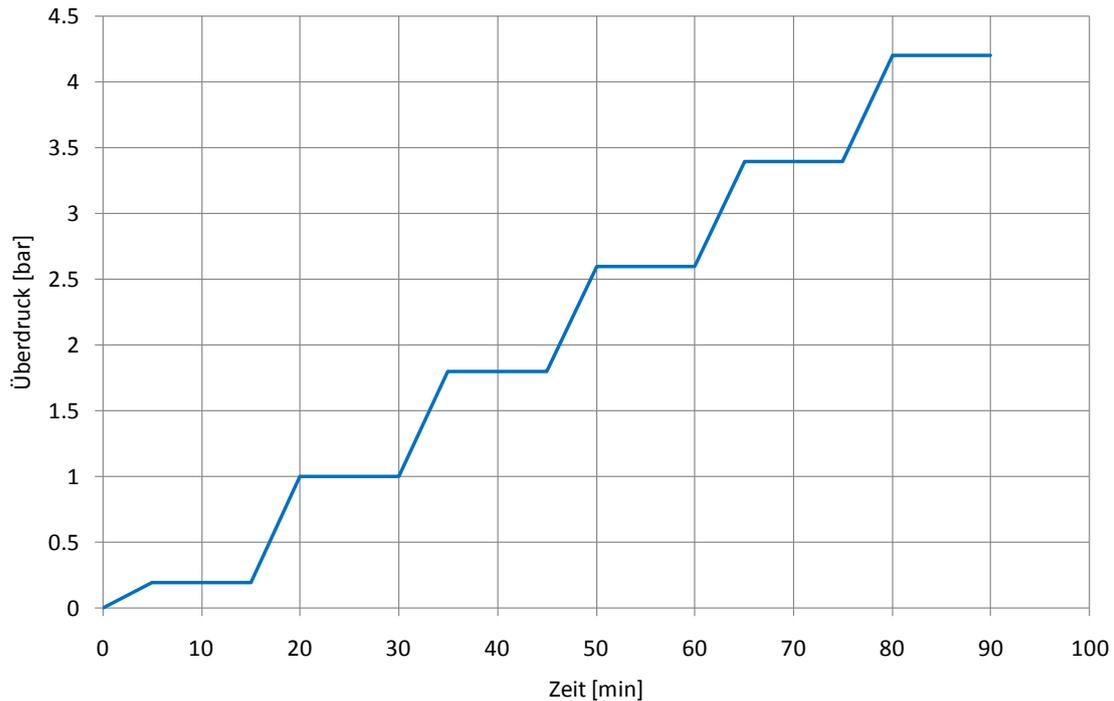


Abb. 9.4-1 Überdruck-Zeit-Funktion am Einlass (inlet)

Als Turbulenzmodell wurde das SST-Modell (Shear Stress Transport) nach Menter /MEN 93/, ein Zwei-Gleichungs-Wirbelviskositätsmodell, eingesetzt. Den Berechnungen wurden die Materialdaten von Luft bei 25°C nach dem idealen Gasgesetz zugrunde gelegt. Das Fluid wurde als isotherm und kompressibel spezifiziert. Isothermie konnte angenommen werden, da die Lufttemperatur während der Experimente an den drei Probekörpern zwischen 20 und 25°C lag und über den gesamten Versuchsverlauf dort verharrte. Kompressibilität musste angesetzt werden, da bei dem höchsten Anregungsdruck im Spalt Luftgeschwindigkeiten von 140 m/s und mehr auftraten. Bei einem Wert von 140 m/s und einer Schallgeschwindigkeit von etwa 345 m/s ergibt sich eine Machzahl von $Ma = 0,4$, d. h. in der Strömung treten kompressible Effekte auf. Die Simulationen wurden transient mit einem adaptiven Zeitschrittverfahren durchgeführt.

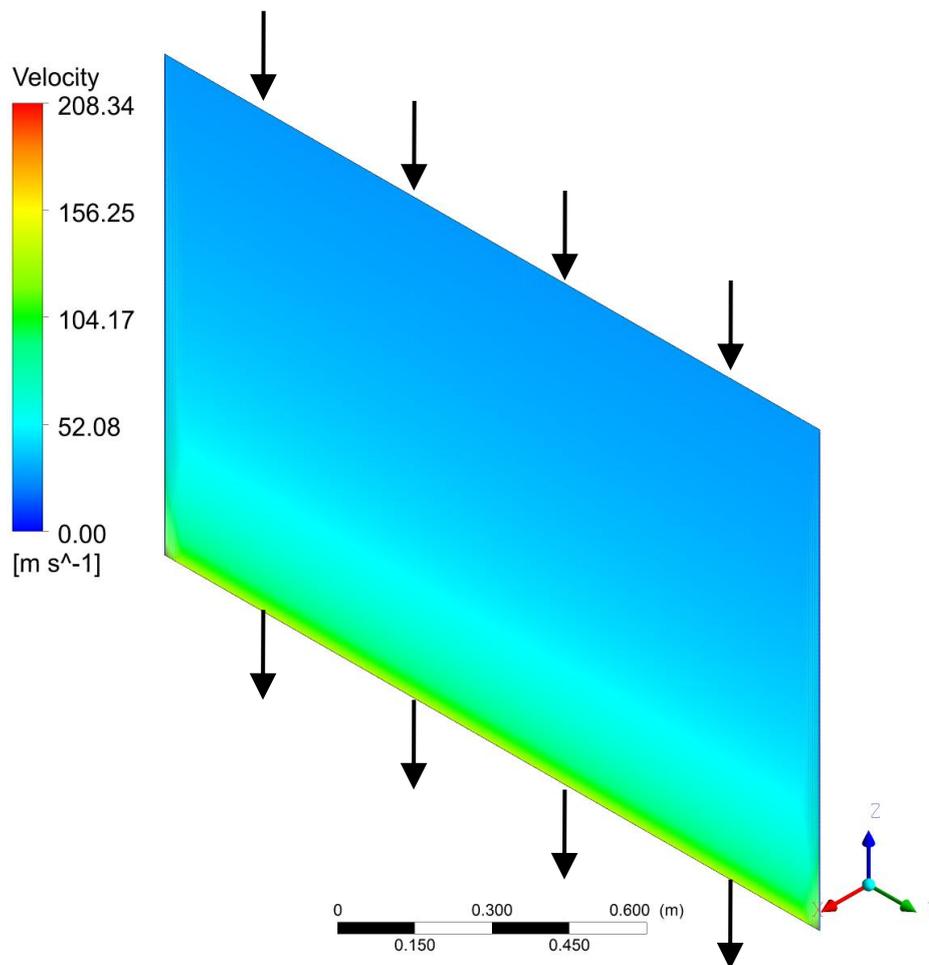


Abb. 9.4-2 Amplitude der Geschwindigkeit auf der Mittenebene des Einzelrisses bei Anregungsdruck 4,2 bar. Der Einlass befindet sich an der Oberkante, der Auslass an der Unterkante.

Abb. 9.4-2 stellt die Amplitude der Geschwindigkeit in der Mittenebene des Risses dar. Vom Einlass zum Auslass beschleunigt sich die Strömung durchschnittlich von einem Wert von 30 m/s auf 140 m/s. Der Maximalwert der Geschwindigkeit von 208 m/s stellt sich am Auslass nahe den schmalen Seitenwänden ein. Da sich am Auslass jedoch über den größten Teil der Rissbreite lediglich ein Wert von 140 m/s einstellt, sind die Geschwindigkeitsspitzen numerisch bedingt auf Schwächen in der Diskretisierung zurückzuführen.

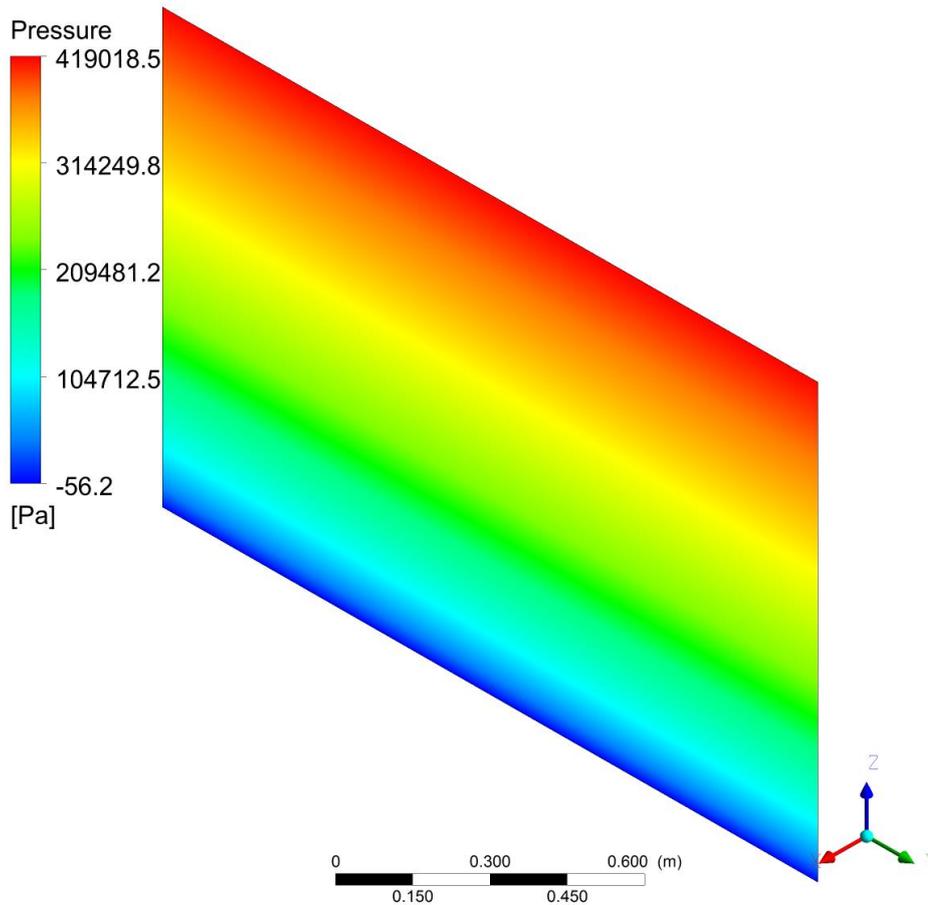


Abb. 9.4-3 Überdruckverteilung in der Mittenebene des Risses bei Anregungsdruck 4,2 bar. Der Einlass befindet sich an der Oberkante, der Auslass an der Unterkante.

In Abb. 9.4-3 wird die nichtlineare Abnahme des Überdrucks vom Einlass (inlet) zum Auslass (outlet) dargestellt. Hier wie auch in der Darstellung der Geschwindigkeit in Abb. 9.4-2 zeigt sich, dass die schmalen Seitenflächen (0,2 mm x 1,2 m) wenig Einfluss auf die sich einstellende Strömung haben.

Abb. 9.4-4 stellt die am Einzelrissmodell berechneten Massenflüsse für zwei unterschiedliche Diskretisierungen dar. Abgesehen vom Zeitbereich 45 – 60 min während des Anstiegs auf den anregenden Überdruck 2,6 bar stimmen die beiden Ergebnisse gut überein. Im gleichen Zeitbereich treten in den Simulationen am Einzelrissausschnitt größere Streuungen des Massenflusses auf (siehe Abb. 9.4-5). Dies legt die Vermutung nahe, dass die große Streuung durch die grobe Diskretisierung in Strömungsrich-

tung begründet ist, und die Diskretisierung in Richtung der Rissbreite nur geringen Einfluss hat.

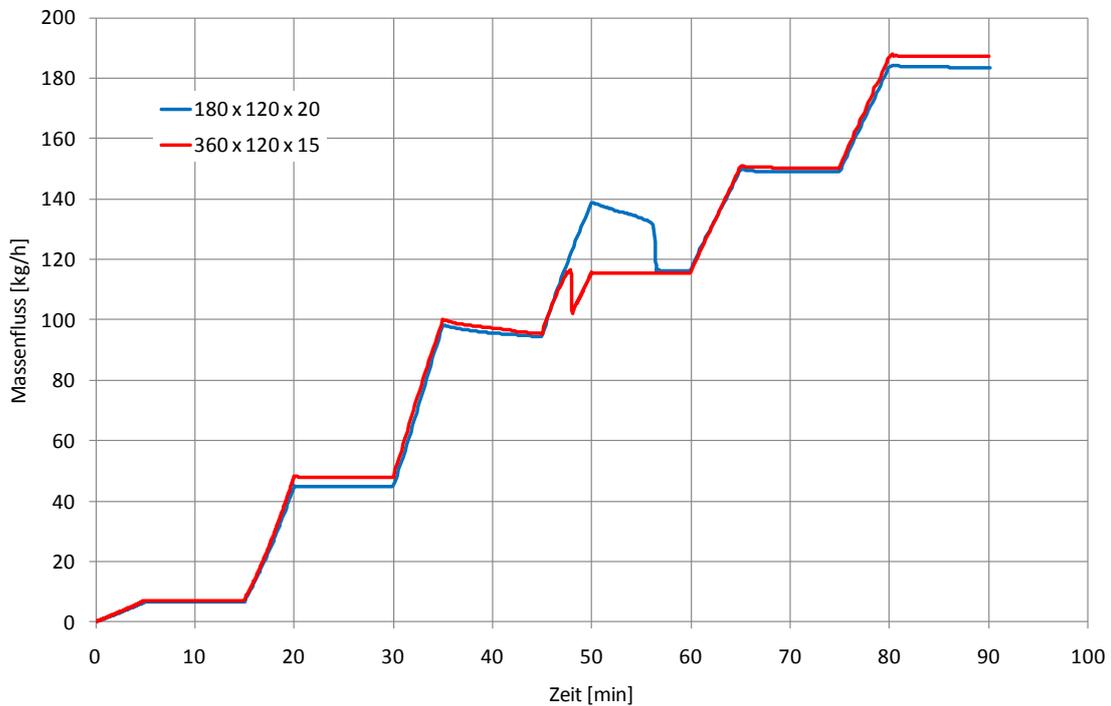


Abb. 9.4-4 Massenfluss am Einzelriss bei zwei unterschiedlichen Diskretisierungen (180 x 120 x 20 Elemente und 360 x 120 x 15 Elemente)

Bei einem Überdruck von 4,2 bar stellt sich schließlich in den Berechnungen mit beiden Rechengittern ein Massenfluss von ungefähr 185 kg/h ein. Setzt man für die realen Probenkörper eine Rissanzahl von 4 bis 5 Rissen an, so ergibt sich aus der Simulation für den gesamten Probekörper ein Massenfluss von $4,5 \cdot 185 \text{ kg/h} = 830 \text{ kg/h}$, was einem Messwert von ungefähr 85 kg/h gegenübersteht.

9.4.2 Gerader Einzelrissausschnitt

Im nächsten Schritt wurde die Diskretisierung für einen Ausschnitt des Rissmodells variiert. Wegen der unterschiedlichen Größe der Seitenfläche (0,2 mm x 1,2 m verglichen mit 1,8 m x 1,2 m) lässt sich das Problem zu einer quasi zweidimensionalen Strömung vereinfachen. Um die Ausbildung der Turbulenz nicht zu beeinträchtigen wurde ein 1,8 mm breiter, dreidimensionaler Ausschnitt des Risses modelliert. Die Abmessungen betragen damit 1,8 mm x 1,2 m x 0,2 mm. Die Kantenlänge von 1,8 mm wurde mit

3 Elementen diskretisiert; die Diskretisierung in den anderen Raumrichtungen wurde im Rahmen einer Diskretisierungsstudie variiert.

Die Vernachlässigung der schmalen Seitenflächen der ursprünglichen Rissgeometrie lässt sich im Rissausschnitt am besten durch die Wahl einer reibungsfreien Randbedingung (free slip wall) berücksichtigen. Alle anderen Randbedingungen und Einstellungen blieben gleich. Um einen Vergleich mit den Simulationen des Einzelrisses zu ermöglichen wurde der resultierende Massenfluss des Rissausschnitts mit dem Faktor $1,8 \text{ m} / 1,8 \text{ mm} = 1000$, dem Verhältnis der jeweiligen Rissbreiten, multipliziert.

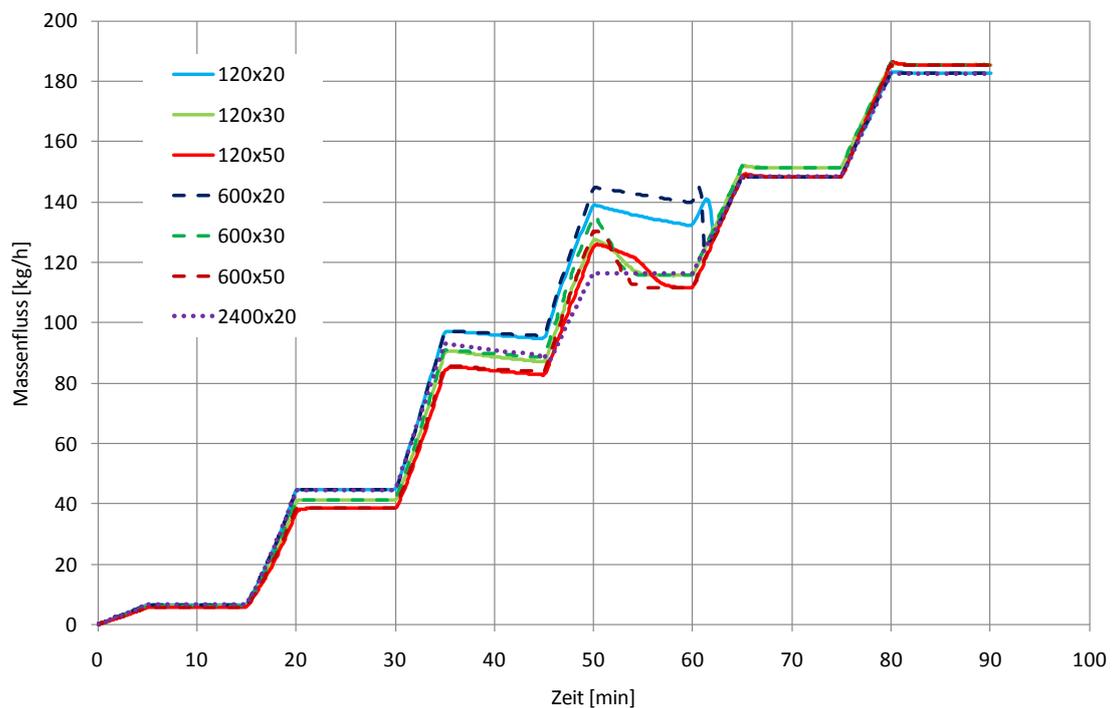


Abb. 9.4-5 Massenfluss als Funktion der Zeit am Einzelrissausschnitt für unterschiedliche Diskretisierungen (1. Wert: Anzahl Elemente in Strömungsrichtung, 2. Wert: Anzahl Elemente in Richtung der Rissbreite)

Abb. 9.4-5 stellt den berechneten Massenfluss bei einer Variation der Diskretisierung von 120 bis 2400 Elementen in Strömungsrichtung und von 20 bis 50 Elementen in Richtung der Rissbreite dar. Der bestimmte Wert des Massenflusses bei Anregungsdrücken von 0,2 bar, 1,0 bar, 3,4 bar und 4,2 bar streute hierbei weniger als 5 %, so mit wurde die in Kapitel 9.4.1 gewählte Diskretisierung als ausreichend angesehen. Lediglich im Bereich von 1,8 bar bis 2,6 bar (entspricht dem Zeitbereich 45 – 60 min)

ergab sich eine größere Streuung, was auf Instabilitäten der Strömungsberechnung bei den groben Diskretisierungen in Strömungsrichtung zurückgeführt werden kann.

Abb. 9.4-6 zeigt den Einfluss der Wandrauigkeit bei einem geraden Rissverlauf. Hierfür wurde die Randbedingung der reibungsbehafteten Wände von glatt (no slip wall, smooth) auf rau (no slip wall, rough, sand grain roughness = 0,1 mm) umgestellt. Mit dem Maß der „sand grain roughness“ kann die Größe der Partikel, welche die Oberfläche komplett bedecken, eingestellt werden. Die eingebrachten Partikel ändern die Ausbildung der turbulenten Grenzschicht und haben eine einengende Wirkung auf den Durchsatz. Details der Implementierung für die im Programm ANSYS CFX bereitgestellten Turbulenzmodelle sind in /ANS 09/ beschrieben.

Zieht man den Wert des Massenstroms bei 4,2 bar und rauen Wänden von ungefähr 115 kg/h heran, ergibt sich für den Gesamtmassenfluss ein Wert von $4,5 \cdot 115 \text{ kg/h} = 518 \text{ kg/h}$, welcher immer noch deutlich über dem im Experiment erzielten Wert liegt (Faktor 6).

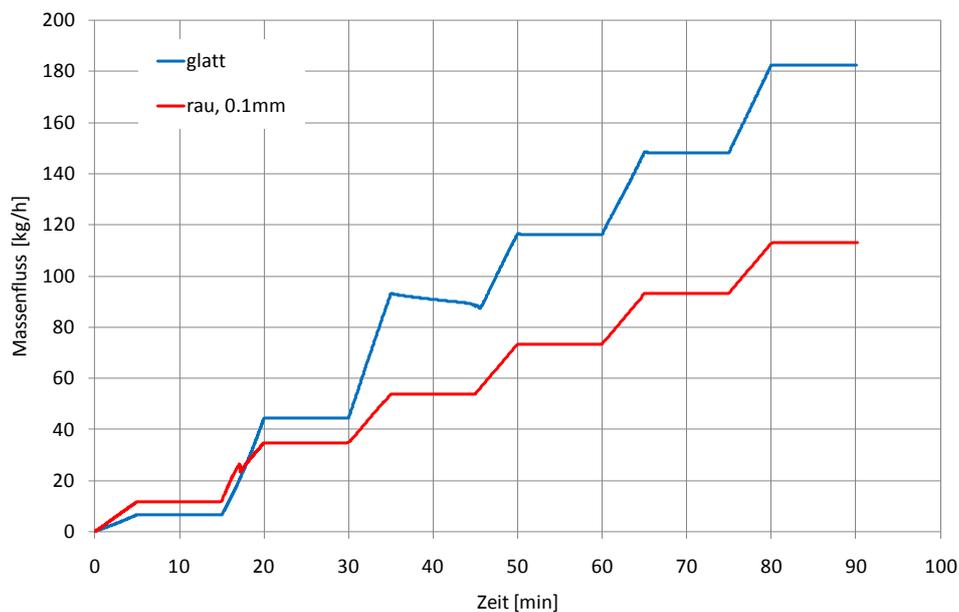


Abb. 9.4-6 Massenfluss bei glatter Wand (no slip wall, smooth) und rauher Wand (no slip wall, sand grain roughness 0,1 mm) als Randbedingung für den Einzelrissausschnitt (Diskretisierung 2400 x 20 x 3 Elemente)

9.4.3 Gezackter Einzelrissausschnitt

Aus der großen Diskrepanz zwischen den Massenflüssen aus Simulation und Experiment wurde gefolgert, dass eine Berücksichtigung rauer Wände nicht allein den Unterschied bewirken kann, sondern dass der in Realität gezackte Verlauf eines Risses möglicherweise einen wesentlichen Einfluss auf den sich einstellenden Massenfluss hat.

Geometrieerstellung

Boussa et al. /BOU 01/ haben gerissene Betonstrukturen aufgebrochen und den Rissverlauf fotografiert und anschließend digitalisiert. Sie entwickelten ein Rissmodell, welches die gefundenen Verläufe geometrisch beschreiben. Dieses setzt sich aus einer Sammlung von Geradenstücken unterschiedlicher Länge l_i zusammen, die über die Lagewinkel α_i miteinander verkettet sind. Abb. 9.4-7 zeigt einen prinzipiellen Verlauf.

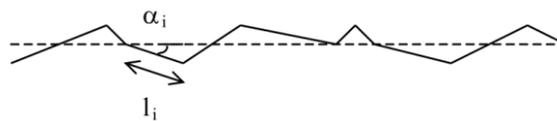


Abb. 9.4-7 Beispiel einer Rissgeometrie bestehend aus Geradenstücken unterschiedlicher Länge l_i und unterschiedlicher Lagewinkel α_i (/BOU 01/)

Statistische Auswertungen der Geradenstück- und Winkelverteilungen ergaben, dass die Winkel normal und die Geradenstücke lognormal verteilt sind. In Untersuchungen von Betonsorten unterschiedlicher Festigkeit fanden Boussa et al., dass die Mittelwerte und Standardabweichungen der Geradenstück- und Winkelverteilungen darüber hinaus durch die Betonsorte bestimmt werden.

Die Parameter der Verteilungen, die in den Untersuchungen der GRS Anwendung fanden, sind in Tab. 9.4-1 zusammen gefasst. Sie sind an die Werte eines C60 Betons mit 60 MPa Druckfestigkeit angelehnt, der am ehesten dem hochfesten Beton des betrachteten Probekörpers in den Versuchen an der MPA Karlsruhe entspricht.

Tab. 9.4-1 Parameter zur zufälligen Risserzeugung

Mittelwert der Geradenstück-Verteilung	0,7 mm
Standardabweichung der Geradenstück-Verteilung	0,4 mm
Mittelwert der Winkelverteilung	0
Standardabweichung der Winkelverteilung	22,5°

Um die Handhabbarkeit der Simulationen zu verbessern, wird die Risslänge bzw. die Dicke des Probekörpers auf wenige Zentimeter beschränkt. So kann das für Simulationen äußerst ungünstige Seitenverhältnis der Probekörper (1,2 m zu 0,2 bzw. 0,1 mm) entschärft werden. Mit der Software MATLAB /MAT 09/ wurde ein Skript erstellt, das auf Basis der Verteilungen zufällige Rissgeometrien generiert. Abb. 9.4-8 zeigt Häufigkeitsverteilungen von Geradenstücken und Lagewinkeln eines zufällig erzeugten Risses mit 50 mm Risslänge.

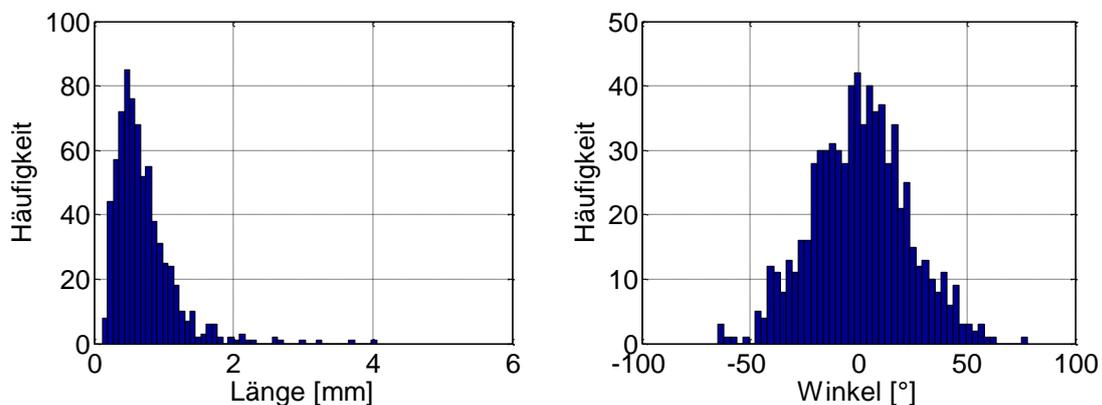


Abb. 9.4-8 Häufigkeitsverteilungen der erzeugten Geradenstücke (links) und der Winkel (rechts) für einen 50 mm tiefen Rissverlauf

Alle Simulationen wurden für einen Rissausschnitt mit zwei reibungsfreien Wänden (free slip wall) als Begrenzung der Ausschnittsflächen durchgeführt. Die Rissbreite wurde zu 0,1 mm gewählt. Damit die berechneten Massenflüsse besser mit den Ergebnissen in Kapitel 9.4.1 und 9.4.2 ins Verhältnis gesetzt werden können, werden die hier berechneten Werte mit dem Faktor 10 000 multipliziert. Dies entspricht einer Rissbreite von 1 m, wenn der Einfluss der Risseitenflächen vernachlässigt wird.

Ergebnisse

Zunächst sollte die Reproduzierbarkeit der zufällig erzeugten Rissgeometrien untersucht werden. Dafür wurden bei den gleichen zugrundeliegenden Häufigkeitsverteilungen der Geradenstücke und Winkel drei Geometriedatensätze generiert. Abb. 9.4-9 zeigt den Verlauf der drei Risse. Für den ersten der drei Risse wurden darüber hinaus zwei unterschiedliche Rechengitter erzeugt. In Abb. 9.4-10 wird jeweils ein Ausschnitt des Gitters in Umgebung des Auslasses dargestellt.

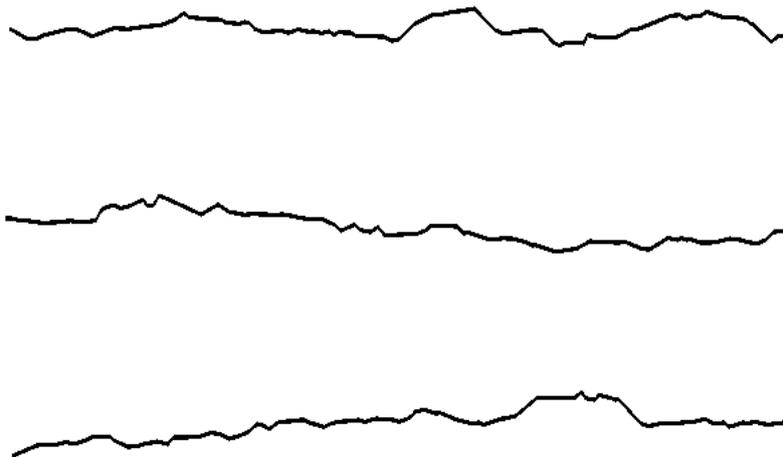


Abb. 9.4-9 Verlauf von drei zufällig erzeugten Rissen mit Risslänge 50 mm

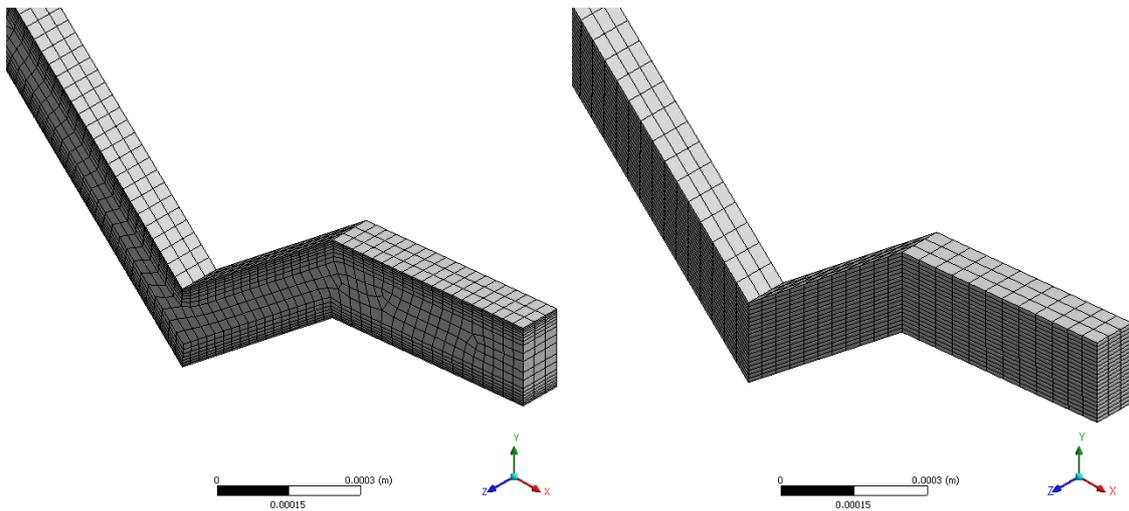


Abb. 9.4-10 Ausschnitt zweier Rechengitter für dieselbe Rissgeometrie, links „free mesh“, rechts „mapped mesh“

Die Vernetzungsmethode „mapped mesh“ bezeichnet hier ein strukturiertes Hexaeder-Gitter, bei dem die Elementgröße in Risslängenrichtung 0,05 mm betrug, und die Rissweite mit 20 Elementen diskretisiert wurde. Insgesamt bestand das Gitter aus 69000 Elementen. Bei den drei mit „free mesh“ bezeichneten Gittern wurde der den reibungsbehafteten Wänden zugewandte Teil strukturiert mit dünnen Hexaederschichten vernetzt (inflation layers), so dass die sich ausbildende turbulente Grenzschicht besser aufgelöst werden kann. Der Bereich dazwischen wurde frei mit Prismen und Hexaedern vernetzt. Dabei umfasste „free mesh 1“ 93000 Elemente, „free mesh 2“ 92000 Elemente und „free mesh 3“ 94000 Elementen. Die zufällige Erzeugung bedingte hier bei gleicher Risstiefe eine unterschiedliche Geradenstück- und Winkelanzahl und daraus folgend eine unterschiedliche Anzahl an erzeugten Elementen.

In Abb. 9.4-11 sind die damit berechneten Massenflüsse dargestellt. Man kann erkennen, dass die Ergebnisse unterschiedlicher Risserzeugungen in dem Maße wie auch bei unterschiedlichen Gittergenerierungen streuen. Die Abweichungen betragen etwa +/-10 %; demzufolge kann in den im Folgenden dargestellten Simulationen mit Abweichungen in dieser Größenordnung gerechnet werden.

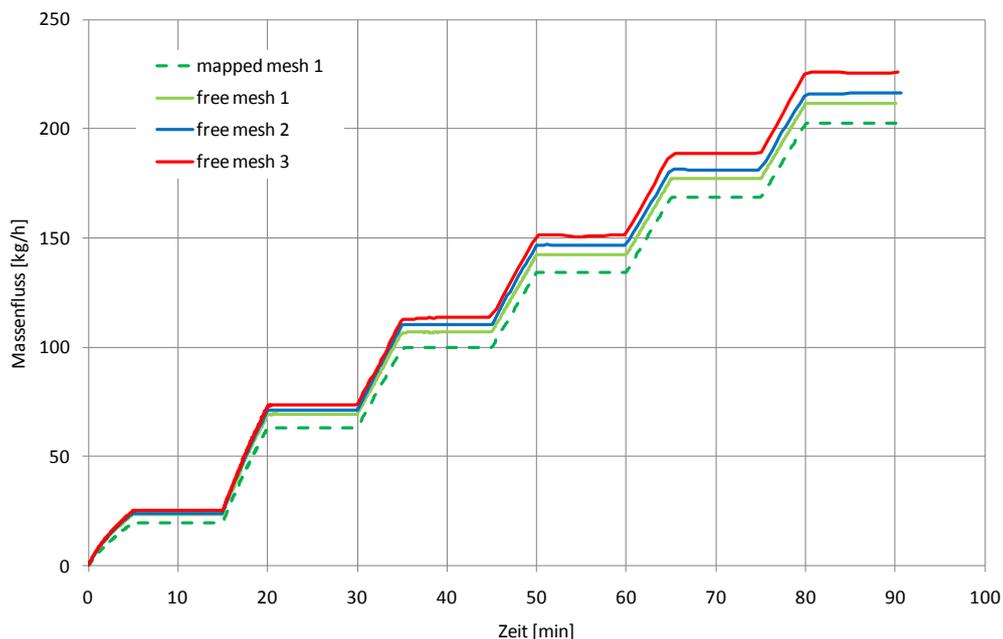


Abb. 9.4-11 Massenfluss eines gezackten Einzelrissausschnitts mit 50 mm Risslänge bei unterschiedlicher Vernetzung (mapped mesh 1 und free mesh 1) als auch bei drei zufälligen Risserzeugungen (free mesh 1, 2, 3)

Berechnungen der Massenflüsse bei unterschiedlicher Risslänge sind in Abb. 9.4-12 dargestellt. In allen Simulationen wurden die reibungsbehafteten Wände als rau (no slip wall, rough) mit einer Rauigkeit (sand grain roughness) von 0,1 mm spezifiziert. Alle Gitter wurden mit der als „free mesh“ bezeichneten Methode erzeugt.

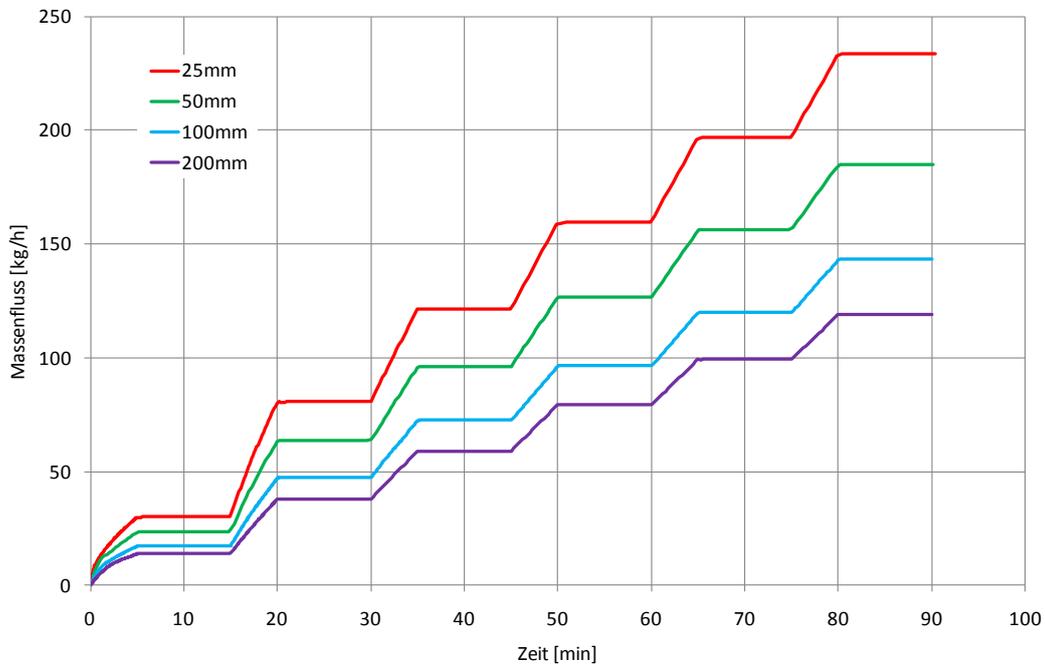


Abb. 9.4-12 Massenfluss als Funktion der Zeit für unterschiedliche Risslängen

Abb. 9.4-13 stellt die eingeschwungenen Werte des Massenflusses für die Anregungsdrücke 0,2 bar bis 4,2 bar als Funktion der Risslänge dar. Sie wurden aus den in Abb. 9.4-12 dargestellten Zeitverläufen entnommen. Jede Kurve einer Überdruckstufe wurde daraufhin mit einem Polynomansatz gefittet.

Setzt man wieder eine Gesamtrisslänge von $4,5 \cdot 1,8 \text{ m} = 8,1 \text{ m}$ und eine Risslänge von 1,2 m an und extrapoliert beispielsweise den Massenfluss bei einem Anregungsdruck von 4,2 bar, erhält man bei einem gemittelten Exponenten von 0,35 einen Wert von $8,1 \cdot 670 \cdot 1200^{-0,35} \text{ kg/h} = 450 \text{ kg/h}$, welcher den entsprechenden Messwert um etwa den Faktor 5,3 überschätzt.

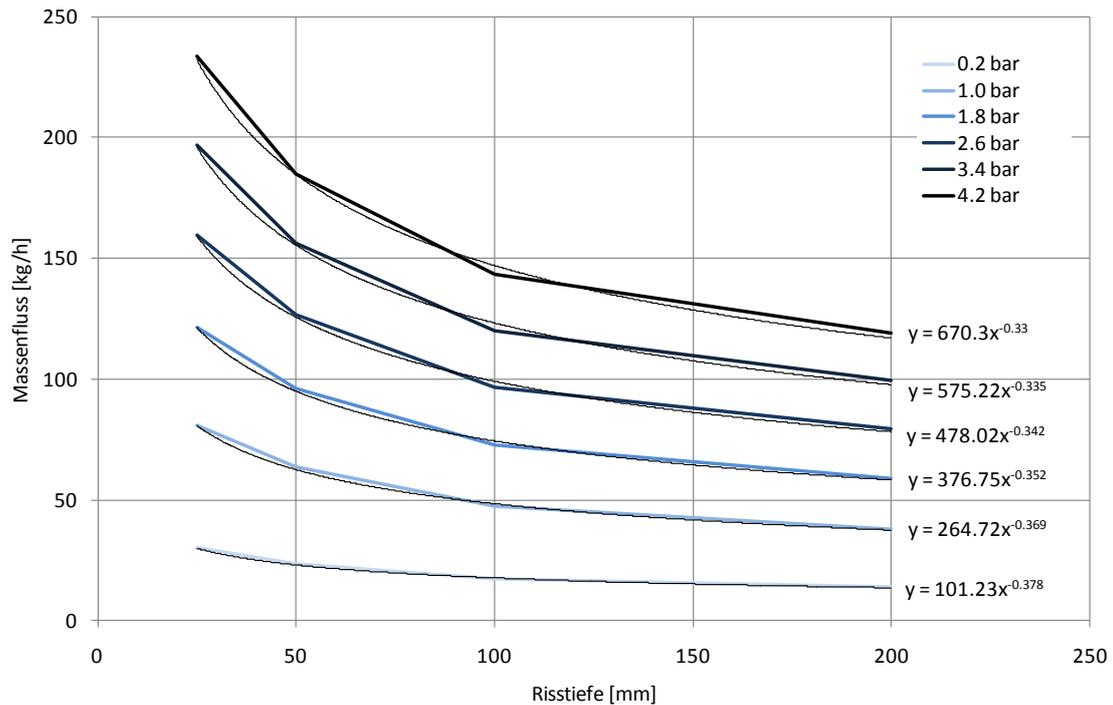


Abb. 9.4-13 Eingeschwungener Wert des Massenflusses für die Anregungsdrücke 0,2 bar bis 4,2 bar als Funktion der Risstiefe. (Die Kurven wurden mit einer Potenzfunktion gefittet; die resultierende Funktion mit der Risstiefe in mm als Argument ist rechts neben der Kurve angegeben.)

9.4.4 Vergleich von geradem und gezacktem Einzelrissausschnitt

Die in Kapitel 9.4.1 bis 9.4.3 gewonnenen Ergebnisse sollen bei gleicher Risslänge und Rissbreite gegenüber gestellt werden. Die Risslänge wurde zu 50 mm und der Rissausschnitt mit Rissbreite 0,1 mm bestimmt. Analog zu Kapitel 9.4.3 wurde der berechnete Massenfluss mit dem Faktor 10000 multipliziert, so dass der dargestellte Wert einer Rissbreite von 1 m entspricht. In den durchgeführten Simulationen wurde die Rauigkeit der reibungsbehafteten Wände schrittweise erhöht. Abb. 9.4-14 zeigt die berechneten Massenflüsse.

Es fällt auf, dass die Rauigkeit bei einem gezackten Rissverlauf einen deutlich geringeren Einfluss auf den Massenfluss hat als bei einem geraden Verlauf. Dies lässt sich mit dem Einfluss der rauen Wände auf die sich einstellende Turbulenz begründen. Beim gezackten Verlauf wird die Turbulenz nur in geringem Maße erhöht, da der abgelenkte Verlauf bereits maßgeblich zur Verwirbelung der Strömung beiträgt.

Insgesamt zeigt die Parameterstudie die Relevanz verschiedener Einflussgrößen auf den Massenstrom, der jedoch den entsprechenden experimentellen Wert noch deutlich überschätzt. Im nächsten Schritt sollen die Analysemodelle bezüglich Berücksichtigung des Eintritts- und des Austrittsbereichs der Leckströmung erweitert werden.

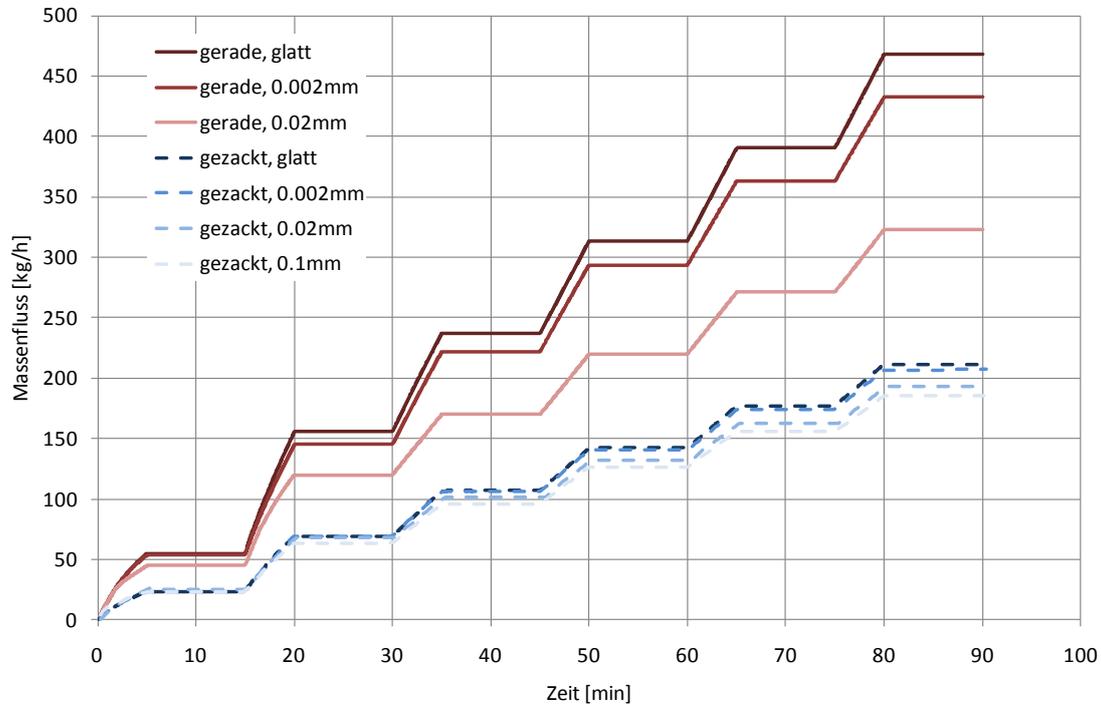


Abb. 9.4-14 Massenfluss bei geradem und zufällig gezacktem Verlauf und unterschiedlicher Rauigkeit (Risslänge 50 mm)

9.5 Leckratenmodell für COCOSYS

Als Ergebnis der Literaturstudie und der Validierungsrechnungen wurde mit den in Kapitel 9.2 beschriebenen Korrelationen ein Modell für das Rechenprogramm COCOSYS /ALL 05/ entwickelt, das Leckraten, die im Rahmen von Stör- bzw. Unfallszenarien erwartet werden, von der Tendenz her eher überschätzt. Angesichts des derzeitigen Kenntnisstandes und bestehender Unsicherheiten ist die Erstellung eines „best-estimate“ Modells derzeit noch nicht möglich. Insbesondere fehlen noch phänomenologische Hinweise zum Mechanismus, der eine starke Reduktion der Leckraten in Luftversuchen, die nach einem Versuch mit Dampf durchgeführt werden, bewirkt. Das Modell basiert auf der Korrelation von Greiner-Ramm, wobei zur Charakterisierung des Betons eine Korngröße von $k = 8$ mm angenommen werden sollte. Details zur Über-

schätzung der Leckraten für die Grenzfälle dampffreie Gasströmung sowie Gasleckage bei hohem Druck und hohem Dampfgehalt sind in /SCH 10/ enthalten.

Das Modell benötigt die Rissgeometrie, sowie thermohydraulische Randbedingungen. Die Risslänge (L) entspricht im Anwendungsfall der Wanddicke der Containmentstruktur aus Stahlbeton. Der zeitliche Verlauf der Rissbreite (B) und der Rissweite (W) werden als Tabelle vorgegeben. Die thermohydraulischen Randbedingungen werden von COCOSYS berechnet; es sind der Atmosphärendruck (P_1) und die Gaszusammensetzung, Dampf (m_D) und nichtkondensierbare Gase (m_{nkG}) im Containment, sowie die Oberflächentemperatur an der Außenseite der Containmentstruktur. Zunächst wird eine Leckage berechnet, die auftreten würde, wenn sich nur nichtkondensierbare Gase bei dem aktuellen Druck P_1 innerhalb des Containments befänden. Diese Leckage wird dann mit dem Faktor $(m_{nkG}/(m_{nkG}+m_D))$ reduziert, woraus sich der Anteil der nichtkondensierbaren Gase an der Leckage ergibt. Der Anteil des Dampfes, der aus dem Leck tritt kann anhand der Oberflächentemperatur an der Wandaußenseite bestimmt werden. Da der Dampf am Leckende gesättigt ist, kann sein Partialdruck und folglich der Partialdruck der nichtkondensierbaren Gase und somit das Verhältnis der Leckageanteile aus Dampf und nichtkondensierbaren Gasen bestimmt werden. Die frei werdende latente Wärme des Dampfes, der in der Wand kondensiert ist, wird den entsprechenden Schichten der COCOSYS – Wandstruktur zugeführt.

Der zeitliche Verlauf der Rissgeometrie kann aus den Ergebnissen einer Finite-Elemente-Rechnung ermittelt werden. Als Randbedingung für diese Rechnung werden der Druck und die Atmosphärentemperatur innerhalb des Containments sowie Wärmeübergangs-Koeffizienten zwischen der Gas-/Dampfathmosphäre und der Wandstruktur benötigt, deren zeitlicher Verlauf mit einer COCOSYS-Berechnung bestimmt werden könnte. Dabei ist es nicht nötig, dass in der Berechnung die sich endgültig ergebende Leckage simuliert wird, da dies nur einen geringen Einfluss auf die Atmosphärenzustände innerhalb von Containmentstrukturen hat. Weiterhin ist möglich, die Randbedingungen für das Finite-Elemente-Programm der COCOSYS-Rechnung zu entnehmen und die Leckrate mit einem „stand-alone“ – Leckmodul zu berechnen, in das die COCOSYS-Ergebnisse als Randbedingung eingehen.

10 Zusammenfassung

Im Rahmen des Vorhabens RS1171 wurden die deterministischen Methoden für Sicherheitsnachweise zur Integrität und Dichtheit von Sicherheitsbehältern laufender Anlagen aus Spannbeton durch probabilistische Ansätze zur Bestimmung der Strukturzuverlässigkeit erweitert und erprobt. Damit können insbesondere die Auswirkungen schwerer Störfälle auf derartige Strukturen im Rahmen der für probabilistische Sicherheitsanalysen (PSA) benötigten quantitativen Abschätzungen aufgezeigt werden. Dafür wurde exemplarisch ein Finite-Elemente-Analysemodell des Sicherheitsbehälters vom Typ SWR (Baulinie 72) aus vorgespanntem Stahlbeton mit Stahl liner entwickelt. Als Belastung wurde ansteigender Innendruck bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit betrachtet. Im Rahmen einer Unsicherheits- und Sensitivitätsanalyse wurden für alle in den Berechnungen verwendeten Werkstoffparameter und für die Versagensdehnung der Spannkabel sowie die Vorspannung zur Berücksichtigung von Kenntnisunsicherheiten und Streuungen entsprechende Verteilungsfunktionen berücksichtigt. Dabei ergab sich für die berechneten Versagensdrücke eine Normalverteilung mit Mittelwert 0,78 MPa und Standardabweichung 0,03 MPa. Den größten Einfluss auf den Versagensdruck hat die angenommene Verteilung für die Bruchdehnung der Spannkabel. Weitere nennenswerte Einflussgrößen sind die Zugfestigkeit im Beton und die Streckgrenze der Bewehrung.

Am Beispiel der Materialschleuse des SANDIA-Modellcontainments wurden 3D-Finite-Elemente-Modelle generiert, die sich bezüglich der Berücksichtigung der Bewehrung nahe der Innen- und der Außenoberfläche unterscheiden. Das Referenzmodell enthält dafür kreuzförmig angeordnete Stabelemente und Modellvarianten entsprechende Schalenelemente, wobei in allen diesen Analysemodellen örtliche Änderungen in den Querschnitten der Bewehrungsstäbe sowie in der Bewehrungsstabdicke berücksichtigt wurden. Ein weiteres vereinfachtes Analysemodell enthält keine Bewehrungselemente. Die Analyseergebnisse wurden mit gemessenen Verformungen sowie Dehnungen in der Oberflächenbewehrung, den Spannkabeln und dem Liner verglichen. Der Vergleich zeigt, dass die Berücksichtigung der Oberflächenbewehrung starken Einfluss auf das globale Verformungsverhalten hat. Gute Übereinstimmung mit Messdaten zeigen die Ergebnisse des Analysemodells mit kreuzförmig angeordneten Stabelementen. Das Modell mit Schalenelementen hat eine zu hohe Steifigkeit und unterschätzt die gemessene radiale Verformung, während das Modell ohne Bewehrung ab Beginn der Rissbildung im Beton die Verformung deutlich überschätzt.

Der experimentell bestimmte Versagensdruck des SANDIA Modellcontainments liegt bei 1,42 MPa, was dem 3,63-fachen des Auslegungsdruckes entspricht. Wählt man als Versagensdehnung der Spannkabel einen Wert von 2 %, der im Bereich der unteren Grenze des Streubereichs der Bruchdehnungen liegt (siehe /HES 03/, /DAM 02/), so wird diese Grenzdehnung beim Übergang vom Innendruckwert 1,45 MPa auf 1,5 MPa in großen Bereichen der horizontalen Spannkabel überschritten. Der berechnete Versagensdruck liegt im Bereich 1,45 - 1,5 MPa, d.h. er überschätzt den gemessenen Wert um etwa 2 - 6 %, abhängig davon, ob als Bruchdehnung für die Spannkabel ein Wert im Bereich der unteren Grenze des Streubereichs oder der Mittelwert angesetzt wird. Dabei ist zu beachten, dass insbesondere bezüglich der Approximation des Verbundes zwischen Spannkabeln und Beton sowie der Bewehrungsstäbe und dem Beton das Analysemodell vereinfachte Ansätze enthält.

Um das Verhalten von Bewehrung und Beton im Grenztragbereich realitätsnah wiedergeben zu können, ist eine simulationstechnische Berücksichtigung des Verbundes unumgänglich. Werden die Knoten der diskretisierten Bewehrung direkt an Knoten der Betonelemente gekoppelt, besteht also starrer Verbund, können die großen Verschiebungen der Bewehrung relativ zum Beton, der sogenannte Schlupf, nicht nachvollzogen werden. In diesem Zusammenhang wurden Berechnungen zu Experimenten der Universität Dresden /LEM 09/, bei denen jeweils für einen Bewehrungsstab in einem Betonquader die Ausziehkräfte als Funktion des Schlupfes gemessen werden, durchgeführt. Dabei wurde ein von der MPA Karlsruhe bereitgestellter Modellansatz für ein zweidimensionales Verbundelement einschließlich Betonmodell, der auf Arbeiten von Keuser /KEU 83/, Akkermann /AKK 00/ und Niklasch /NIK 07/ zurückgeht, eingesetzt. Gegenüber dem starren Verbund von Bewehrung und Beton zeigten die Simulationen realitätsnahe Ergebnisse, die Steifigkeit des Verbundes wurde allerdings nur grob getroffen. Darüber hinaus zeigten sich Modellinstabilitäten im Bereich des Auszugversagens. Der Modellansatz umfasst eine Vielzahl von Modellparametern, die teilweise nicht auf physikalische Eigenschaften zurückgehen und für die meist keine Messwerte vorliegen. Eine Sichtung des Quellcodes und der Dokumentation zu dem Modellansatz ergab, dass eine Weiterentwicklung für dreidimensionale Problemstellungen erheblichen Aufwand benötigen würde. Für Verbund und Beton sind Materialmodelle wünschenswert, die lediglich auf eine beschränkte Anzahl messbarer, physikalischer Größen zurückgreifen. Zum Thema Verbund wurden Modellvorstellungen am Lehrstuhl für Allgemeine Mechanik der Ruhr-Universität Bochum vorangetrieben. Ein realitätsnahes und praxistaugliches Verbundmodell für Stahlbeton lässt sich auf Basis existierender

Modelle für Stahl und Beton sowie den Verbundmechanismen Haft-, Scher- und Reibungsverbund entwickeln. Mit Methoden der Homogenisierung und Modelladaptivität kann darüber hinaus eine Modellreduktion auf nichtlineare, orthotrope Materialgesetze insbesondere für schalenförmige Bauteile aus Stahlbeton erzielt werden /DIM 08/, /MAK 06/, /STU 03/.

Zur Bestimmung von Leckraten in Beton wurden Korrelationen von Greiner und Ramm sowie von Rizkalla programmiert und an entsprechenden Veröffentlichungen überprüft. Weiterhin wurden Leckratenversuche mit Einzelrissen an der Universität Kaiserslautern und mit Mehrfachrissen an der MPA Karlsruhe zur Validierung verwendet. Bei der Berechnung reiner Luftleckagen an Versuchskörpern, die noch nicht mit Dampf in Berührung gekommen sind, liegt die Aussagegenauigkeit der Leckrate nach Greiner-Ramm je nach Rissweite und abhängig von der angenommenen Korngröße des Betons im Bereich höherer Drücke bei etwa +/-20%. Die Korrelation von Rizkalla unterschätzt die Leckagen mit deutlich geringerer Aussagegenauigkeit. Für reine Dampfleckagen mit nahezu vollständiger Dampfkondensation im Rissbereich sind die Korrelationen nicht geeignet. Luft-Dampf-Leckagen, sowie Luftleckagen an Versuchskörpern, an denen zuvor ein Luft-Dampf-Leckagetest durchgeführt wurde, werden mit den beiden genannten Korrelationen teilweise erheblich überschätzt. Der Grund dafür könnte sein, dass die Luft-Dampftests Veränderungen entlang des Risspfades bewirken, die eine starke Reduktion der Leckrate in anschließenden Leckagetests zur Folge haben. Dabei könnten z. B. Materialablösungen im Rissbereich infolge des Leckmassenstroms sowie infolge des Rissschließens beim Versuchsende eine Verstopfung des Risspfades und somit eine Reduktion der Leckrate in einem Folgeversuch bewirken. Zur Bestätigung dieser Hypothesen werden Luft- und Luft-Dampf-Leckageversuche mit unterschiedlicher Reihenfolge vorgeschlagen. Daher ist es derzeit nicht möglich, ein „best-estimate“ Leckratenmodell zu erstellen, mit dem alle verfügbaren experimentellen Ergebnisse zufriedenstellend approximiert werden können. Zum Einbau in das GRS-Rechenprogramm COCOSYS wurde deshalb ein Modell entwickelt, das auf der Korrelation von Greiner-Ramm basiert und im Sinne einer konservativen Vorgehensweise Leckraten eher überschätzt. Insgesamt ergibt sich, dass die betrachteten Korrelationen zur Abschätzung der Leckraten in Beton herangezogen werden können, wobei die Aussagegenauigkeit bei Luftleckagen deutlich besser ist als bei Luft-Dampfleckagen.

Weiterhin wurden zu einem Luftleckageversuch an einem quaderförmigen Probekörper aus Stahlbeton mit Rissen Simulationsrechnungen mit Hilfe eines Fluidodynamik-

Rechenprogramms durchgeführt. Das Strömungsgebiet eines Einzelrisses wurde hierfür zunächst durch ein quaderförmiges Rechengitter modelliert. Eine Parameterstudie mit Variationen bezüglich der Diskretisierungsfeinheit und der Annahmen zur Rauigkeit der Rissinnenwände sowie zum Rissverlauf ohne bzw. mit zufällig angeordneten Zacken basierend auf materialspezifischen Untersuchungen zeigt die Relevanz der verschiedenen Einflussgrößen auf den Massenstrom, der jedoch die entsprechenden experimentellen Werte noch deutlich überschätzt. Im nächsten Schritt sollen die Analysemodelle bezüglich Berücksichtigung des Eintritts- und des Austrittsbereichs der Leckströmung erweitert werden.

Insgesamt haben die analytischen Arbeiten in Verbindung mit den angesprochenen Experimenten einen Beitrag zur Verbesserung der Aussagegenauigkeit der strukturell-mechanischen Analysemethoden zum Verhalten von Stahlbetonstrukturen mit Vorspannung geliefert und es werden Anregungen für zukünftige Arbeiten gegeben. Weiterhin wird die Leistungsfähigkeit von Modellen zur Leckratenbestimmung in Beton, die für die Quelltermbestimmung und die Schadstoffausbreitung wichtig ist, aufgezeigt und es werden Aspekte bezüglich Weiterentwicklung der Modelle angesprochen.

11 **Abkürzungen**

ADINA	Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis
AUI	ADINA User Interface
BWR	Boiling water reactor
CESA	Containment Evaluation under Severe Accident
COCOSYS	Containment Code System
CSNI	Committee on the Safety of Nuclear Installations
EDF	Electricite de France
IAGE	Integrity of Components and Structures
LST	Limit State Test
MAEVA	Maquette Echange Vapeur/Air
MATLAB	Matrix Laboratory
MPA	Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
PSA	Probabilistische Sicherheitsanalyse
SFMT	Structural Failure Mode Test
STT	Shear Stress Transport
SWR	Siedewasserreaktor

12 **Literatur**

- /ADI 09/ ADINA User Interface, Version 8.6, 2009 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 postprocessing
- /AKK 00/ Akkermann, J.
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. Dissertation, Karlsruhe, 2000
- /ALL 05/ Allelein, H. et al.
Weiterentwicklung der Rechenprogramme COCOSYS und ASTEC, GRS-A-3266, 2005
- /ANS 09/ ANSYS CFX-Solver Theory Guide
Release 12.0, April 2009, ANSYS Inc.
- /BAC 88/ Bachmann, P., Eisert, P., Gruner, P., Kuntze, W.M., Schulz, H.
Analyse zur Bestimmung des Versagensdruckes und des Versagensverhaltens eines Stahlbetoncontainments im Maßstab 1:6 (Vorausberechnungen), GRS-A-1415, 1988
- /BAC 89/ Bachmann, P., Gruner, P., Kuntze, W.M.
Versagensanalyse eines Stahlbetoncontainments mit Liner im Maßstab 1:6 unter Hochdruckbelastung (Berechnungen nach Versuchsdurchführung), GRS-A-1536, 1989
- /BOU 01/ Boussa, H., Tognazzi-Lawrence, C., La Borderie, C.
A model for computation of leakage through damaged concrete structures
Cement and Concrete Composites 2001;23:279–87.
- /BRA 88/ Brammeshuber, 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
- /DAM 02/ Dameron, R. A. et al.
Posttest Analysis of the NUPEC/SANDIA 1:4-Scale Prestressed Concrete Containment Vessel. NUREG/CR-6809, 2002
- /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 89/ Dameron, R.A. et al.
Criteria and guidelines for predicting concrete containment leakage. EPRI NP-6260-M, 1989
- /DAR 77/ Darwin, D., Pecknold, D.A.
Nonlinear biaxial stress-strain law for concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 103(EM2) (1977) 229–241
- /DEN 96/ den Uijl, J.A., Bigaj, A. J.
A Bond Model for Ribbed Bars Based on Concrete Confinement. Heron, 41(3):201–226, 1996.
- /DIM 08/ Dimitrijevic, B. J., Hackl, K.
A Method for Gradient Enhancement of Continuum Damage Models, TECHNISCHE MECHANIK, Band 28, Heft 1, (2008), 43 – 52
- /EIB 01/ Eibl, J., Ramm, W. et al.
Untersuchungen zum Leckverhalten von Stahlbetonwänden –Leckage im Stahlbetoncontainment-, Abschlussbericht des Vorhabens 1501063, 2001
- /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 04/ Grebner, H. et al.
Weiterentwicklung der strukturmechanischen Analysemethodik zur Bestimmung der Strukturzuverlässigkeit passiver Komponenten. GRS-A-3236, 2004
- /GRE 06/ Grebner, H., Bachmann, P., Sievers, J.
Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität von Sicherheitsbehältern aus Spannbeton. GRS-A-3351, 2006
- /GRE 09/ Grebner, H., Eisert, P., Sievers, J.
Calculations on the load carrying capacity of the SUNPP-1 containment due to severe accident loading in the framework of the PRA level 2. GRS-V-332100-1/2009, 2009
- /GRE 09a/ Grebner, H., Eisert, P., Sievers, J.
Structure mechanical analyses of the Belene NPP containment behaviour. GRS-V-R0801504-01/2009, 2009
- /GRE 92/ Grebner, H., Höfler, A.
Erweiterung zähbruchmechanischer Analysen zur Bestimmung der Leckgröße bei dickwandigen Rohrleitungen. Abschlussbericht, GRS-A-1947, 1992
- /GRE 99/ Grebner, H., Müller, C., Sievers, J.
Weiterentwicklung der Analysetechnik und generische Analysen zum Komponentenverhalten im Verbund für auslegungsüberschreitende Störfälle. GRS-A-2678, 1999
- /GRI 91/ Greiner, U., Ramm, W.
Air leakage characteristics in cracked concrete, SMiRT 11, Transactions Vol. H, pages 181-186, August 1991, Tokyo, Japan

- /GRI 93/ Greiner, U., Ramm, W.
Air leakage characteristics in cracked concrete, SMiRT 12, Vol. H, pages 175-180, 1993
- /GRI 95/ Greiner, U., Ramm, W.
Air leakage characteristics in cracked concrete, Nuclear Engineering and Design, 156 pages 167–172, 1995
- /GRS 90/ Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Deutsche Risikostudie Kernkraftwerke Phase B, Verlag TÜV Rheinland, 1990
- /GUI 00/ Guinet et al.
MAEVA containment mock up – concrete behavior observed by the instrumentation, OECD-NEA workshop on the instrumentation and monitoring of concrete structures, 22-23 March 2000, Brussels, Belgium
- /HAS 82/ Haselwander, B., Wessels, M.
Berechnung und Ausführung der vorgespannten Sicherheitsumschließung des Kernkraftwerks KRB II Gundremmingen, Hochtief AG, vormals Gebr. Helfmann, Zentrale Abteilung Kerntechnischer Ingenieurbau, Frankfurt a.M., Spannbetonbau in der Bundesrepublik Deutschland 1978-1982, Deutscher Beton-Verein e.V., S. 180-184, 1982
- /HES 03/ Hessheimer, M.F.
Overpressurization test of a 1:4-scale prestressed concrete containment vessel model. NUREG/CR-6810, 2003
- /HES 05/ Hessheimer, M.F. et al.
International Standard Problem No. 48 – Containment Capacity. Synthesis Report. NEA/CSNI/R(2005)5, 2005
- /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 88/ Horschel, D.S.
Design, construction and instrumentation of a 1:6-scale reinforced concrete containment building. NUREG/CR-5083, 1988
- /HOR 92/ Horschel, D.S.
Experimental results from pressure testing a 1:6-scale nuclear power plant containment. NUREG/CR-5121, 1992
- /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
- /JEN 06/ Jendele, L., Cervenka, J.
Finite element modelling of reinforcement with bond. Computers and Structures 84 (2006) 1780–1791
- /JEN 09/ Jendele, L., Cervenka, J.
On the solution of multi-point constraints – Application to FE analysis of reinforced concrete structures. Computers and Structures 87 (2009) 970–980
- /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-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen. Fortschrittberichte VDI, Reihe 4, Nr. 71, 1985
- /KLO 02/ Kloos, M., Hofer, E.
SUSA, Version 3.4 – User’s Guide and Tutorial. GRS-Bericht, 2002
- /LEM 09/ Lemnitzer, L., Schröder, S., Lindorf, A., Curbach, M.
Bond behaviour between reinforcing steel and concrete under multiaxial loading conditions in concrete containments. SMiRT 20, Espoo, Finland, 2009, Paper 1734

- /LIU 97/ Liu, X. et al.
 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
- /MAI 93/ Mainz, J.
 Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl.
 Dissertation, Technische Universität München, 1993
- /MAK 06/ Makowski, J., Stumpf, H., Hackl, K.
 The fundamental role of nonlocal and local balance laws of material forces in finite elastoplasticity and damage mechanics, International Journal of Solids and Structures 43 (2006) 3940–3959
- /MAR 97/ de Marneffe, L., Morozov, V., Kalinkine, I., Vizir, P.
 VVER 1000 containment behaviour under severe accident loading. SMiRT 14, Lyon, paper P03/5, 1997
- /MAT 09/ MATLAB Version 7.9.0.529 (R2009b). Natick, Massachusetts: The Math-Works Inc., 2009.
- /MEN 93/ Menter, F. R.
 Zonal Two Equation k- ω Turbulence Models for Aerodynamic Flows
 AIAA Paper 93-2906, 1993.
- /NAG 89/ Nagano et al.
 Experimental study of leakage through residual shear cracks on r/c walls, Proc. SMiRT 10, Session Q, 139 -144
- /NEA 05/ International standard problem no. 48 containment capacity. Synthesis report. NEA/CSNI/R(2005)5/ Vol.1, 2005
- /NIK 05/ Niklasch, C. et al.
 Numerical Investigation of the Leakage Behaviour of Reinforced Concrete Walls. NURETH-11, Avignon, 2005

- /NIK 07/ Niklasch, C.
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten gerissener Stahlbetonwände, Dissertation, 2007, Universität Karlsruhe (TH)
- /RIV 99/ Riva et al.
Prediction of air and steam leak rate through cracked reinforced concrete panels, Nuclear Engineering and Design 192 (1999) 13-30
- /RIZ 84/ Rizkalla, Sami H., et al.
Air leakage characteristics in reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, 110(5), 1149-1162, Mai 1984
- /SCH 10/ Schwarz, S., Bahr, L., Sievers, J.
Bestimmung von Leckraten in Betonstrukturen - Modellentwicklung und Validierung, Technische Notiz, Vorhaben RS1171, September 2010
(Verschlussache - Nur für den Dienstgebrauch)
- /SIE 99/ Sievers, J. et al.
Sensitivitätsanalysen zur Ermittlung der Unsicherheiten bei der Beschreibung des Rissverhaltens infolge thermomechanisch transientser Belastung unter Einbeziehung experimenteller Ergebnisse. GRS-A-2767, 1999
- /SON 01/ Sonnenkalb, M. et al.
Bewertung von Maßnahmen des anlageninternen Notfallschutzes zur Schadensbegrenzung für LWR, Abschlussbericht zum Vorhaben SR 2306, GRS-A-2921, September 2001
- /STE 04/ Stegemann, M., Hermann, N., Stempniewski, L.
Leakage in Reinforced Concrete Walls, Universität Karlsruhe (TH), EDF Pole Industrie, Electricite de France, Order CQN 00388, Project 00-30-22-1147 (for internal use only)
- /STU 03/ Stumpf, H, Hackl, K.
Micromechanical concept for the analysis of damage evolution in thermo-viscoelastic and quasi-brittle materials, International Journal of Solids and Structures 40 (2003) 1567–1584

- /SUZ 89/ Suzuki et al.
Experimental study of the leakage of gas through concrete walls, SMiRT
10, Session Q, pp. 145-150
- /SUZ 91/ Suzuki et al.
Leakage of gas through concrete cracks, SMiRT 11 Transactions Vol. H
(August 1991) Tokyo, Japan
- /TOU 00/ Touret et al., CESA final report, November 2000
- /YON 99/ Yonezawa, K. et al.
Ultimate Capacity Analysis of $\frac{1}{4}$ PCCV Model Subjected to Internal Pres-
sure. SMiRT 15, Seoul, 1999, VI-187-VI-194

13 Anhang

13.1 Erkenntnisse zur Durchführung quasistatischer Berechnungen mit dem ADINA-Betonmodell

Bedingt durch die zu Anfang der Bearbeitung des Vorhabens RS1171 teilweise sehr unbefriedigenden Zustände bei der Durchführung von ADINA-Berechnungen mit dem Betonmodell, insbesondere aufgrund numerischer Probleme bezüglich Konvergenz bei der Gleichgewichtsiteration, ergaben sich im Rahmen intensiver Kontakte zwischen der GRS und ADINA R&D im wesentlichen drei Empfehlungen, deren Beachtung ein verbessertes numerisches Verhalten von Berechnungen mit dem Betonmodell sicherstellen kann:

- Die quasistatischen Analysen sollen mit dem „Automatic Time-Stepping“-Verfahren unter Verwendung der „Low-Speed-Dynamics“-Option durchgeführt werden.
- Für die Toleranzeinstellungen bei den Gleichgewichtsiterationen („Iteration Tolerances“) soll die „Energy and Displacement“-Einstellung verwendet werden.
- Für die Betonbestandteile der Modelle ist die Verwendung von ebenen 4-Knoten-Elementen oder räumlichen 8-Knoten-Elementen sinnvoll, bei denen jedoch die inkompatiblen Moden („Incompatible Modes“) ausgeschaltet werden sollen.

Abb. 13.1-1 und Abb. 13.1-2 zeigen die entsprechenden Einstellungen in Form von Bildschirmausdrucken von der interaktiven Benutzeroberfläche AUI (ADINA User Interface). Abb. 13.1-3 enthält die entsprechenden Einstellungen in einer ADINA-Eingabedatei.

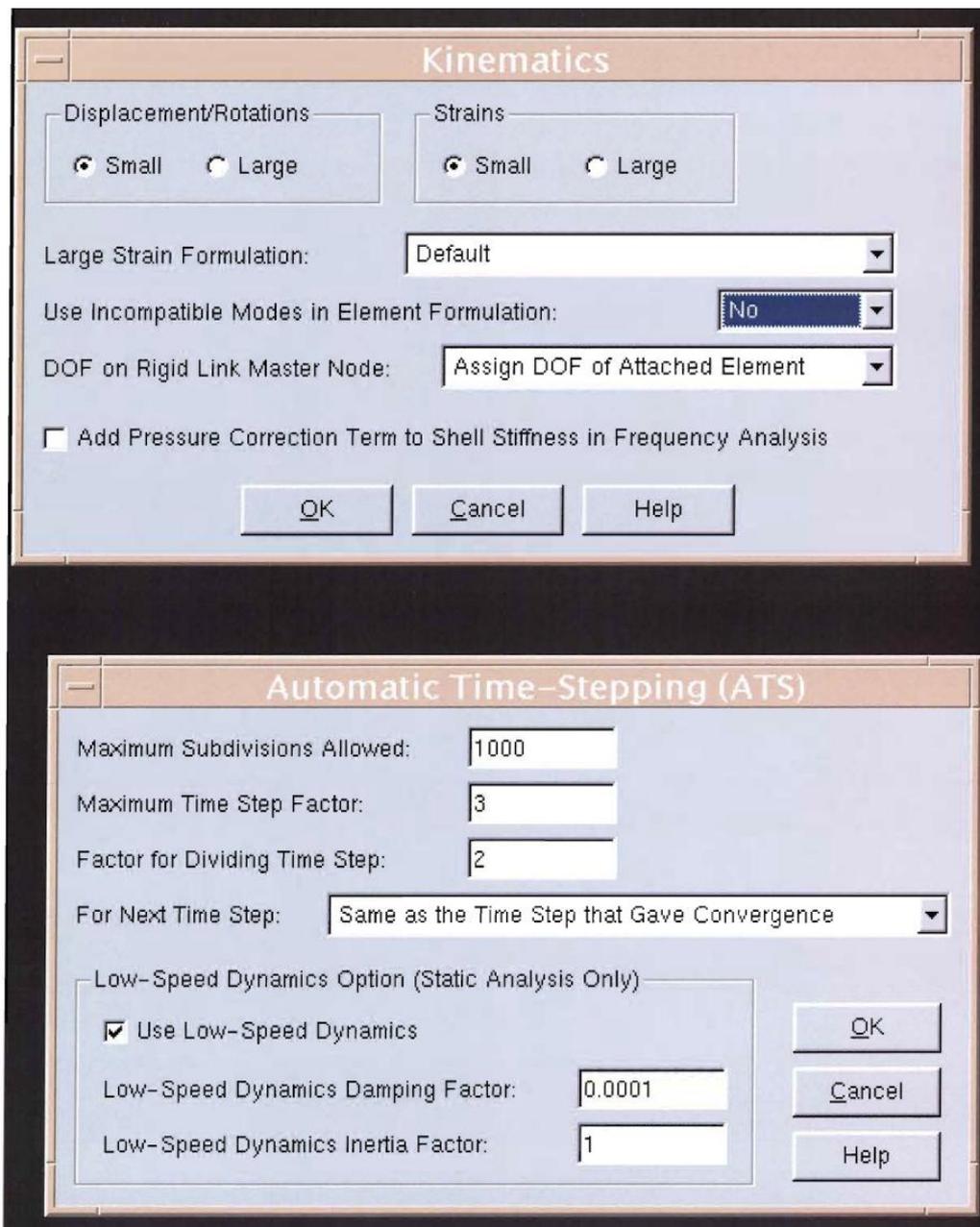


Abb. 13.1-1 Einstellungen für ADINA-Rechnungen mit dem Betonmodell

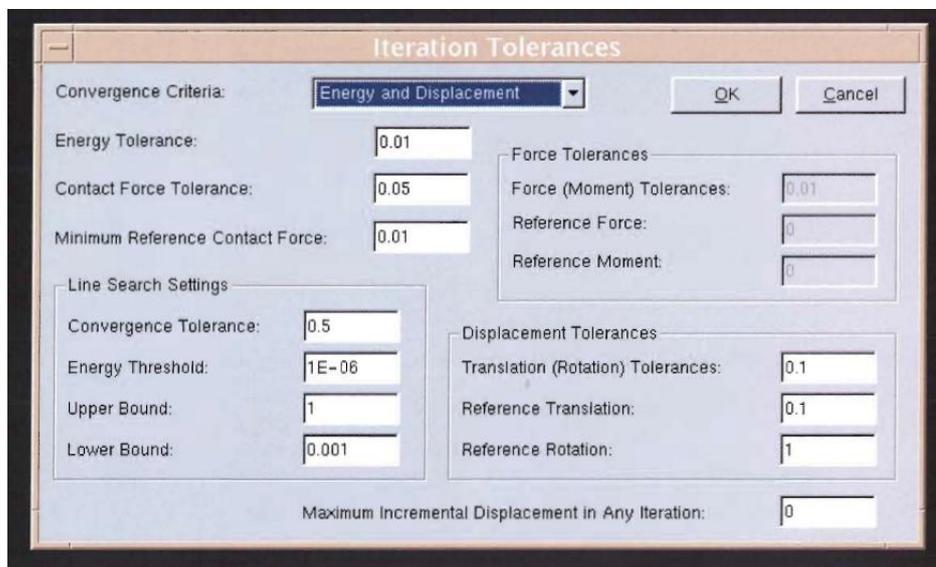
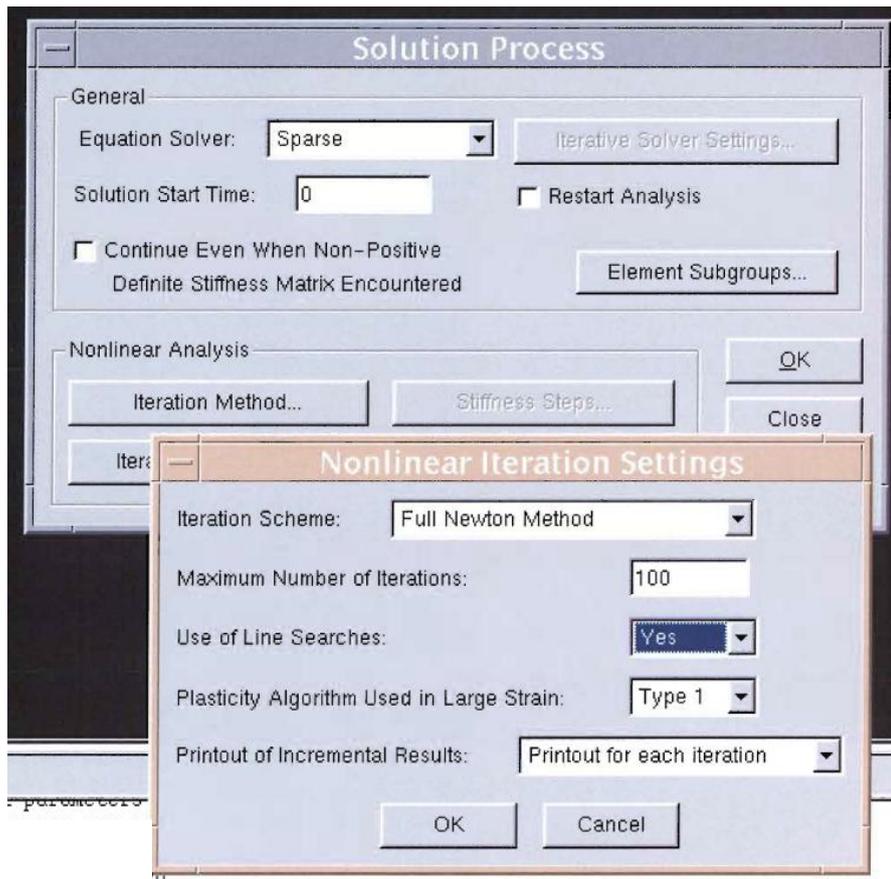


Abb. 13.1-2 Einstellungen für ADINA-Rechnungen mit dem Betonmodell

```

*
MASTER ANALYSIS=STATIC REACTION=YES AUTOMATI=ATS SOLVER=SPARSE
*
AUTOMATIC TIME-STEPPING MAXSUBD=1000 ACCURACY=NO,
    DISTOL=0.001000000000000000 DTMAX=3.000000000000000,
    RESTORE=ORIGINAL RESPS=YES RESFAC=0.000100000000000000,
    DIVFAC=2.0000000000000000 LSMASSF=1.0000000000000000
ITERATION METHOD=FULL-NEWTON LINE-SEA=YES MAX-ITER=30 PRINTOUT=ALL,
    PLASTIC-=1
TOLERANCES ITERATION CONVERGE=ED ETOL=0.01000000000000000,
    RCTOL=0.05000000000000000 DTOL=0.01000000000000000,
    DNORM=0.10000000000000000 DMNORM=1.000000000000000,
    STOL=0.50000000000000000 RCONSM=0.01000000000000000,
    ENLSTH=1.0000000000000000E-06 LSLOWER=0.00100000000000000,
    LSUPPER=1.0000000000000000 MAXDISP=0.000000000000000
*
TIMESTEP NAME=DEFAULT
@CLEAR
1 0.1000000000000000
99 0.1000000000000000
@
*
TIMEFUNCTION NAME=1 IFLIB=1 FPAR1=0.000000000000000,
    FPAR2=0.000000000000000 FPAR3=0.000000000000000,
    FPAR4=0.000000000000000 FPAR5=0.000000000000000,
    FPAR6=0.000000000000000
@CLEAR
0.000000000000000 0.000000000000000
10.00000000000000 -1000000.000000000
@
*
TIMEFUNCTION NAME=2 IFLIB=1 FPAR1=0.000000000000000,
    FPAR2=0.000000000000000 FPAR3=0.000000000000000,
    FPAR4=0.000000000000000 FPAR5=0.000000000000000,
    FPAR6=0.000000000000000
@CLEAR
0.000000000000000 0.000000000000000
10.00000000000000 1.000000000000000
@
*

```

Abb. 13.1-3 Ausschnitt aus einer ADINA-Eingabedatei

Einige Auszüge aus einer ADINA-Ausgabedatei einer Containment-Berechnung mit quitierten Eingabedaten und einem Beispiel für die Ausgabe zu den Gleichgewichtsiterationen werden in Abb. 13.1-4 bis Abb. 13.1-7 dargestellt.

```

dtterm
Window Edit Options
EQUILIBRIUM ITERATION METHOD . . . . . (METHOD) = 3
EQ.-1, MODIFIED NEWTON (NO LINE SEARCH)
EQ. 1, MODIFIED NEWTON (WITH LINE SEARCH)
EQ. 2, BFGS METHOD (WITH LINE SEARCH)
EQ.-3, FULL NEWTON (NO LINE SEARCH)
EQ. 3, FULL NEWTON (WITH LINE SEARCH)

NO. OF BLOCKS OF EFFECTIVE STIFFNESS
REFORMATION TIME STEPS . . . . . (NSREFB) = 1
EQ.0, NO STIFFNESS REFORMATION
      (UNLESS METHOD.EQ.-3,3,ATS OR LDC)

NO. OF BLOCKS OF EQUILIBRIUM
ITERATION TIME STEPS . . . . . (NEQITB) = 1
EQ.0, NO EQUILIBRIUM ITERATION
      (UNLESS METHOD.EQ.-3,3,ATS OR LDC)

FLAG FOR PRINTING OF INTERMEDIATE
EQUILIBRIUM ITERATION VARIABLES . . . . (IPEQIT) = 2
EQ.0, NO PRINTING
EQ.1, PRINT FOR THE LAST ITERATION
EQ.2, PRINT FOR ALL ITERATIONS

FLAG FOR CHOICE OF CONVERGENCE CRITERIA . . (ITOL) = 2
EQ.0, USE ENERGY CONVERGENCE CRITERION
EQ.1, USE ENERGY, FORCE AND MOMENT
      CONVERGENCE CRITERIA
EQ.2, USE ENERGY, DISPLACEMENT AND ROTATION
      CONVERGENCE CRITERIA
EQ.3, USE FORCE AND MOMENT
      CONVERGENCE CRITERIA
EQ.4, USE DISPLACEMENT AND ROTATION
      CONVERGENCE CRITERIA

MAXIMUM NUMBER OF EQUILIBRIUM
ITERATIONS PERMITTED . . . . . (ITEMAX) = 100

ENERGY CONVERGENCE TOLERANCE . . . . . (ETOL) = 0.1000E-01
FORCE/DISP. CONVERGENCE TOLERANCE . . . (RTOL/DTOL) = 0.1000E+00
CONTACT FORCE CONVERGENCE TOLERANCE . . . (RCTOL) = 0.5000E-01
LINE SEARCH CONVERGENCE TOLERANCE . . . . (STOL) = 0.5000E+00
REFERENCE FORCE/DISP. FOR CONVERGENCE (RNORM/DNORM) = 0.1000E+00
REFERENCE MOMENT/ROTN. FOR CONVERGENCE (RMNORM/DMNORM)= 0.1000E+01
REFERENCE MIN CONTACT FORCE NORM FOR CONVERGENCE (RCONSM)= 0.1000E-01
MAXIMUM POSSIBLE CONTACT PENETRATION (NO ITERATIONS!)...= 0.1000E-02

b2.out (53%)

```

Abb. 13.1-4 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei

```
dtterm
Window Edit Options

CARD NUMBER 7 CONTINUED

CONVERGENCE CRITERIA FOR ITERATIVE SOLVER

EITHER
NORM OF RESIDUAL VECTOR . . . . . ( RESA ) = 0.1000E-05
AND
RATIO OF RESIDUAL TO LOAD NORM . . . . . ( RESR ) = 0.1000E-03
OR
NORM OF RESIDUAL VECTOR . . . . . ( RESB ) = 0.1000E-07
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED . . . . (MAXITE) = 1000

CARD NUMBER 7 CONTINUED - ATS METHOD IS USED
MAXIMUM NUMBER OF TIME STEP SUBINCREMENTS. .(NSUBDM) = 1000
ACCURACY CHECKING FLAG (DYNAMIC ANALYSIS). . (IACCUR) = 0
EQ.0 - NO ACCURACY CHECKING
EQ.1 - ACCURACY CHECKING PERFORMED
MAXIMUM ALLOWABLE DISPLACEMENT DIFFERENCE. . (DISTOL) = 0.1000E-02

CARD NUMBER 8

MASTER CONTROL PARAMETER FOR PRINT-OUT . . . (IOUTPT) = 1
EQ.0, PRINT RESPONSES AT ALL TIME STEPS
AND AT ALL NODES
EQ.1, BLOCKS OF PRINT-OUT TIME STEPS AND
NODAL POINTS ARE INPUT LATER

NO. OF BLOCKS OF TIME STEPS FOR NODAL AND ELEMENT
ASSOCIATED QUANTITIES PRINT-OUT . . . . . (NPRIB) = 1

NUMBER OF BLOCKS OF NODAL PRINTOUT . . . . . (NPB) = 1

DISPLACEMENT PRINTOUT CODE . . . . . (IDC) = 1
EQ.0, NO PRINTING OF DISPLACEMENTS
EQ.1, PRINT DISPLACEMENTS

VELOCITY PRINTOUT CODE . . . . . (IVC) = 0
EQ.0, NO PRINTING OF VELOCITIES
EQ.1, PRINT VELOCITIES

ACCELERATION PRINTOUT CODE . . . . . (IAC) = 0
EQ.0, NO PRINTING OF ACCELERATIONS
EQ.1, PRINT ACCELERATIONS

b2.out (53%)
```

Abb. 13.1-5 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei

```

dterm
Window Edit Options
EQ.28, SHAPE MEMORY ALLOY
NUMBER OF DIFFERENT SETS OF MATERIAL
CONSTANTS . . . . .( NPAR(16)). . = 1
NUMBER OF AXIS ORIENTATION SETS . . . .( NPAR(18)). . = 0

FLAG TO DEFINE WHETHER NODAL POINT
TEMPERATURES ARE REQUIRED . . . . .( NPAR(19)). . = 0
EQ.0 NOT REQUIRED
EQ.1   REQUIRED

ELEMENT DEFINITION

FLAG FOR CALCULATION OF MASS, VOLUME, TENSOR OF
INERTIAS, CENTROID, CENTER OF MASS ( NPAR(23)). . = 0
EQ.0,   NO CALCULATION
EQ.1,   CALCULATION ACTIVATED

INITIAL STRAINS FIELD INPUT FLAG. . . .( NPAR(25)). . = 0
EQ.0 NO INITIAL STRAINS
EQ.1 USE NODAL POINT INITIAL STRAINS
EQ.2 INPUT FUNCTION PARAMETERS TO CALCULATE
ADDITIONAL INITIAL STRAINS (STRAINFIELD)
EQ.3 OPTIONS (1) AND (2) COMBINED
EQ.-1 NODAL POINT GEOLOGICAL INITIAL STRESSES
EQ.-2 INPUT FUNCTION PARAMETERS TO CALCULATE
GEOLOGICAL INITIAL STRESSES
EQ.-3 OPTIONS (-1) AND (-2) COMBINED.

TYPE OF CREEP COEFFICIENTS . . . . .( NPAR(28)). . = 0
EQ.0,   INPUT DATA
EQ.1,   USER-SUPPLIED

FLAG FOR THE USE OF INCOMPATIBLE MODES ( NPAR(31)). . = 0
EQ.0 NOT USED
EQ.1   USED

FLAG FOR STRAIN ENERGY DENSITIES . . . ( NPAR(34)). . = 0
EQ.0,   NO COMPUTATION
EQ.1,   COMPUTATION ACTIVATED

FLAG FOR ULJ FORMULATION . . . . . ( NPAR(22)). . = 0
EQ.0,   NOT USING A ULJ FORMULATION
EQ.1,   USING A ULJ CURRENT CONFIGURATION FORMULATION
EQ.2,   USING A ULJ MIDPOINT CONFIGURATION FORMULATION
02.out (81%)

```

Abb. 13.1-6 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei

```

dterm
Window Edit Options Help
INTERMEDIATE PRINTOUT DURING EQUILIBRIUM ITERATIONS

      OUT-OF-      NORM OF      NORM OF INCREMENTAL      CONVERGENCE RATIOS      CONVERGENCE RATIOS      OUT-OF-BALANCE LOAD
      BALANCE     FORCE        MOMENT      DISP.      ROTN.      CFORCE      FOR OUT-OF-BALANCE      FOR INCREMENTAL      VECTOR CALCULATION
      ENERGY     NODE-DOF   NODE-DOF   NODE-DOF  NODE-DOF  CFNORM      ENERGY      FORCE      DISP.      CFORCE      BETA      RATIO
              MAX VALUE   MAX VALUE   MAX VALUE   MAX VALUE                                     (ITERN)
              (5)
      COMPARE WITH      COMPARE WITH
      ETOL              DTOL              RTOL              RCTOL
      1.00E-02 (NOT USED) 1.00E-01 (NOT USED)

ITE= 0 2.89E+05 1.49E+07 0.00E+00 4.30E-01 0.00E+00 0.00E+00 1.00E+00 0.00E+00 4.30E+00 0.00E+00
      9283-X      0          16514-Z      0          0.00E+00
      -3.75E+06 0.00E+00 2.86E-03 0.00E+00

ITE= 1 2.53E+04 2.67E+07 0.00E+00 1.31E-02 0.00E+00 0.00E+00 8.77E-02 0.00E+00 1.31E-01 0.00E+00 9.89E-01 -1.41E-07
      26602-Y      0          9283-Y      0          0.00E+00
      -3.78E+06 0.00E+00 1.74E-04 0.00E+00

ITE= 2 6.21E+03 1.30E+07 0.00E+00 9.30E-03 0.00E+00 0.00E+00 2.15E-02 0.00E+00 9.30E-02 0.00E+00 7.43E-01 1.94E-06
      23355-Y      0          16514-Z      0          0.00E+00
      -2.52E+06 0.00E+00 9.64E-05 0.00E+00

ITE= 3 3.57E+03 1.01E+07 0.00E+00 5.57E-03 0.00E+00 0.00E+00 1.24E-02 0.00E+00 5.57E-02 0.00E+00 6.94E-01 -3.77E-05
      26602-Y      0          26602-Y      0          0.00E+00
      -1.88E+06 0.00E+00 -1.47E-04 0.00E+00

ITE= 4 2.07E+03 8.78E+06 0.00E+00 4.61E-03 0.00E+00 0.00E+00 7.16E-03 0.00E+00 4.61E-02 0.00E+00 4.89E-01 -2.18E-05
      26602-Y      0          26602-Y      0          0.00E+00
      1.78E+06 0.00E+00 1.30E-04 0.00E+00

ITERATION TIME LOG
SOLUTION TIME (SECONDS) . . . . . = 240.00
PERCENT OF TIME SPENT IN LINE SEARCHING . . . . . = 27.89
PERCENT OF TIME SPENT IN LOAD VECTOR/STIFFNESS MATRIX CALCULATION . = 13.75
PERCENT OF TIME SPENT IN SOLUTION OF EQUATIONS . . . . . = 58.33

4 EQUILIBRIUM ITERATIONS PERFORMED IN THIS TIME STEP TO REESTABLISH EQUILIBRIUM
STIFFNESS REFORMED FOR EVERY ITERATION OF THIS STEP
NUMBER OF SUBINCREMENTS IN THIS TIME STEP = 1

STRESS CALCULATIONS

SOLUTION ACCURACY INDICATORS
FOR LOW SPEED DYNAMICS (LSD), CONTACT DAMPING, AND SHELL DRILLING STIFFNESS

```

Abb. 13.1-7 Ausschnitt aus einer ADINA-Ausgabedatei

Um bei der Berechnung mit der „Low-Speed-Dynamics“-Option keine unerwünschten dynamischen Effekte zu erzeugen sollten die Zeitschrittinkremente relativ groß sein. In einigen Fällen hat es sich außerdem als hilfreich erwiesen, den Druckbereich der einachsigen Spannungs-Dehnungs-Kurve des Betons sowie die Festlegungen bezüglich der Versagensflächen im Betonmodell für den Druckbereich künstlich zu erhöhen.

14 Verteiler

		Exemplare: gedruckte Form	Exemplare: pdf
BMWi			
Referat III B 4		1 x	
GRS-PT/B			
Internationale Verteilung	(FIZ)	40 x	
Projektbegleiter	(eda)	3 x	1 x
GRS			
Geschäftsführung	(wfp, stj)		je 1 x
Bereichsleiter	(erv, paa, prg, rot, stc, ver, zir)		je 1 x
Abteilungsleiter	(som)		1 x
Projektleiter	(siv)		1 x
Projektbetreuung	(wal)		1 x
Informationsverarbeitung	(nit)		1 x
Autor	(grb, bnn, bau, scz, siv)	je 1 x	
Bibliothek	(Köln)	1 x	
Gesamtauflage:		Exemplare	50

**Gesellschaft für Anlagen-
und Reaktorsicherheit
(GRS) mbH**

Schwertnergasse 1
50667 Köln
Telefon +49 221 2068-0
Telefax +49 221 2068-888

Forschungszentrum
85748 Garching b. München
Telefon +49 89 32004-0
Telefax +49 89 32004-300

Kurfürstendamm 200
10719 Berlin
Telefon +49 30 88589-0
Telefax +49 30 88589-111

Theodor-Heuss-Straße 4
38122 Braunschweig
Telefon +49 531 8012-0
Telefax +49 531 8012-200

www.grs.de